

CURSO DE INGENIERIA GEOLOGICA

FECHA	HORA	T E M A	PROFESOR
Julio 10	17:00 a 17:45	I.- Introducción I.1. La Geología, la Ingeniería Geológica, la Geotécnica, la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas. I.2. Desarrollo de la Ingeniería Geológica en México.	Ing. Alfonso de la O. Carreño
	17:45 a 19:00	I.3. Alcances de la Ingeniería Geológica. I.4. Obtención de datos geológicos para la Planeación y Proyectos de Obras de Infra-estructura.	
	19:00 a 19:15	Café.	
	19:15 a 21:00	II.- Procesos Geodinámicos. II.1. Origen y propiedades de los materiales naturales.	Ing. Armando Quezadas Flores
Julio 11	17:00 a 18:00	II.2. La Geomorfología y sus aplicaciones en la Ingeniería Geológica.	Dr. José Lugo Hubp
	18:00 a 19:00	III.- Mecánica de Rocas. III.1. Petrografía aplicada a la Ingeniería Geológica.	Ing. Armando Quezadas Flores
	19:00 a 19:15	Café.	
	19:15 a 21:00	IV.- Mecánica de Suelos. IV.1. Clasificación y propiedades de los suelos. IV.2. Comportamiento de los suelos ante la excavación y cimentación.	Ing. Gabriel Moreno Pecero

Julio 12	17:00 a 18:00	IV.3. Los suelos como materiales de construcción.	Ing. Gabriel Moreno Pecero
	18:00 a 19:20	III.2. Análisis de la Deformabilidad y Resistencia de los Macizos Rocosos.	Ing. Leopoldo Espinoza
	19:20 a 19:30	Café	
	19:30 a 21:00	V.- El Agua en las Rocas y los Suelos. V.3. Determinación de los Coeficientes de Permeabilidad.	Ing. Leopoldo Espinoza
Julio 13	17:00 a 18:00	V.1. Permeabilidad y Flujo del agua subterránea.	Ing. Antonio Blanco Amador
	18:00 a 19:00	V.2. Influencia del agua en la deformabilidad y resistencia de los materiales.	Ing. Antonio Blanco Amador
	19:00 a 19:15	Café.	
	19:15 a 21:00	VI.- Exploración Geotécnica. VI.1. Fotointerpretación y cartas geotécnicas.	Ing. Ramiro Ordaz Hinojosa
Julio 14	17:00 a 18:30	VI.2. Métodos Indirectos.- Resistividad Eléctrica.	Ing. Raymond Vignaud Combas
	18:30 a 18:40	Café.	
	18:40 a 20:00	VI.2. Métodos Indirectos.- Refracción Sísmica.	Ing. Salvador García Durán
	20:00 a 21:00	VI.3. Costos de Exploración.	Ing. Renato Arreola Aguilar

Julio 17	17:00 a 18:15	VII.- Planeación Regional y Urbana. VII.1. La Ingeniería Geológica y la Planeación Regional.	Ing. Juan B. Puig de la Parra	
	18:15 a 18:30	Café.		
	18:30 a 19:30	VII.2. Equilibrio Geomorfológico, Hidrológico y Ecológico.		
Julio 18	19:30 a 21:00	VIII.- La Ingeniería Geológica y las Obras Hidráulicas. VIII.2. La disolución de las calizas y criterios en la selección de sitios para presas.	Ing. Carlos García Herrera	
	17:00 a 18:00	VIII.1. Desplante de Presas.		Ing. Joel Rojas Tamez
	18:00 a 19:00	VIII.3. Impermeabilización en Obras Hidráulicas.		Ing. Joel Rojas Tamez
	19:00 a 19:15	Café.		
Julio 19	19:15 a 21:00	IX.- La Ingeniería Geológica y las Excavaciones Subterráneas y a Cielo Abierto IX.1. Métodos de Excavaciones. IX.2. Explosivos y Voladuras.	Ing. Raúl Perlasca Espinosa	
	17:00 a 19:00	IX.3. Análisis de estabilidad de taludes (métodos correctivos y preventivos).		Ing. Raúl Cuellar Borja
	19:00 a 19:15	Café.		
	19:15 a 21:00	X.- La Ingeniería Geológica y las Vías Terrestres. X.1. Selección de Rutas. X.2. Drenaje.		Ing. Agustín Parra García

Julio 20	17:00 a 18:30	X.3.	Materiales de Construcción.	Ing. Agustín Parra García
	18:30 a 18:45		Café.	
	18:45 a 20:15	X.4.	Estudios Geotécnicos para la cimentación de Puentes.	Ing. Abel Flores Ramírez
Julio 21	17:00 a 19:00	XI.-	Riesgo Sísmico en la Construcción de Obras de Ingeniería.	
		XI.1.	Investigación General	Ing. Jorge Prince
		XI.2.	Metodología para la determinación del Riesgo Sísmico.	

DIRECTORIO DE PROFESORES

INGENIERIA GEOLOGICA

ING. RENATO ARRIOLA AGUILAR
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE SERVICIOS
TECNICOS
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
RODANO No. 14 - 6 PISO
MEXICO 5, D. F.
TEL. 553-71-33 EXT. 2056

ING. RAUL CUELLAR BORJA
JEFE DE LA OFICINA DE MECANICA DE ROCAS
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
AUGUSTO RODIN No. 265
COL. MIXCOAC
MEXICO 19, D. F.
TEL. 563-37-00 EXT. 26

ING. ROBISSEL CHIÑAS LALO
DIRECTOR DE INGENIERIA Y GEOTECNICA
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MELCHOR OCAMPO No. 455 - 6 PISO
MEXICO 5, D. F.
TEL. 533-31-26

ING. ALFONSO DE LA O CARREÑO
GEOLOGO CONSULTOR
S.A.R.H.
COM. INT. LIMITES Y AUGAS ENTRE
MEXICO Y LOS EE.UU.
REFORMA No. 69 - 18 PISO
MEXICO, D. F.
TEL. 546-81-18

ING. LEOPOLDO ESPINOSA
INVESTIGADOR
SECCION DE MECANICA DE SUELOS
INSTITUTO DE INGENIERIA - UNAM
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO 20, D. F.
TEL. 548-65-60 EXT. 448

INGE. ABEL FLORES RAMIREZ
JEFE DE LA SECCION DE ESTUDIOS DE
LA OFICINA DE MECANICA DE SUELOS
DEPARTAMENTO DE PUENTES
SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y
OBRAS PUBLICAS
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD S/N
MEXICO 12, D. F.
TEL. 530-02-29

ING. SALVADOR GARCIA DURAN
JEFE DE LA OFICINA DE ESTUDIOS GEOFISICOS
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MELCHOR OCAMPO No. 455 - 7 PISO
MEXICO 5, D. F.

ING. CARLOS GARCIA HERRERA
JEFE DEL AREA DE GEOLOGIA Y MINERIA
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MELCHOR OCAMPO No. 455 - 7 PISO
MEXICO 5, D. F.
TEL. 511-00-74

DR. JOSE LUGO HUBP
INVESTIGADOR
GEOFORMOLOGIA
INSTITUTO DE GEOFISICA
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO 20, D. F.
TEL. 550-51-12 EXT. 4295 - 4296

ING. GABRIEL MORENO PECERO
JEFE DE LA OFICINA DE MECANICA DE SUELOS
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
COL. NARVARTE
MEXICO 12, D. F.
TEL. 530-46-77

ING. RAMIRO ORDAZ HINOJOSA
GERENTE TECNICO
PERFORACIONES Y ESTUDIOS GEOLOGICOS, S. A.
TAJIN No. 147
COL. NARVARTE
MEXICO 12, D. F.
TEL. 538-28-77

ING. AGUSTIN PARRA GARCIA
SUBDIRECTOR DE INGENIERIA BASICA
DE ESTUDIOS Y PROYECTOS, S. A.
VIADUCTO PRESIDENTE MIGUEL ALEMAN No. 81
COL. ESCANDON
MEXICO 18, D. F.
TEL. 516-12-18

ING. PAUL PERLASCA ESPINOSA
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MELCHOR OCAMPO No. 455 - 6 PISO
MEXICO 5, D. F.
TEL. 533-31-26

ING. JORGE PRINCE
INVESTIGADOR
SUBDIRECTOR DEL INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM
INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO 20, D. F.
TEL. 548-11-35

ING. JUAN PUIG DE LA PARRA
DIRECTOR GENERAL
DIRECCION DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO NACIONAL
SAN ANTONIO ABAD No. 124
MEXICO 8, D. F.
TEL. 578-64-32

ING. ARMANDO QUEZADAS FLORES
PETROGRAFO
GEOLOGIA Y MINERIA
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MELCHOR OCAMPO No. 455 - 7 PISO
MEXICO 5, D. F.
TEL. 390-13-09

ING. JOEL ROJAS TAMEZ
AUXILIAR TECNICO DE LA SUBDIRECCION
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
RODANO No. 14 - 6 PISO SUBGERENCIA
MEXICO 5, D. F.
TEL. 553-71-33 EXT. 2919

ING. MARIANO RUIZ VAZQUEZ
JEFE DEPTO. DE INGENIERIA PETROLERA MINERA,
GEOLOGICA Y GEOFISICA
FACULTAD DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA EDIF. F. I.
MEXICO 20, D. F.
TEL. 550-00-40

ING. RAYMOND VIGNAUD COMBAS
GERENTE GENERAL
INVESTIGACIONES TECNICIAS DEL SUBSUELO, S. A.
JOSE MARIA VELASCO No. 91
COL. SAN JOSE INSURGENTES
MEXICO 19, D. F.
TEL. 534-20-19



SOCIEDAD GEOLOGICA MEXICANA

Ciprés 176

México 4, D. F.

Tel. 547-26-66

Por eso actualmente la Ingeniería Geológica, ha dejado de ser un tema de aspectos cualitativos pasando a ser una técnica en donde se cuantifican los datos sobre rocas y suelos que requieren los proyectos de obras de ingeniería, y por lo tanto existe una interrelación muy estrecha con la mecánica de suelos, la mecánica de rocas y con los métodos de prospección y ensaye de medida.

En la práctica la Ingeniería Geológica requiere no sólo la labor artesana de campo, sino también el aspecto de interpretación ingenieril de los datos obtenidos en el laboratorio y en forma inversa tanto la mecánica de rocas como la mecánica de suelos no pueden prescindir, en su interpretación, de las bases que señala la Ingeniería Geológica.

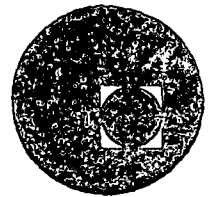
Este Curso que ha preparado la Sociedad Geológica Mexicana, A. C., en colaboración con el Centro de Educación Continua de la U.N.A.M., justamente tiene el propósito de señalar qué tipo de información geológica y geotécnica se requiere en la planeación y proyectos de obras de infraestructura, con el ánimo también de que exista una mayor correlación entre los diferentes geotécnicos (Ingenieros Civiles y Geólogos) que intervienen en este tipo de trabajo, proporcionando datos sobre las características de los terrenos.

Un selecto grupo de especialistas y expertos, desarrollarán los diferentes temas que comprende el Curso. La buena disposición y entusiasmo de estos profesores por transmitir sus valiosas experiencias, es prueba manifiesta de generosidad y nobleza; por eso la Sociedad Geológica Mexicana, A. C., les patentiza el reconocimiento más distinguido.

ING. ROBISSEL CHIÑAS LALO
Presidente



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



INGENIERIA GEOLOGICA

INTRODUCCION

ING. ALFONSO DE LA O. CARREÑO

JULIO, 1978.

CONSIDERACIONES A MANERA DE INTRODUCCION, AL CURSO DE INGENIERIA GEOLOGICA QUE HOY SE INICIA.

México, D. F., 10 de julio de 1978.

Los señores ingenieros coordinadores de este curso, me han hecho la distinción, de pedirme haga una introducción en la iniciación de este evento, que es de gran importancia para continuar la preparación de técnicos interesados en el estudio de las ciencias de la Tierra y su aplicación; en este caso la geología aplicada a la resolución de los problemas que se presentan en los aspectos geológicos en la construcción de las obras de Ingeniería.

Para situar el temario de este curso dentro del vasto campo de la Geología, se me pide hacer un recorrido general breve, de los principales aspectos de esta disciplina, para luego referirnos también brevemente, a los capítulos que en el mismo se desarrollarán y la importancia que tienen.

El tema es muy extenso y parece imposible tratarlo en unas cuantas páginas. Lo intentaremos.

Desde que nuestro planeta y su satélite nacieron al formarse nuestro Sistema Solar, la tierra empezó su vida propia casi independiente con la figura de un sólido de revolución en equilibrio dinámico, en este caso un esferoide, que es un elipsoide de pequeña excentricidad: es la forma teórica; a la real, los Geodestas lo llaman Geoide, que gira sobre si mismo y alrededor del Sol.

Hace por lo menos 4500 millones de años, que se iniciaron los complejos procesos que el hombre apenas ayer los ha llamado geológicos y geofísicos, que lentamente han ido transformando y modelando la Tierra, hasta cobrar su naturaleza y aspecto actuales. Las fuerzas que intervienen en esos cambios, siguen y seguirán actuando son: la gravitación tanto terrestre, como de los cuerpos que forman el Sistema Solar; la fuerza centrífuga rotacional. En el interior, las corrientes magmáticas cíclicas de Vening Meisnesz y las variaciones de las grandes temperaturas y presiones que al producir cambios físicos de la materia interna, seguirán originando según se cree, ajustes de equilibrio, originando los temblores plutónicos; en la Litósfera esas corrientes seguirán provocando movimientos de placas a lo largo de las grandes fallas transformantes como la de Motagua en Guatemala; la de San Andrés y la que corre al Este de Somalilandia, Africa, rumbo al límite entre la India y Paquistán. Movimientos que han dado lugar a los altos alargados o lomos oceánicos y a las trincheras o fosas ; confirmando todo esto en parte, la teoría de la deriva de los continentes de Wegener, aunque originados por fuerzas tremendamente más poderosas que las consideradas por ese Investigador. Tales movimientos contribuyen a la sismicidad y al volcanismo. La Litósfera no solo experimenta los movimientos sísmicos que son rápidos sino los de las mareas terrestres y oceánicas

provocadas por fuerzas de atracción luni-solar y planetaria, que afectan a todo nuestro globo. Además otros movimientos extremadamente lentos que son los de ajustes isostásicos y los orogénicos: éstos pueden explicarse mejor por los movimientos de placas, en las que se considera dividida la corteza terrestre. (T. Wilson y un grupo de otros científicos).

Se tienen también los procesos superficiales o casi superficiales: la erosión y depósito tanto del agua como eólica gracias a la gravedad y a los movimientos de rotación y traslación terrestres. El agua del mar modela las costas y fondos marinos y continuamente recibe las aguas de los continentes y acarrea de toda clase de detritos de las rocas continentales, acumulándose lentamente sedimentos a veces de millares de metros de espesor, en cuyo seno se depositan los restos orgánicos de su abundante y variada flora y fauna. En el futuro todos esos sedimentos constituirán las rocas marinas con sus yacimientos de energéticos que el hombre ha descubierto y aprovecha. El desequilibrio isostásico y las fuerzas orogénicas harán que esas rocas emerjan para constituir masas de tierra firme.

La acción biológica tanto animal como vegetal es importante en la superficie de la litósfera. El hombre, impulsado por las necesidades cada vez mayores para sobrevivir y como una consecuen-

cia del progreso y el avance de la técnica y de abrir espacios vitales, se ha convertido en un destructor de la ecología de zonas importantes y de cambios físicos que alteran la superficie terrestre. Además, contamina las aguas superficiales y a veces las subterráneas y también las marinas; problemas que por ahora no se les ve solución clara.

La Geología y la Geofísica investigan el origen, antigüedad, naturaleza, evolución y futuro posible de nuestro planeta, y sus principios se aplican para investigar recursos que aprovecha el hombre para sobrevivir, y en resolver los problemas para adaptar y adaptarse al medio en que vive.

Los procesos geológicos y geofísicos dijimos, se iniciaron con la vida independiente de la tierra; pero tenían que transcurrir unos 4000 millones de años o sea hace unos 500, para que se iniciaran los primeros vestigios de vida sobre el globo terrestre; y hace apenas unos 3 millones, que aparecieron los primitivos indicios de la especie humana, que a través de la evolución y selección llegó a lo que es el hombre actual. Lentamente éste ha ido acumulando experiencia y conocimiento del planeta que habita, observando y tratando de explicarse muchos hechos y fenómenos; como los del volcanismo y temblores de tierra; adquiriendo conciencia del suelo que lo ha sustentado, observando eminencias, depresiones, oquedades, cañones y que existen terrenos más resistentes que otros; la presencia de metales y de las grandes masas

de agua, es decir conocimientos geológicos progresivos, hasta llegar a la formidable acumulación actual de ellos; seriados y clasificados, que fueron formando la estructura de la ciencia que convencionalmente se le llamó Geología. La Geofísica, como ciencia, se estructuró mucho más recientemente, apenas es de ayer, quizá por su andamiaje matemático.

Esta ciencia cuya primera rama fué la Geodesia y la Gravimetría, luego la Sismología, Geomagnetismo y Electricidad, Vulcanología, Meteorología, Hidrología, Oceanografía, Tectonofísica, Radiactividad, nos ha enseñado la constitución interna del Globo, sus diferentes capas, siendo la más superficial la Litósfera donde descansa la Hidrósfera, la Biósfera y la Atmósfera. La Litósfera descansa sobre el "Manto" en la discontinuidad de Mohorovicic a unos 60 km de profundidad. El "Manto" a su vez descansa en el "Núcleo", en la discontinuidad de Gutenberg, a la profundidad de 2900 km.

Habitamos la Litósfera, que conocemos más superficialmente que a la profundidad, es heterogénea porque está formada por la gran variedad de rocas existentes. En conjunto hasta una profundidad de 10 a 30 km es de constitución Siálica (Granito-gneiss) y discontinua, con una densidad media de 2.7.

La capa inferior continúa, de Jeffreys, (Sima), de basalto-gabbro, con densidad media de 3, está entre 10 y 30 km de profundidad

DIVISIONES DE LA GEOFISICA.

GEOFISICA PURA.	{	GEODESIA Y GRAVIMETRIA. SISMOLOGIA. GEOMAGNETISMO Y ELECTRICIDAD. VULCANOLOGIA. METEOROLOGIA. HIDROLOGIA. OCEANOGRAFIA FISICA. TECTONOFISCA. RADIOACTIVIDAD.
-----------------	---	--

GEOFISICA APLICADA.	{	METODOS GEOFISICOS DE EXPLORACION. INGENIERIA SISMICA. EQUIPOS Y LABORATORIOS DE GEOFISICA.
------------------------	---	---

y se extiende hasta la discontinuidad ya indicada a los 60 km.

Conviene recordar, que la densidad media terrestre es de 5.522 (Lambert), y que, según Clarke las proporciones relativas de las rocas, hasta una profundidad de 16 km, son:

De origen ígneo,	95.00 %
Rocas sedimentarias,	---
Lutitas,	4.00 %
Areniscas,	0.75 %
Calizas.	0.25 %

En la Litósfera es donde la Geología ha hecho más progresos. Su superficie es de 510 millones de km² y en ella encontramos los continentes e islas y las cuencas oceánicas, con extensiones respectivamente de 149 millones de km² (29%) y 361 millones de km² (71%).

En estas enormes extensiones el Geólogo desarrolla sus actividades e investigaciones.

La Geología como ustedes saben, necesita de muchas ciencias auxiliares: la Química, la Mineralogía, la Biología, la Geografía, la Fisiografía, la Geofísica, con la que va de la mano y en muchos aspectos ligados.

Para estudiar los diferentes aspectos de la ciencia Geológica, ha sido necesario dividirla en las ramas principales que ustedes ya conocen y que aquí solo ennumeraremos, para situar el temario de nuestro curso en su extenso campo:

Geología Pura.

Geología Física.
 Geología Dinámica.
 (Agentes internos y externos)
 Geología Estructural.
 Petrología.
 Orogenia.
 Tectónica.
 Geomorfología.
 Geología Histórica.
 Paleontología.
 Estratigrafía.

Geología Aplicada.
 (Auxiliar, la Geofísica
 aplicada).

Geología del Petróleo.
 Geología de los yacimientos minerales.
 Geotermia.
 Geohidrología.
 Geología aplicada a la Ingeniería o
 Ingeniería Geológica.
 Geotecnia.
 Mecánica de suelos.
 Mecánica de rocas.

Después del panorama que hemos sintetizado de la Geología, veamos cómo recurrimos a ella en los problemas geológicos que se presentan en el proyecto y construcción de obras de Ingeniería, o sea el objetivo de este curso, no ocupándonos de otros aspectos de sus aplicaciones.

Una obra de Ingeniería, se proyecta para llenar una necesidad en la ciudad o fuera de ella. Pero no solamente debe estar concebida para el objeto perseguido, sino que debe ofrecer completa seguridad en todos los aspectos.

En efecto, el Ingeniero puede proyectar una estructura - que rigurosamente esté dentro de los cánones admitidos, llenando los principios de diseño, estabilidad y economía requeridos, pero eso no es todo, es necesario que el terreno, sea suelo o roca que lo va a sustentar, ofrezca seguridad de que no fallará y ponga en peligro la obra construída o la invalide para llenar el objetivo que se persigue con su proyecto y construcción.

Por ejemplo un edificio puede fallar por la falta de resistencia del terreno donde fué desplantado, sea por deformaciones anormales que provocan asentamientos a veces no uniformes sino diferenciales, o por basculéo en suelos muy deformables; o por deslizamientos, especialmente si fué construído en una ladera inestable, o en la cercanía de un corte prominente en el terreno. Puede también fallar porque sea desplantado en áreas de terrenos de resistencias diferentes, que den lugar a deformaciones desiguales. Puede suceder que sea desplantado sobre un terreno agrietado o con fallas (geológicas) que estén vivas. Por último la falla puede venir por sismo.

En el caso de obras hidráulicas las fallas posibles presentan aspectos más variados y complejos debido a que estas obras son más complicadas:

Por ejemplo, una presa puede construirse para irrigación o para la generación de energía hidroeléctrica o para ambas cosas y consta de los siguientes elementos o partes: la cortina, la obra

de regulación y excedencias; la obra de toma; la planta de energía; la obra de desvío durante la construcción; el vaso; los bancos de materiales.

El tipo de cortina, tendrá que estar de acuerdo con la morfología de la boquilla, pero muy especialmente, con las condiciones de la roca donde va a ser desplantada, de la que se estudiará su grado de alteración; su estratificación si la hay; su fracturamiento y la presencia de fallas que aunque no sean activas, pueden complicar o encarecer la obra; la permeabilidad de la roca, principalmente en el caso de las calizas o en formaciones volcánicas. Todas estas investigaciones indicarán qué tratamiento debe darse a la roca una vez aceptado el sitio.

En la obra de excedencias, tendrán que estudiarse las condiciones de la roca en el desplante del cimacio y pilas de las compuertas si las hay. También a lo largo de la rápida del vertedor y en el desplante de la obra disipadora de energía, sea tanque amortiguador o de salto de esqui.

En muchas ocasiones la obra de toma consiste, después de la estructura de admisión, de uno o varios túneles a veces de diámetros considerables. Hay ocasiones en las que las obras de desvío son túneles que después se aprovechan como descargas de la obra de excedencias. En ambos casos tendrá que ser investigada la roca para que al cavarse esas obras se prevéan accidentes y se les dé la seguridad permanente.

En grandes obras hidroeléctricas en nuestro País, se ha presentado el caso de que la casa de máquinas quede dentro de una gran excavación en la roca, principalmente por la morfología de la boquilla o sitio. Se investigan las condiciones de resistencia de la roca y el estado del esfuerzo del macizo rocoso antes de proceder a las excavaciones, que a veces son de mucha importancia por sus dimensiones; para ver como se comportará la roca en ellas y qué precauciones deben tomarse durante la construcción y durante la vida de la obra.

En todas las obras de una presa, otro aspecto que hay que cuidar, es el riesgo sísmico y tener en cuenta los valores de las aceleraciones de sismos mayores que afecten la región, en los diseños de las estructuras. Aunque el valor de la gravedad, varía con la latitud y altitud, se acostumbra tomar un valor redondeado de 1000 cm/seg^2 y la aceleración de sismos que intervengan en el cálculo de estabilidad de una obra, se expresa en fracciones de (g) que se les llama coeficientes sísmicos. Así si se habla de un coeficiente sísmico de 0.2, quiere decir que se está considerando una aceleración de 200 cm/seg^2 . Generalmente solo se considera la componente horizontal pero hay ocasiones, en las que debe tomarse en cuenta la componente vertical.

Lo ideal del vaso de una presa, sería que fuera completamente impermeable, lo cual es imposible, todos los vasos son permeables, pero a veces presentan una permeabilidad prohibitiva. El

criterio para juzgar de ello se basará en el estudio geológico detallado del vaso para localizar fracturas, fallas y zonas de permeabilidad y valorar los riesgos de escapes o fugas del agua que va a ser almacenada; y ver si es posible corregir el defecto o desechar el sitio.

Otro problema que puede presentarse en un vaso, es la existencia de laderas en peligro o proceso de deslizamiento.

Por último se localizan, estudian y valoran por sus propiedades y volúmenes, los bancos de materiales para la construcción, sean materiales impermeables; arenas para filtros; roca para respaldos y para la fabricación del concreto.

En el caso de una conducción importante de agua, a distancia considerable, sea para irrigación o agua potable, en su trazo pueden presentarse tramos de canal abierto; grandes sifones, túneles y aún plantas de bombeo. El trazo, cuando menos en partes, va ladereando y entonces es necesario cuidar de la estabilidad de los taludes naturales, de acuerdo con su naturaleza geológica, teniendo en cuenta la seismicidad local, para estabilizarlos a veces a base de anclajes. También se debe cuidar de la permeabilidad de las formaciones para prever revestimientos y en los túneles el estado de la roca antes de perforarlos y su reacción después de ser abiertos para tratar de estabilizarlas si es necesario.

Mencionaremos los grandes desagües de las ciudades -

como la de nuestra Capital, que implicó problemas especiales geológicos de drenaje en túneles.

Otro tipo de obras en las que el auxilio de la Geología Aplicada es muy importante, es en las portuarias: cimentación de edificios, astilleros, muelles, etc.

Por último en vías de comunicación terrestres, se presentan también problemas de suelos y rocas en los trazos en taludes; en los cruces de corrientes de agua en la cimentación de las pilas de puentes, a veces de grandes dimensiones y por último en túneles.

Hemos dado una vista a vuelo de pájaro de la variada cantidad de problemas geológicos que es necesario conocer y resolver, en la construcción de obras de Ingeniería, es el amplio campo de aplicación de la Ingeniería Geológica.

La metodología general que debe seguirse para el estudio de las condiciones geológicas de un sitio donde se vaya a construir una obra es como luego se indica, según mi experiencia; para ello tomaremos el caso hipotético de una presa que es el más completo, por incluir un mayor número de aspectos:

- 1 - Situación de la localidad en las cartas generales geográficas, geológica y sísmica de la República para tener una primera idea de las condiciones regionales que interesa, muy especialmente la sismicidad.

- 2 - Recopilación de datos y antecedentes.

3 - Aprovechar los vuelos aéreos para hacer la foto-geología previa, utilizando los pares estereoscópicos disponibles, extendiéndose fuera del área del conjunto de obras.

Esto servirá para el siguiente punto.

4 - Llevar a cabo un reconocimiento preliminar de la zona que interesa, primero por aire y luego en el terreno, para aclarar la morfología de la misma y una primera idea del tipo o tipos de las rocas presentes, fijándose en las formas estructurales y la presencia de accidentes tectónicos más importantes, tales como fracturas y fallas y zonas de posibles deslizamientos de laderas.

En esta fase se sabrá en conjunto si hay la presencia de rocas sedimentarias marinas o continentales; o ígneas, sea intrusivas o extrusivas; o metamórficas. Su importancia relativa. Es necesario contar con un plano topográfico aunque sea a pequeña escala.

5 - Puede ser que en este primer reconocimiento sea desechado el sitio y no se invierta ya ni tiempo ni fondos en su investigación.

6 - De ser aceptado, se procederá a formular el levantamiento geológico superficial de la boquilla y vaso, con ayuda de los topógrafos. En cuyo levantamiento, se fijarán las áreas de las diferentes rocas presentes; haciéndose una primera clasificación de campo y fijando su posición estratigráfica. Se localizarán las líneas estructurales y la presencia de accidentes tectónicos o sea fracturas y fallas. Fijando el criterio de su importancia, tanto por su desplaz

miento, como por su posible vida de acuerdo con la inestabilidad sísmica de la zona. A veces estos accidentes ameritan el desplazar el eje de la cortina o la relocalización de otras estructuras de la obra.

7 - Al mismo tiempo se formulan rápidamente los programas de exploración, así como los estudios de Mecánica de Suelos y de Mecánica de Rocas. Las técnicas detalladas de estos estudios las verán ustedes durante el curso. Aquí hablaremos en forma general. Entramos propiamente en el campo de la Geotecnia.

La exploración de la boquilla; del sitio para la obra de excedencias, y de otras, se hace a base de pozos a cielo abierto; de trincheras y de perforaciones desde 3 hasta 30" de diámetro, cuya profundidad se fija en cada sitio según sus condiciones. Prácticamente en todos los casos, hay una capa de materiales granulares, generalmente aluvión, antes de tocar la roca. De ésta se obtienen muestras o núcleos, utilizando máquinas rotatorias con brocas adecuadas. Las muestras se guardan en cajas con las debidas anotaciones de localización del pozo, su cota y las profundidades. Después de estudiar la roca y clasificarla petrográficamente, ver su grado de fracturamiento, recuperaciones, etc. se construyen los planos y perfiles geológicos, para las correlaciones con las estructuras de Ingeniería, que mostrarán las condiciones del subsuelo.

Los núcleos, en los tramos que interese, se estudian

en el laboratorio: resistencia a la compresión simple, a la tensión, módulo de Young, etc. ésto entra en las técnicas de la Mecánica de Rocas.

En todas las exploraciones o en número menor, escogidas convenientemente, se practican pruebas de permeabilidad ya sea tipo Lugeon o Lefranc. Esto permite formular el tratamiento que debe darse a la roca, tanto de impermeabilización, como de consolidación si es necesario.

8 - Hay ocasiones en las que el relleno de aluvión en la parte central de la boquilla es muy potente o sea que la roca está profunda y si la configuración de ésta es complicada y la boquilla es amplia, y es costoso hacer esa configuración a base de pozos, es conveniente hacerlo utilizando el método sísmico de refracción.

9 - Independientemente del plano geológico y tectónico del vaso, en el que se indiquen zonas de deslizamientos en proceso o potenciales, hay ocasiones en las que se practican ciertas exploraciones, como cuando se tienen dudas sobre la permeabilidad del vaso, tales como una o más perforaciones profundas para averiguar la profundidad del nivel de las aguas subterráneas o sea la potencia de la zona de aereación, por donde fluiría el agua que se escapara, zona que si es muy grande podría no llegar a saturarse.

10 - Si la cortina proyectada es de concreto, principal

mente tipo arco gravedad o arco bóveda, es necesario investigar específicamente los macizos rocosos de las laderas y el basamento central de la boquilla desde el punto de vista de la Mecánica de Rocas. En presas destinadas también a la generación de energía hidroeléctrica, a veces, por condiciones locales, como ya se indicó, se hace necesario construir la casa de máquinas, subterránea con sus accesos, túneles donde se alojarán las tuberías de presión y el pozo o cámara de oscilación. Es necesario entonces investigar también el macizo alojante, desde el punto de vista de la Mecánica de Rocas, completando el estudio con perforaciones de exploración.

El comportamiento de un macizo rocoso aunque esté constituido por una roca relativamente homogénea e isotrópica, como un granito, depende no solamente de la roca en sí, sana o alterada, sino muy especialmente del estado de fracturamiento, que puede deberse a varias causas combinadas, como esfuerzos de tensión o de compresión de carácter regional; de movimientos tectónicos y por enfriamiento, como en las lavas. Si la roca además es sedimentaria, presentará las discontinuidades de la estratificación y las juntas normales a la misma. Generalmente se presentan por lo menos dos sistemas de fracturas verticales, conjugadas entre sí, y otro horizontal, pero puede haber otros oblicuos y además fallas de desplazamientos importantes.

Para formarse una idea del grado de fracturamiento; de la importancia relativa de los sistemas y la predominancia de alguno de ellos, se comienza por hacer el levantamiento detallado del fracturamiento, localizando las fracturas en un plano, midiendo sus rumbos y echados para luego construir los diagramas estereográficos que dan una imagen clara de los sistemas de fracturas y cual es el predominante. Esta información permite hacer el análisis de estabilidad del macizo y estimar su resistencia y deformabilidad.

Se hace necesario averiguar las condiciones físicas de conjunto del macizo; es decir el estado natural de esfuerzos, del mismo: su resistencia a los esfuerzos; su deformabilidad; permeabilidad; alterabilidad, que no es posible determinar en forma realmente representativa con muestras individuales en el laboratorio.

La investigación puede completarse con ayuda de túneles que formen parte del proyecto: como los de desvío; vertedores si se consideran en el proyecto; los de acceso a la futura casa de máquinas, etc. En esas obras pueden determinarse tanto las propiedades mecánicas del macizo, como el estado de esfuerzos de éste. Además ayudan a comparar el fracturamiento interno con el externo y ver si disminuye en el interior.

Con ayuda de esas obras subterráneas, también pueden hacerse determinaciones de los módulos de elasticidad dinámicos, apli-

cando el método sísmico, que permite medir directamente las velocidades de propagación de las ondas sonoras dentro del macizo en varias direcciones, para tener en cuenta su anisotropía y aplicando las ecuaciones clásicas de dicha propagación en medios elásticos, tanto para las ondas longitudinales, como las transversales; en cuyas ecuaciones intervienen, el módulo E, la relación de Poisson y la densidad del medio. A veces estas determinaciones no son muy confiables.

11 - Si la cortina de una presa, es de materiales graduados, su seguridad no solo dependerá de las condiciones del subsuelo en la que sea desplantada, que se investigará con las técnicas ya esbozadas, sino de la geometría de su sección de acuerdo con las propiedades de los materiales de que se disponga en la localidad. La sección es trapecial y compuesta de zonas de diferentes materiales, que del centro hacia los lados consta de un corazón impermeable de taludes más o menos parados, de materiales finos generalmente arcillosos o limo-arcillosos. Vienen luego las zonas permeables o filtros protectores, de arenas clasificadas o de gravas y arenas. Después vienen las zonas semipermeables o sea formadas de clastos gruesos y finos. Por último, los respaldos de roca, de preferencia resistente a la intemperización.

La estabilidad de la sección dependerá de las propiedades de los materiales y de las dimensiones de las zonas. Conociendo dichas

propiedades generalmente se ensayan varias secciones, desde el punto de vista de su estabilidad hasta seleccionar la más conveniente tanto técnica como económicamente.

Todas estas operaciones entran en el dominio de la Mecánica de Suelos. El geólogo comienza por localizar los bancos de materiales. Los materiales finos generalmente se encuentran en áreas planas. Las gravas y arenas suelen localizarse en los playones del río formadas por depósitos de aluvión bastante limpios; o bien en terrazas de aluviones antiguos. De no disponerse de ese tipo de depósitos, tendrán que fabricarse, triturando roca extraída de bancos, pero ésto es muy costoso. Para los respaldos de roca, generalmente se cuenta con bancos cercanos a la obra.

Los bancos de materiales se cubican para saber si se cuenta con volúmenes suficientes y se procede por medio de redes de pozos a cielo abierto, a estudiar los perfiles de los materiales finos, tomándose muestras inalteradas con la técnica y dimensiones que ustedes verán durante el curso, que serán enviadas al laboratorio de suelos para determinar sus propiedades mecánicas y su clasificación. Entre las propiedades se cuenta la densidad, el peso volumétrico, porosidad, relación de vacíos, permeabilidad, resistencia a los esfuerzos en diferentes condiciones; su granulometría, el contenido de humedad y de materia orgánica; los límites de Atterberg, líquido y plástico; el índice de plasticidad, etc.

Al colocar los materiales en la obra se les lleva un estricto control en el laboratorio local para que se coloquen llenando las especificaciones fijadas, a fin de que la sección cumpla con la estabilidad deseada.

Conviene recordar que el comportamiento de las arcillas depende de los minerales que las forman y de su contenido de humedad; pero hay algunas que con el agua presentan reacciones muy especiales, nos referimos a las que contienen montmorilonita o del grupo bentonítico, que son expansivas. Otras en cambio son dispersivas. Ambos tipos son peligrosos en cimentaciones o en la construcción de cortinas en las que predomine el material arcilloso.

.....

Es bueno recordar aquí que la Mecánica de Suelos, ha progresado mucho en nuestro País, debido a que han tenido que resolverse difíciles problemas de cimentación en el subsuelo de nuestra Capital y además, porque en nuestras presas abundan las de materiales graduados.

12 - Estudiado el sitio de una obra como la presa supuesta, en todas sus partes y desde los aspectos que aconseja la Geología Aplicada a la Ingeniería, (Geotecnia, Mecánica de Suelos y Mecánica de Rocas), podrá tanto realizarse con seguridad durante la construcción como garantizar su vida futura, dándole la conservación necesaria.

En efecto, se habrán hecho los tratamientos de la cimentación no solo para impermeabilizar la roca mediante pantallas de inyección, sino para consolidarla donde no tenga la resistencia requerida para recibir, cargas. Si el espesor de los rellenos es considerable, se decidirá inyectarlos, en vez de retirarlos.

En los lugares donde sea necesario hacer cortes verticales muy altos, puede después del análisis de Mecánica de Rocas procederse previamente a consolidar la roca y posteriormente sostenerla si es necesario mediante anclas, por ejemplo en los accesos de obras de toma.


En las obras subterráneas es muy importante prever accidentes por la liberación de esfuerzos en el macizo rocoso, que provocan desprendimientos de la roca. Se procede a amacizarla y se utilizan anclajes, mientras se construyen los revestimientos finales.

Por último, habrá taludes cercanos a las estructuras que presenten peligro de deslizamiento. Conviene entonces eliminar las masas peligrosas o anclarlas.

Quiero por último mencionar brevemente otro aspecto muy interesante de la Ingeniería Geológica, me refiero a los temblores inducidos, que entran en la clase de temblores artificiales; que pueden ser debidos a grandes explosiones subterráneas o por la inyección de flúidos en el subsuelo o por el almacenamiento en las presas, principalmente durante los primeros llenados. No hay tiempo

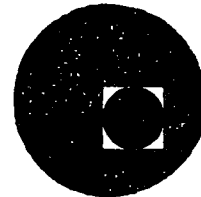
de referirnos a los mecanismos de este tipo de temblores y a las condiciones propicias del subsuelo de la región donde se producen, así como a las precauciones que deben tenerse, que aconsejen los estudios geológicos del área que interesa.

Espero que esta introducción haya puesto de relieve la importancia y extensión de la Ingeniería Geológica, recordando que de la aplicación de las teorías de la Mecánica de Suelos y de la Mecánica de Rocas, se ocupa la Geotecnia. Afortunadamente los Ingenieros en general tenemos ya lo que yo llamaría "Conciencia Geológica", que poco a poco se ha ido formando, después de una labor persistente y de lamentar accidentes que han costado muchas vidas y pérdidas materiales.


Ing. Alfonso de la O Garreno.



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



INGENIERIA GEOLOGICA

PROCESOS GEODINAMICOS

ING. ROBISSEL CHIÑAS LALO

JULIO, 1978.

CURSO DE INGENIERIA GEOLOGICA

II.- PROCESOS GEODINAMICOS

II.1.- Origen y Propiedades de los Materiales Natu rales.

1.- Introducción

2.- Clasificación de los Materiales Naturales

3.- Calidad y Estructura

POR: Ing. Robisel Chiñas Laló

México, D. F. 10 de Julio de 1978



I.- INTRODUCCION

Las rocas en general comprenden todos los materiales que constituyen la corteza terrestre, sin embargo, desde el punto de vista de la Ingeniería Geológica, se debe admitir que existen diferencias entre los materiales poco coherentes que son los suelos y los materiales rocosos. Las diferencias son de orden práctico y se basan en -- cierto número de características que los hacen discontinuas y heterogéneas según la composición, estructura, calidad, contenido de agua y profundidad.

Las rocas son discontinuas y heterogéneas por la presencia de diaclasas, fracturas, zonas decomprimidas, diferencia en composición mineralógica y presencia de materiales suelos intercalados.

La escala y naturaleza de las discontinuidades es diferente en las rocas, ya que el espesor del elemento sólido es mayor en las rocas, presentándose mayor cohesión que asegura una liga entre los elementos sólidos; por lo mismo las compresiones laterales son mayores, ya que las rocas trabajan a compresión.

Estas características permiten definir los objetivos de la mecánica de rocas que comprende la interpretación ingenieril de la investigación geológica y datos obtenidos de ensayos mecánicos que determinan las propiedades de las rocas insitu.

Como la roca, contrariamente a la hipótesis ampliamente extendida, raramente es homogénea, entonces la mecánica de rocas es la mecánica de un discontinuo, es decir, es el estudio de un medio o una estructura con fracturas, cuya resistencia depende de la unión entre los bloques de roca cuya deformabilidad se debe fundamentalmente a los desplazamientos internos de los bloques uniformes.

La mecánica de rocas es a la vez una técnica y una ciencia que tiene por objeto estudiar el comportamiento mecánico de las rocas en su sitio natural, asociando la teoría, la experiencia al trabajo de laboratorio y los ensayos sobre el terreno. La mecánica de rocas reúne -- las observaciones y los datos medidos haciendo la correlación con las leyes que intervienen y con los procesos geológicos que dan lugar a la génesis de las rocas.

Los suelos son discontinuos y heterogéneos por la presencia de diversas fracciones granulométricas, por composición, disposición y condiciones de depósito; su comportamiento también depende de la cantidad de agua que contiene.

La escala y naturaleza de las discontinuidades en los suelos es menor que en las rocas, porque los espesores de los elementos sólidos son más duros y la cohesión no resulta ser del mismo grado que en las rocas; las compresiones laterales son de menor magnitud en los suelos comparativamente a la profundidad de los sitios explorados.

La mecánica de suelos busca determinar las propiedades de los suelos a través de pruebas en el campo y en el laboratorio y las consideraciones de análisis se hacen para un medio continuo en la que el comportamiento de resistencia y de deformabilidad dependen del tipo de --suelo, de las condiciones de drenaje y de la velocidad de aplicación de las cargas.

Como en el caso de la mecánica de rocas, la mecánica de suelos en estudio requiere de observación de campo, de las pruebas de laboratorio cuyos resultados deben correlacionarse con los procesos geológicos que intervienen en la génesis de los suelos.

En la obtención de datos geológicos necesarios para el proyecto de obras de ingeniería, frecuentemente se plantean problemas prácticos concernientes a conocer la estructura y calidad del subsuelo, para deducir su comportamiento real bajo la acción de los esfuerzos a que serán sometidos.

Es indudable que la exploración geológica de la superficie y la del subsuelo mediante sondeos mecánicos, constituyen elementos necesarios de investigación que pueden considerarse suficientes cuando se presentan estructuras homogéneas; pero la mayoría de las veces las provincias geológicas presentan demasiadas variaciones que se complican aún más por la existencia de fenómenos tectónicos y geohidrológicos.

Muchos de estos problemas conviene tratarlos mediante la conjugación de diversas ramas de la geotécnica con la

auscultación indirecta y la medición directa de las propiedades físicas de los suelos y las rocas, los cuales son susceptibles de ser medidos e interpretados de acuerdo con los fines que se persiguen.

La investigación de los datos geotécnicos, tiene como objeto decidir sobre la conveniencia técnica de los sitios de emplazamiento más adecuado para la obra; normalmente no resulta fácil sistematizar determinado procedimiento de trabajo para la búsqueda de datos que proveen el comportamiento de rocas y suelos ante los trabajos de excavaciones por efecto de las cimentaciones o al utilizarlos como material de construcción; sin embargo, si se conocen algunos elementos de la estructura y calidad del subsuelo se pueden llegar a consecuencias prácticas referentes al fracturamiento y alteración por un lado y por otro a la deformabilidad, resistencia, permeabilidad y estabilidad de las formaciones.

Estos elementos son los que se requieren conocer para aplicarlos a los proyectos de presas, túneles y galerías, vías terrestres, aeropuertos, etc., lo cual es posible mediante la correlación de varias técnicas de investigación que utiliza la geotécnica y considerando además que la exploración y los datos obtenidos deben ser acordes con la magnitud y tipo de obra.

Al desarrollar el presente curso de Ingeniería Geológica se pretende establecer las relaciones que existen entre los principios de la geología, la ingeniería geológica, la mecánica de suelos y la mecánica de rocas, considerando que la finalidad fundamental de todas estas geotécnicas es la de definir el comportamiento de los materiales

ante la excavación, ante una cimentación o al ser utili
zados como materiales de construcción.

Estas notas forman parte de dicho curso y se refiere al origen, propiedades y clasificación de los materiales na
turales. Los temas han sido complementados y compilados de la bibliografía señalada procurando utilizar una ter
minología geológica ingenieril para comprender mejor las interpretaciones de los estudios de ingeniería geológica tanto para los Ingenieros Geólogos como los Ingenieros -
Civiles.

2.- Clasificación de los Materiales Naturales

Un aspecto esencial que es necesario tener presente para comprender las características de un terreno, es analizar los procesos geológicos que han intervenido en la génesis de las rocas y los suelos, los que han dado lugar a las diferentes formas de la superficie terrestre.

En este sentido los procesos geológicos son un conjunto de agentes de tipo físico y químico que determinan y -- modifican la forma superficial de la tierra mediante una dinámica interna y externa cuya energía proviene tanto - del interior de la tierra (energía radioactiva) como del exterior, presentada principalmente como energía solar.

La geodinámica interna incluye procesos de tipo plutónico y volcánico y otros de tipo orogénico y epeirogénico; todos ellos dan lugar a relieves del terreno como macizos intrusivos, montañas y mesetas volcánicas y formación de montañas de bloques o plegadas.

La geodinámica externa incluye tanto procesos destructivos y constructivos mencionándose entre los primeros al intemperismo, la remoción por gravedad y la erosión. Entre los segundos se encuentra la acumulación o deposición de los sedimentos en algunos casos acompañados de un proceso diagenético. Estos procesos son los más notables porque ocurren sobre la superficie terrestre y además porque la mayoría de los paisajes actuales, como -- las redes hidrográficas y formación de valles, son resultado de procesos evidentes, incluso en períodos cortos de tiempo.

CLASIFICACION DE LAS ROCAS *

- Lineamientos Generales para Clasificar las Rocas.

La clasificación de las rocas que aparece en este capítulo (tablas D-1, D-2 y D-3) está basada en las características que pueden ser observadas directamente en el campo sin ayuda del microscopio; en consecuencia, para clasificar una roca se deben tomar en cuenta, como factores principales, su composición mineralógica y su textura.

En la tabla D-1 se presenta una lista de los principales minerales que constituyen las rocas y en la D-4 sus características físicas más importantes, como una ayuda para su identificación. Asimismo, en el texto de este capítulo se describen las texturas y tipos de rocas más comunes.

Al tratar de clasificar una roca se sugiere seguir el procedimiento que a continuación se indica:

1. Una vez que se ha examinado cuidadosamente una muestra de la roca, deberán definirse, en el orden que se indica, los tres aspectos fundamentales siguientes: tipo de textura, minerales que la constituyen y grupo a que pertenece (ígneas, sedimentarias o metamórficas).

* Tomado de Sistemas de Clasificación de Suelos, Materiales Petreos y su Utilización. Terreno de Cimentación y Estabilidad de Taludes. Secretaría de Obras Públicas. 1970.

2. Con la anterior información se entra a la tabla correspondiente (D-1, D-2 ó D-3), para determinar la clase de roca de que se trata.
3. Habiéndose determinado el nombre de la roca se consulta la descripción correspondiente con el fin de comprobar su clasificación.

.- Textura de las Rocas.

La textura de una roca, para los fines de este trabajo está representada por la ordenación, orientación, tamaño, forma y enlace de las partículas que la constituyen y que se observan a simple vista o con la ayuda de una lente de poco aumento. Quedan excluidas las texturas innumerables que, aunque basadas en los mismos principios, sólo son visibles al microscopio a través de una lámina delgada de la roca.

a) Texturas Comunes de las Rocas Igneas.-

Las diferencias en el grado de cristalización y en el tamaño de los cristales determinan la textura de una roca ígnea; ambos factores están controlados en primer lugar por la velocidad de enfriamiento, aunque pueden tener intervención la constitución química del magma y su contenido de materias volátiles.

- 1) Piroclástica. (Del griego, pirós: fuego; clastós: fragmento.) Constituida por partículas de vidrio volcánico, trozos pequeños de pómez, fenocristales y fragmentos de roca volcánica, cementados. Las partículas de vidrio y la pómez pueden alterarse en parte, convirtiéndose

COMPOSICION Y CLASIFICACION DE ROCAS IGNEAS

ROCAS		PRINCIPALES MINERALES QUE FORMAN LAS ROCAS	ROCAS		
EXTRUSIVAS (Grano fino o porfirítica)			INTRUSIVAS (Grano grueso)		
RIOLITA		CUARZO SiO_2		GRANITO	ROCAS CLARAS
TRAQUITA			FELDESPATO POTASICO (Ortoclasa) $KAlSi_3O_8$		
ANDESITA		FELDESPATO SODICO-CALCICO (Plagioclasas) $CaAl_2Si_2O_8$ $NaAlSi_3O_8$		DIORITA	
DACITA				GRANODIORITA	
BASALTO			Silicatos Ferromagnesianos	GABRO	
AUGITITA		Micas M.B. Hornblenda		PIROXENITA	
LIMBURGITA		Piroxena Olivino		PERIDOTITA	

ORIGEN	NATURALEZA	R O C A	
ERUPCIONES TRANQUILAS	VITREA	OBSIDIANA	
		PERLITA	
ERUPCIONES EXPLOSIVAS	PIROCLASTICA (FRAGMENTOS)	PIEDRA POMEZ*	
		RETINITA (Piedra Pez)	
		PIEDRA POMEZ BLOQUES	
		BOMBAS	
		Sueltas	Consolidadas
GRAVAS	BRECHAS		
LAPILLI	TOBAS		
ARENAS	ARENISCAS		
CENIZAS	TOBAS		
POLVOS	TOBAS		

* Includida aquí solo por ser vítrea
 ** Rocas básicas

TABLA D-1

ROCAS SEDIMENTARIAS

ORIGEN	AGENTE TRANSPORTADOR	SEDIMENTO SUELO	SEDIMENTO CONSOLIDADO
MECANICO	AGUA	GRAVA (ARISTAS REDONDEADAS) GRAVA (ARISTAS AGUDAS) ARENA LIMO ARCILLA	CONGLOMERADO BRECHA ARENISCA LIMOLITA ARGILITA
	VIENTO	MEDANOS LOESS	ARENISCA
	HIELO	GRAVAS ANGULOSAS ARENA LIMO ARCILLA	TILITA
	GRAVEDAD	GRAVA ANGULOSA	BRECHA DE TALUD

ORIGEN	NATURALEZA	SEDIMENTO CONSOLIDADO
QUIMICO	CALCAREA	CALIZA DOLOMITA ARAGONITA TRAVERTINO MARCA
	CALCAREA ARCILLOSA	
	SILICOSA	PEDERNAL GEYSERITA
ORGANICO	SALINA	EVAPORITAS SAL GEMA YESO BORAX TEQUESQUITE CRISTALILLO
	CALCAREA	CALIZA CORAL COQUINA CRETA (SASCAB)
	SILICOSA	DIATOMITA (TIZAR)
ORGANICO	CARBONOSA	TURBA LIGNITO HULLA ANTRACITA

TABLA D-3

ROCAS METAMORFICAS	
ROCA ORIGINAL	PRODUCTO METAMORFICO
ARENISCA	CUARCITA
CALIZA	MARMOL
LUTITA	PIZARRA
BASICAS	ESQUISTOS, SERPENTINA, ETC.
GRANITO, DIORITA Y CONGLOMERADO	GNEISS

en arcillas. Las rocas piroclásticas son el producto de explosiones volcánicas.

- c) Vítrea. Constituida esencialmente de vidrio volcánico. Pueden estar diseminados en el vidrio pequeños fenocristales de feldespatos o de otros minerales.

El vidrio puede ser espumoso, lleno de minúsculas burbujas que forman una textura vítrea pumítica.

- 3) Afanítica. (Del griego, a-fanerós: no visible). Constituida principalmente por diminutos cristales (menores de 0.5 mm. de diámetro), y residuo vítreo entre los cristales, o sin él. Aun cuando los cristales pueden observarse a simple vista, no es posible identificarlos sin la ayuda del microscopio. Su presencia da a la roca un lustre pétreo u opaco en contraste con el lustre de vidrio de las rocas de textura vítrea. La mayor parte de las corrientes de lava tienen textura afanítica; en algunas, la corriente ha alineado a los pequeños granos minerales que dan a la roca una apariencia bandeada o fluidal.
- 4) Granular. (Fanerítica). Constituida por cristales que son suficientemente grandes para ser vistos o identificados sin la ayuda de una lente o de un microscopio. Hay rocas en las que el tamaño medio puede variar desde 0.5 mm. hasta más de 1 cm.; las rocas granulares comunes como el granito, tienen granos de tamaño de 3 a 5 mm., en promedio.
- 5) Porfirítica. Compuesta de dos tamaños completamente diferentes de —

los minerales, que dan a la roca una apariencia moteada. A causa de que la textura porfirítica es la más común en pequeños cuerpos intrusivos o en las lavas, ha sido atribuida a un cambio en la velocidad de enfriamiento mientras el magma estaba en cristalización. El proceso que se ha inferido se explica de la siguiente manera: un gran cuerpo de magma subterráneo puede enfriarse hasta una temperatura a la que comiencen a cristalizar uno o más minerales. Como el enfriamiento es lento, los cristales de estos minerales crecen hasta adquirir un tamaño considerable. Si cuando el magma está casi a medio cristalizar se abre una grieta en el techo de la cámara, parte del magma con sus cristales suspendidos puede escapar para ir a formar una corriente de lava en la superficie. La porción todavía líquida del magma se enfría rápidamente en la superficie del terreno y rodea a los cristales grandes, llamados fenocristales, de una pasta fundamental de cristales afaníticos. Los fenocristales se formaron bajo la tierra, la pasta fundamental afanítica se forma en la superficie. Esa lava tiene una textura afanítica porfirítica. Las rocas que tienen una textura granular porfirítica (grandes cristales en una pasta fundamental de grano fino) son comunes en los cuerpos intrusivos. La textura vítrea porfirítica aparece en algunas corrientes de lava y en los fragmentos de pómez de las rocas piroclásticas. Raras veces, otras condiciones diferentes a las de un cambio de la velocidad de enfriamiento, pueden producir rocas porfiríticas.

b) Texturas comunes de las rocas sedimentarias.-

Las diferencias entre la naturaleza de las partículas constituyentes y la manera en que están unidas, determinan la textura de una roca sedimentaria.

roca sedimentaria.

- 1) Clástica. (Del griego, clastós: fragmento). Constituida por fragmentos de rocas, partículas minerales o conchas, cuyo conjunto ha sido cementado. Pueden hacerse distinciones posteriores acerca del tamaño de las partículas y del grado de desgaste de los fragmentos individuales.
 - 2) Orgánica. Constituida por acumulaciones de detritus orgánicos (conchas, residuos, huesos, etc.), en los cuales las partículas orgánicas individuales están tan bien conservadas (ni rotas, ni desgastadas notablemente), que los rasgos orgánicos dominan en la textura de la roca.
 - 3) Cristalina. Constituida por cristales que han sido precipitados de soluciones y entrelazados íntimamente por mutua interpenetración durante su crecimiento. La roca debe su coherencia a este enlazamiento de cristales y no a la presencia de un cementante, como en el caso de las texturas clásticas y orgánicas.
- c) Texturas Comunes de las Rocas Metamórficas.-

Las diferencias en la orientación o alineamiento de los cristales y el tamaño de los mismos, determinan la textura de una roca metamórfica. Hay dos grupos generales de texturas: texturas foliadas, en las cuales los minerales laminares o en forma de hoja, como la mica o la clorita, están casi todos alineados paralelamente unos con otros, de tal manera que la roca se divide fácilmente a lo largo de los cruceros casi pa

rales, bien orientados, de sus partículas minerales constituyentes; y - en no foliadas, constituidas ya sea de minerales equidimensionales o de - minerales laminares orientados al azar, lo que hace que la roca se rompa en partículas angulosas.

- 1) Gnóisica. Toscamente foliada; las hojas individuales tienen un espesor de 1 mm. o más, y aun de varios centímetros.

Las hojas o láminas pueden ser rectas, aplanadas, onduladas o - dentadas. Difieren comúnmente en su composición; por ejemplo, los - feldespatos pueden alternar con minerales oscuros. Los granos minorales son gruesos y fáciles de identificar.

- 2) Esquistosa. Véase fotografía Núm. 1 pág. 77.- Hojas muy finas que forman bandas delgadas paralelas, a lo largo de las cuales la roca se - parte o divide con facilidad. Los minerales individuales se ven distintamente; los minerales son principalmente laminares o en forma de bastoncillo, principalmente la mica, la clorita y la anfíbola. Pueden estar presentes, pero no son abundantes, algunos minerales equididimensionales, como el feldespato, el granate y la piroxena.

- 3) Apizarrada. Véase fotografía Núm 2 pág. 77.- Foliación muy fina en - hojas planas, casi rígidamente paralelas, de fácil separación debido al paralelismo casi perfecto de cristales microscópicos y ultramicroscópicos de minerales laminares, principalmente mica.

- 4) Granoblástica. No foliadas o débilmente foliadas. Compuestas de granos minerales que se interpenetran mutuamente y que cristalizaron si-

multinamente. Los minerales son lo suficientemente grandes para ser identificados con facilidad sin el uso de microscopio y son todos del tipo equidimensional, tales como el feldespato, el cuarzo, el granate y la piroxena, corresponde toscamente a la textura granular de las rocas ígneas.

- 5) Felsítica córnea. No foliada. Los granos minerales son por lo común microscópicos o ultramicroscópicos, aunque unos cuantos pueden ser visibles; se rompen en fragmentos de ángulo muy agudos con superficies de fractura curva.

Para la identificación más o menos rápida de una roca en un ejemplar de mano, es muy útil la explicación de texturas que antecede, sobre todo cuando se trate de rocas ígneas; pero cuando se trata de rocas sedimentarias o metamórficas debe tenerse en cuenta también la estructura.

- Estructura de las Rocas.

Serie de rasgos morfológicos macroscópicos de las rocas, debidos a oquedades, deformaciones o discontinuidades.

Se supone que ya se tiene conocimiento de los minerales que entran en la composición de la roca y que ya habían sido identificados con ayuda de los cuadros que van al final de estas notas y que, por su arreglo, disposición, tamaño, entrelace, etc., que constituyen la textura visible en el ejemplar de mano, la roca había sido colocada en alguno de los tres grupos que se han descrito. Estas notas pretenden asegurar ese lugar asíg

nado al ejemplar en estudio.

Cuando los minerales que forman una roca ígnea se presentan en forma de cristales grandes, visibles a simple vista, como en el caso de un granito o de una diorita, lo más seguro es que se trate de una roca intrusiva; pero cuando esos cristales disminuyen de tamaño proporcionalmente, lo que sucede a menudo en las orillas o en los contactos de una masa rocosa, adquiere ésta un aspecto bandeado, o en capas, que lo acercan a un gneis, y entonces se llama, según el caso, granito gnéisico o diorita gnéisica.

Cuando la roca ígnea es de textura vítrea, afanítica o porfirítica, seguramente se trata de una roca extrusiva. Estas rocas presentan en el campo algunas veces una estructura fluidal. Los basaltos presentan con frecuencia una estructura rugosa o acordonada; las riolitas presentan la apariencia fluidal que les ha dado su nombre y esto se puede observar aún en el ejemplar de mano, pues los cristales, principalmente los de cuarzo, están alineados en la dirección de la corriente. Otras veces, la riolita, la andesita y la dacita presentan una estructura en fajas de distinto color, en señal de la fluidez de la lava de que procedieron: la andesita vítrea del cerro de El Risco, Km 11 de la carretera a Laredo, y la andesita del cerro de Xometla—pueblo siguiente a Tepexpan, sobre la vía del Ferrocarril Mexicano—presentan esa estructura en bandas, en señal del flujo de la corriente de lava.

Algunas calizas de origen orgánico presentan una estructura en bancos gruesos o en grandes masas (corales) y esto no aparece en un ejemplar de mano.

La diatomita (comúnmente: tizar) está formada por cárapas tan pequeños que sólo pueden ser vistos al microscopio con un fuerte aumento; pero el polvo del material frotado entre los dedos y muy cerca del oído produce un ligero ruido que lo hace distinguir del caolín, además de que al tacto es diferente. Por otra parte, una poca de agua hace ver inmediatamente que la diatomita no es plástica.

Las rocas sedimentarias de textura clástica no presentan dificultad en su identificación cuando su grano es grueso, a partir de la arenisca. Sin embargo, se da el caso de que una arenisca de grano muy grueso puede ser confundida con un conglomerado fino; entonces se le da este último nombre (también se le ha llamado arenisca conglomerática).

La identificación de las rocas sedimentarias de textura clástica, de grano fino, puede presentar alguna dificultad. Desde luego, la mayoría de las rocas de este tipo están dispuestas en capas delgadas (estratos delgados) pero hay algunas, como las calizas margosas, que se presentan en bancos gruesos. Tanto unas como otras, cuando están sujetas a presiones, sufren trastornos en su posición original, que se supone horizontal y presenta inclinaciones, curvaturas, pliegues sencillos y complicados, que algunas veces conservan aún en ejemplares de mano. En este último caso, hay que atender no sólo a la textura de la roca, sino también a su estructura.

Esto es importante, pues puede haber casos en que el tamaño de un ejemplar de mano no alcance a traducir el espesor de la capa de roca en el campo.

Las lutitas (lodos endurecidos) abarcan no sólo a formaciones arcillosas y limosas, sino también a las margosas. Expuestas estas rocas a la intemperie, comúnmente, se alteran fácilmente, se agrietan primero, se rompen después, se deshacen y dan lugar a la formación de suelos sumamente plásticos. Un ejemplo representativo es el "Choy" existente en varias regiones del país.

Hay que advertir que las margas están aquí comprendidas en las lutitas, en general, pues su apariencia es la misma cuando se presentan en capas de poco espesor. Con el ácido clorhídrico se puede hacer la distinción con facilidad, pues solamente las margas hacen efervescencia con él, debido a la presencia en ellas del carbonato de calcio.

Cuando se trata de rocas metamórficas foliadas la estructura tiene mucha intervención en la identificación de ellas.

El gneis presenta una estructura en fajas o bandas, que se separan los minerales que los forman; esto es, hay unas fajas de cuarzo, — otras de mica, otras de feldespatos, etc. Si el ejemplar que se examina — está roto paralelamente a una de esas fajas, presentará la textura correspondiente a cada una de dichas bandas. En los esquistos esto es más notable, pues en ellos destacará sobre todo el mineral abundante: la clorita, la mica, etc., y puede no notarse la estructura que es, casi siempre, muy plegada, más que en los gneis, y los cristales de los minerales son más — pequeños.

La fisilidad de las pizarras es independiente de la estra-

tificación, esto es, se dividen fácilmente en láminas que no tienen relación con la posición original de los estratos. Así como en los esquists se llama esquistosidad a la propiedad que tienen de dividirse fácilmente en láminas cortas y delgadas, se llama pizarrosidad a la propiedad que tienen las pizarras de dividirse en hojas ó láminas más o menos amplias, en una dirección independiente de la de los planos de estratificación.

Entre las rocas metamórficas no foliadas merece una nota — el mármol, en el que el carbonato de calcio de las calizas de que procede está convertido en calcita, que forma cristales de todos tamaños, desde muy grandes hasta muy pequeños. El mármol de cristales grandes, triturado, es utilizado para la fabricación de granito artificial; el de grano fino blanco o de colores, sirve para fines ornamentales. El mármol negro — contiene carbón grafitico y proviene de calizas que contienen originalmente carbón finamente dividido. Estas calizas negras han sido confundidas a veces, en ejemplares de mano, con basalto.

Cuando se trata de carbonatos o de rocas que los contienen, la aplicación del ácido clorhídrico hace que se desprenda el anhídrido — carbónico (CO_2) que los forma, lo que se efectúa con efervescencia, que es mayor mientras mayor es la concentración del ácido y, desde luego, el contenido de carbonato en la roca que se analiza.

Es suficiente una concentración al 10%, lo que tiene la — ventaja de que cuando se trata del carbonato doble de calcio y de magnesio (dolomía o dolomita), o de calizas dolomíticas, estas rocas no hacen efervescencia o la hacen muy débil con el ácido diluído.

3.- Calidad y Estructura

Por definición los materiales que componen la corteza terrestre son rocas. Las rocas comprenden las formaciones geológicas que constituyen el suelo y el subsuelo, igualmente comprenden los fluidos que impregnan estas formaciones (agua o petróleo).

Las propiedades de las rocas tienden a ser mejores en su yacimiento profundo y estas propiedades se van modificando si se cambia de lugar; así en la superficie de la roca se sustrae a la compresión a que están sujetos y por ejemplo un granito que en profundidad puede ser una roca bastante rígida, e impermeable, si está expuesta en la superficie, puede constituirse en arena y cambiar sus características de permeabilidad y resistencia.

Los materiales que constituyen la corteza terrestre, para fines de clasificación en la Ingeniería Geológica se muestran de tres maneras diferentes: suelo, fragmento de roca y roca.

El término suelo se aplica a todos aquellas partículas de material menores de 7.6 cm (3"); fragmentos de roca se aplica a todos aquellos mayores de 7.6 cm pero que no forman un macizo rocoso sino que los elementos sólidos están ligados entre si por material suelto (suelo). El término roca se usa para cuando se tienen formaciones rocosas rígidas o altamente cohesivas.

La clasificación de rocas se hacen sobre la base de factores tales como la composición mineralógica, textura, estructura y modo de ocurrencia, mientras que la clasi-

ficación de suelos toma en consideración su granulometría, plasticidad y contenido de agua.

En las Tablas 1, 2, 3 y 4 se señalan la composición, origen y naturaleza de las principales rocas y en la Tabla 5 se muestra su clasificación general de suelos y fragmentos de roca.

Clasificación de las rocas desde el punto de vista geotécnico.

Existe una serie de rocas que pueden clasificarse en relación al tamaño de una cimentación; estos van desde los materiales cohesivos, prácticamente indeformables, hasta el material suelto e incoherente, pero dentro de todos estos grupos existe una serie de elementos sólidos cohesivos ligados por enlaces de naturaleza diversa.

1) Tipo cohesivo.-

Roca sana no fracturada constituyendo un sólido continuo, prácticamente libre de fracturas.

2) Tipo cohesivo con fracturas.-

Roca fracturada en fragmentos del orden de magnitud de las dimensiones de cimentación o mayores.

3) Tipo fragmentado en bloques

Roca fracturada en fragmentos pequeños con relación a la cimentación. Fracturas limpias o con relleno de poco espesor respecto a las dimensiones de los elementos sólidos que no impiden el contacto local entre ellos.

4) Tipo plástico.-

Material con elementos sólidos separados por enlaces de espesor importante y comportamiento plástico o enteramente plástico; puede estar constituido por fragmentos empacados con arcilla.

5) Tipo suelto.-

Material de elementos sólidos pequeños sin más enlace que el agua intersticial que contienen. Según el tamaño de los elementos se trata de mezclas de gravas, arenas, limos y arcillas.

Diferentes tipos de rocas de acuerdo con su estructura

La estructura de las rocas es el arreglo de sus características espaciales o una conformación debido al flujo, estratificación, deformación o metamorfismo. De este modo se puede apreciar diferentes tipos de roca, que tienen un comportamiento mecánico diferente.

Rocas Masivas.- Macizos intrusivos

Rocas Estratificadas.- Sedimentos y rocas volcánicas

Rocas Foliadas.- Rocas metamórficas

Rocas Solubles.- Calizas y Yesos

Rocas plegadas.- Sedimentos y metamórficos

Rocas Alteradas.- Por fracturación, metamorfismo e intemperismo.

Las provincias geológicas presentan una variedad muy grande de estructuras que unas veces se observan en la superficie con rasgos morfológicos determinados y otras

veces, están enmascarados o poco definidos por una cober-
tura intemperizada o por efecto de la erosión.

La investigación de las rocas estratificadas, solubles, foliadas, de las emisiones volcánicas o la de los suelos transportados, por presentar condiciones anisótrapas, en cada caso, es de bastante interés, pero también lo es, - el reconocimiento de los macizos intrusivos, a pesar de que aparentemente se muestran homogéneos, pues con fre--
cuencia estas rocas han estado sometidas a un proceso --
tectónico complicado.

Las rocas estratificadas son bastante complejas no solo porque algunas veces están falladas, plegadas o fractu--
radas, sino también porque algunas normalmente tienen -
un modo de ocurrencia que las dispone en asociaciones -
alternantes o con cambios de facies laterales, de mate--
riales de diferente calidad mecánica.

En el caso de las rocas solubles, la presencia de cavi--
dades de disolución, frecuentemente con una distribución
irregular y con circulación de agua en una red cárstica,
presentan serios problemas en su determinación; esto --
mismo sucede, aunque en menor escala, con las cavidades
debidas a la actividad del hombre, muy frecuentes en la
periferia de las grandes zonas urbanas, como consecuen--
cia de la explotación de canteras.

La estructura de las rocas metamórficas foliadas a menu--
do es irregular, pues los planos de foliación y de rotu--
ra no siempre siguen una dirección constante y definida,
porque generalmente han estado sometidos a diferentes -

procesos tectónicos, lo que da lugar, casi siempre, a la presencia de zonas de mala calidad mecánica.

En zonas de actividad volcánica, sólo con excepciones - aparecen estructuras más o menos definidas, pues normalmente se encuentran asociadas emisiones de diferente -- composición, (lavas y tobas).

Otros de los materiales que presentan dificultad al estudiarlos, son los suelos transportados, los cuales en la mayoría de las veces, muestran una estructura heterogénea que obedece a la forma y medio de depositación.

En todos los casos las características de la estructura cercana a la superficie, variará de acuerdo con las condiciones morfológicas; a este respecto conviene mencionar la importancia que tienen las laderas de fuerte pendiente, ya que habitualmente muestran anisotropías debidas a la decompresión e intemperismo o a la presencia - de zonas que han sufrido alguna remoción, como por ejemplo zonas deslizadas, y depósitos de piedemonte, cuya - disposición estructural difiere grandemente.

Son muchos los casos en que las rocas y los suelos presentan condiciones estructurales complicadas; en la --- práctica las estructuras geológicas simples y homogéneas son poco frecuentes, salvo en países o comarcas bien definidas como el escudo canadiense o escandinavo. En el - área mexicana sólo excepcionalmente aparecen estructuras simples.

Heterogeneidad de las rocas

La discontinuidad que tienen las rocas y que influye en su calidad mecánica se debe principalmente: a) a los defectos de la composición molecular; b) a los accidentes que se han producido en las rocas durante períodos de tiempo en que han estado sujetas a procesos tectónicos.

Es necesario comprender primero que las rocas pueden -- ser homogéneas e isotrópicas o heterogéneas y anisótropas.

La homogeneidad se presenta cuando los constituyentes -- de una roca guarda una distribución espacial uniforme -- en tamaño independientemente de la forma de las partículas y la isotropía se presenta cuando las propiedades -- físicas de las partículas se muestran con iguales características a lo largo de cualquiera de sus ejes.

Las variaciones de la composición molecular se presen-- tan en el arreglo que tienen los minerales que constituyen las rocas, es decir, a su textura; de esta forma los mármoles, por ejemplo, son rocas uniformes compuestas -- por la yuxtaposición de cristales de calcita, en cambio los granitos son de composición distinta, puesto que estan constituidos de una naturaleza policristalina; en -- ambos casos hay una cohesión grande en las rocas. Otras rocas que son aglomerados de partículas diferentes o de cristales diferentes como las areniscas o conglomerados, se aprecian con cierta heterogeneidad y por lo tanto con diferente comportamiento que depende tanto de la naturaleza de los agregados como de la de los cementantes; esto puede decirse que son pequeños defectos de la roca.

Las variaciones por accidentes tectónicos, que son los más importantes, son los debidos a accidentes que han sufrido las rocas en el curso de edades geológicas como consecuencia de los esfuerzos a que han estado sometidas. A este grupo pertenecen los defectos por estratificación, esquistosidad, fracturas, zonas débiles, accidentes locales, alteraciones profundas, zonas plásticas y a las condiciones que se encuentran las rocas en las laderas escarpadas como consecuencia de la decompresión.

La estratificación no siempre es plana y paralela, ello depende de las condiciones de calma o turbulancia en la depositación; también puede ser cruzada.

La esquistosidad resulta de la orientación de los esfuerzos a que ha estado sujeta la roca cuando ha tenido una deformación plástica y da como resultado la presencia de folios en la roca.

Las alineaciones, las foliaciones y todas las particularidades de textura se explican por una compresión larga y duradera, conjugadas en el caso de rocas metamórficas con la acción de una temperatura elevada.

Propiedades Físicas y Mecánicas de las Rocas

Las rocas que se hallan sometidas a carga excesiva pueden experimentar deformaciones, agrietarse o romperse; los efectos de estas cargas depende de las propiedades físicas, las cuales están relacionadas fundamentalmente con las ligas atómicas de sus componentes, la estructura y el contenido de agua; las principales propiedades que in

fluyen en el comportamiento mecánico son: Deformabili--
dad, Resistencia y Permeabilidad; que a su vez involu--
cran otras características físicas en las rocas relacion
ados de la siguiente forma:

Deformabilidad

La deformabilidad es la respuesta que presentan las ro-
cas cuando están sujetas a esfuerzos, cambiando su as--
pecto geométrico y la posición en el espacio de sus elem
mentos componentes.

En virtud a su estado natural una roca está sujeta a sol
licitaciones mecánicas o esfuerzos que hacen que la ma-
teria se fracture, fluya o registre deformaciones perman
entes.

La deformación conduce al material de un estado inicial
a un estado final, a través de un transporte de masa --
(traslación-deslizamiento) de una rotación o de una de-
formación interna.

Las deformaciones representan un cambio de longitud de
los segmentos componentes del material y de los ángulos
o disposición internos que guardan entre sí dichos seg-
mentos. Existen 3 tipos de deformación que son: Elásti-
ca, Plástica y Ruptura.

La deformación elástica es la que se produce cuando su
material está sujeto a esfuerzos experimentando cambios
(traslaciones, rotaciones, deformaciones internas) en -
un instante dado, pero recuperando su forma o tamaño --

original una vez que ha cesado la acción del esfuerzo.

Una elasticidad ideal sería aquella en que la carga y -descarga tuvieran lugar instantáneamente, entonces se--rían lineales y reversibles, pero en el caso de las ro--cas esto no sucede, ya que no son prácticamente elásti--cas ni son lineales, pero si son reversibles y en este caso es instantánea o diferida.

En una deformación puramente elástica el alargamiento es está en función lineal de la fuerza que se le aplica e inversamente proporcional al módulo de elasticidad (Ley de Hook).

Si en lugar de un esfuerzo normal, empleamos un esfuer--zo cortante o de cizalla entonces la deformación es por esfuerzo cortante y cuando es puramente elástico tenemos que la deformación es proporcional al esfuerzo cortante e inversamente al módulo de rigidez.

La variación del ángulo formado por 2 segmentos en un -mismo punto estando perpendicular antes de la deforma--ción es conocido por el ángulo de cizalla.

Cuando un cuerpo se somete a cambio de posición hidros--tática se produce también una deformación que se mani--fiesta por un cambio de volumen unitario, el cual es --primeramente proporcional al módulo de compresibilidad.

Los constantes elásticos, de rigidez y compresibilidad definen las propiedades elásticas de un material, pero no son independientes.

La relación entre ellos se puede representar por el Módulo de Poisson, que es la relación de la deformación transversal y la deformación longitudinal; esta relación resulta ser menor que 0.5, pues de lo contrario resultaría negativo, lo que significaría un acortamiento al estirar.

Las propiedades elásticas influyen en la propagación de las ondas sísmicas y están relacionadas con la densidad de tal manera que en materiales sueltos las velocidades de propagación de las ondas son bajas (600-1200 m/s), en tanto que en los materiales cohesivos alcanzan valores altos, mayor de 5000 m/s.

Deformación Plástica.- Se presenta cuando los esfuerzos aplicados a un cuerpo son continuados; entonces la deformación prosigue y no es reversible cuando desaparece el esfuerzo.

La deformación plástica se efectúa teóricamente a volumen constante; ella es debido a un ligero cambio por --deslizamiento a pequeña escala; también puede ser evolutiva, ésta última sería un flujo plástico. La presencia de agua en las juntas de fragmentación puede acelerar el flujo plástico.

Deformación por Ruptura.- El campo de alargamiento elástico y plástico es limitado, con un crecimiento de la fuerza deformadora, la roca se rompe a lo largo de ciertos planos de rotura.

Las fracturas en el seno de la corteza terrestre se producen cuando los esfuerzos aplicados a las rocas, excede a su límite plástico, entonces las rocas pierden su

cohesión y entonces puede sobrevenir 2 tipos de rotura.

La rotura frágil se presenta cuando un fragmento de roca es cargado solamente en una dirección, es decir orientada paralelamente a la dirección del esfuerzo principal de más fuerte compresión y claro los planos son influenciados por los planos de crucero o siguiendo los contactos intergranulares donde la cohesión es débil. Solamente en el caso de rocas homogéneas de grano fino la rotura es paralela. Las diaclasas son manifestaciones de rotura frágil en rocas poco profundas.

La rotura plástica se presenta cuando la roca está sometida a una compresión triaxial, que en el caso de las condiciones in-situ de las rocas rígidas profundas este tipo de deformación sobreviene después de un esfuerzo continuado en la cual la roca está sujeta a una elevada compresión y a la vez sufre una deformación plástica y después se produce la rotura por desplazamiento.

De todos modos cualquiera que sea el tipo de rotura y la heterogeneidad de la roca es posible definir sus características de resistencia a partir de medidas experimentales.

Los tipos de rotura frágil y plástica son de los que conocemos como diaclasas y fallas y la trituración de rocas es un conjunto desordenado de fracturas.

BIBLIOGRAFIA

- | | |
|--|--|
| 1961 PRINCIPIOS DE GEOLOGIA
Y GEOTECNIA | Dimitri P. Krinimi y Williams R. Judd. |
| 1963 LA MECANICA DE SUELOS
EN LA INGENIERIA PRACTICA | Karl Terzaghi y Ralph B. Peck |
| 1967 APLICATION OF GEOLOGY
TO ENGINEERING PRACTICE | The Geological Society of America |
| 1967 LA MECANIQUE DES ROCHES
ET SES APLICATIONS | J. A. Talobre |
| 1969 PRESAS DE MEXICO | Secretaría de Recursos -
Hidráulicos |
| 1970 FUNDAMENTOS DE MECANICA
DEL SUELO, PROYECTO DE MUROS
Y CIMENTACIONES | Daniel Graux |
| 1970 SISTEMAS DE CLASIFICACION
DE SUELOS, MATERIALES PETREOS
Y SU UTILIZACION. TERRENO DE
CIMENTACION Y ESTABILIDAD DE
TALUDES | Seminario de Terracerías y Pavimento
para Carreteras y Aeropistas.
Secretaría de Obras Públicas. |
| 1971 HIDROGEOLOGIA | Stanley N. Davis y Roger J. M. de Wiest |

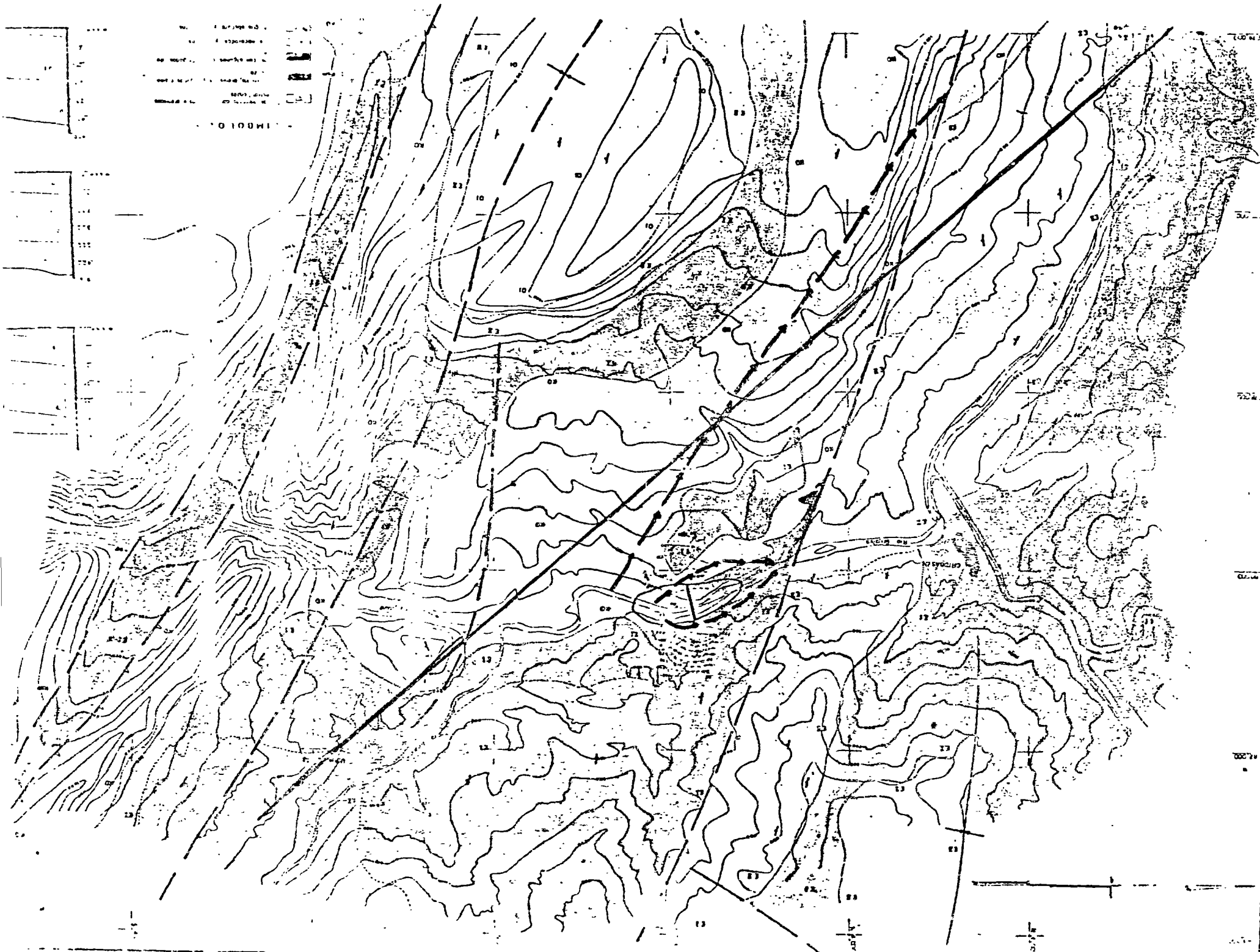
1974 DISEÑO DE PRESAS
PEQUEÑAS

Publicación Técnica de la
Secretaría de Recursos H
idráulicos. 4a. Edición --
CECSA

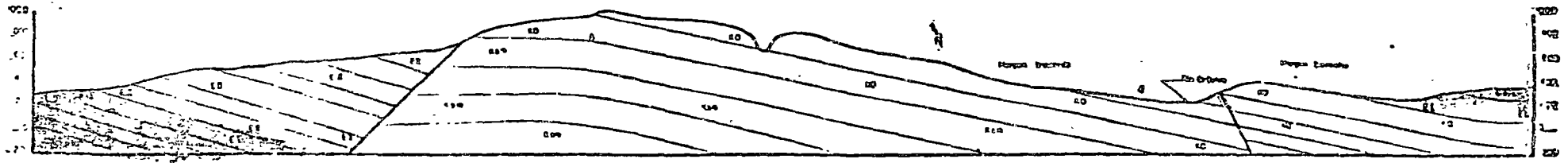
1974 MEMORIA TECNICA DEL
SEGUNDO CONGRESO IN-
TERNACIONAL DE INGE-
NIERIA GEOLOGICA (2
VOLUMENES) .

Sao Paulo Brasil

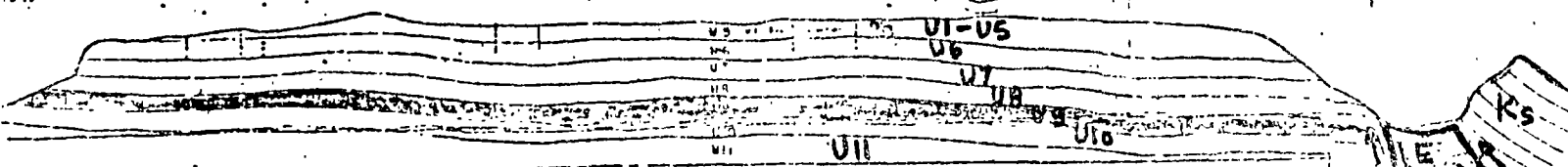
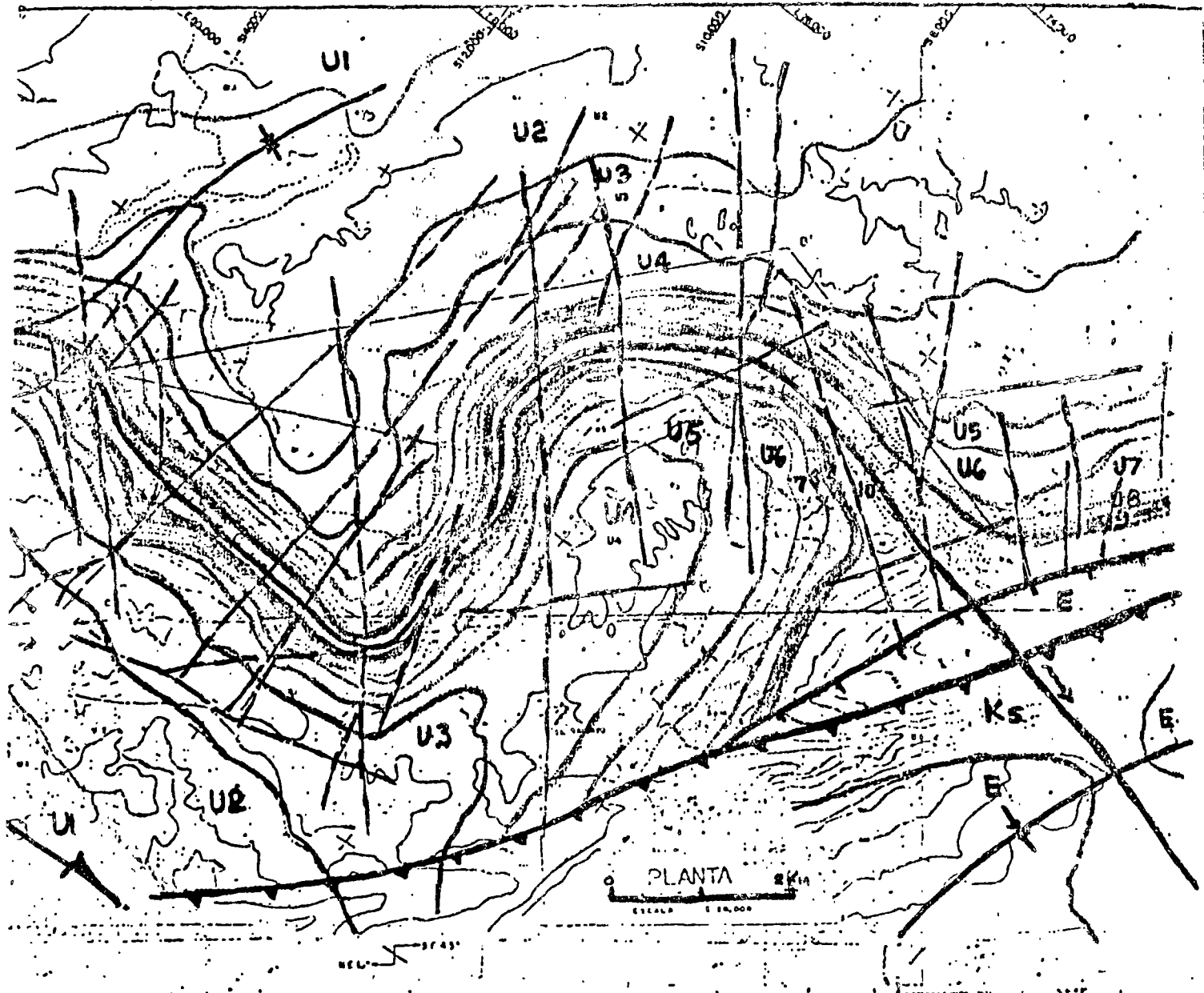
1. Contour interval 100 feet
 2. Contour interval 50 feet
 3. Contour interval 20 feet
 4. Contour interval 10 feet
 5. Contour interval 5 feet
 6. Contour interval 2 feet
 7. Contour interval 1 foot
 8. Contour interval 0.5 feet
 9. Contour interval 0.2 feet
 10. Contour interval 0.1 feet



SECCION I-I



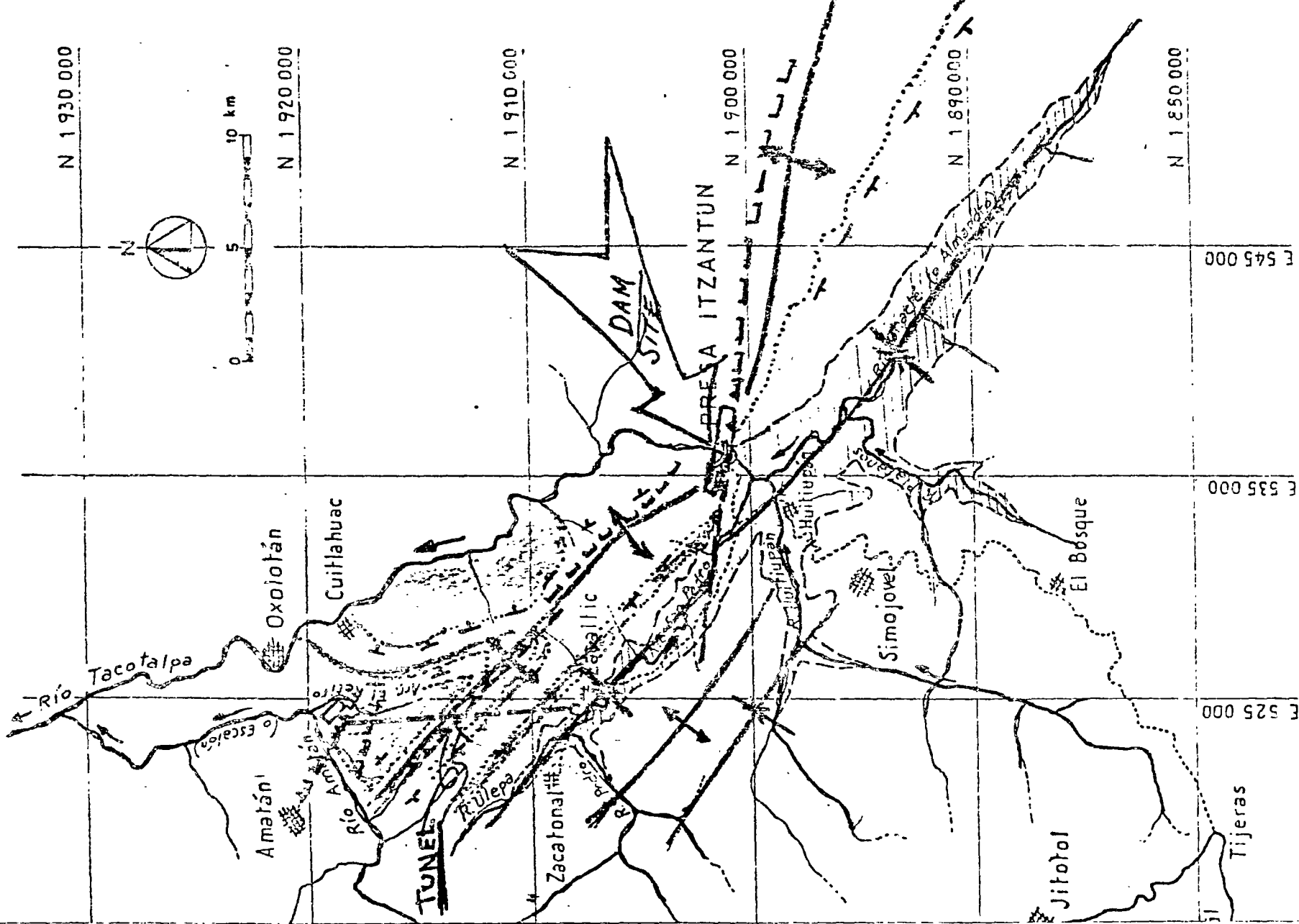
ESCALA VERTICAL 1:20,000
HORIZONTAL



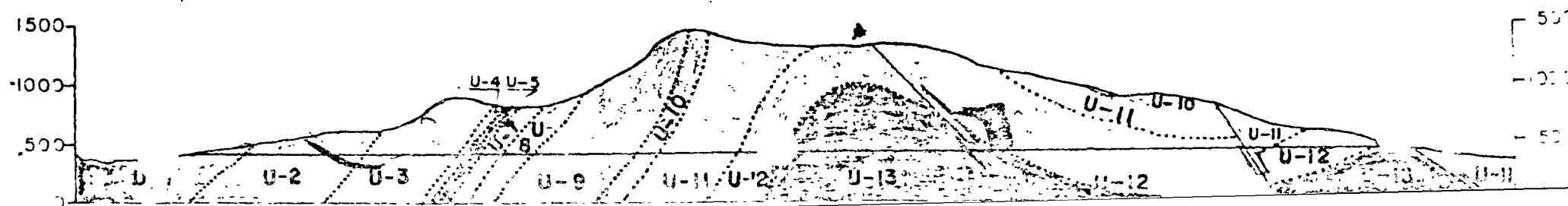
SECRETARÍA DE ECONOMÍA
 DIRECCIÓN GENERAL DE LOS SERVICIOS GEOLOGICOS
 DIVISION DE SERVICIOS GEOLOGICOS

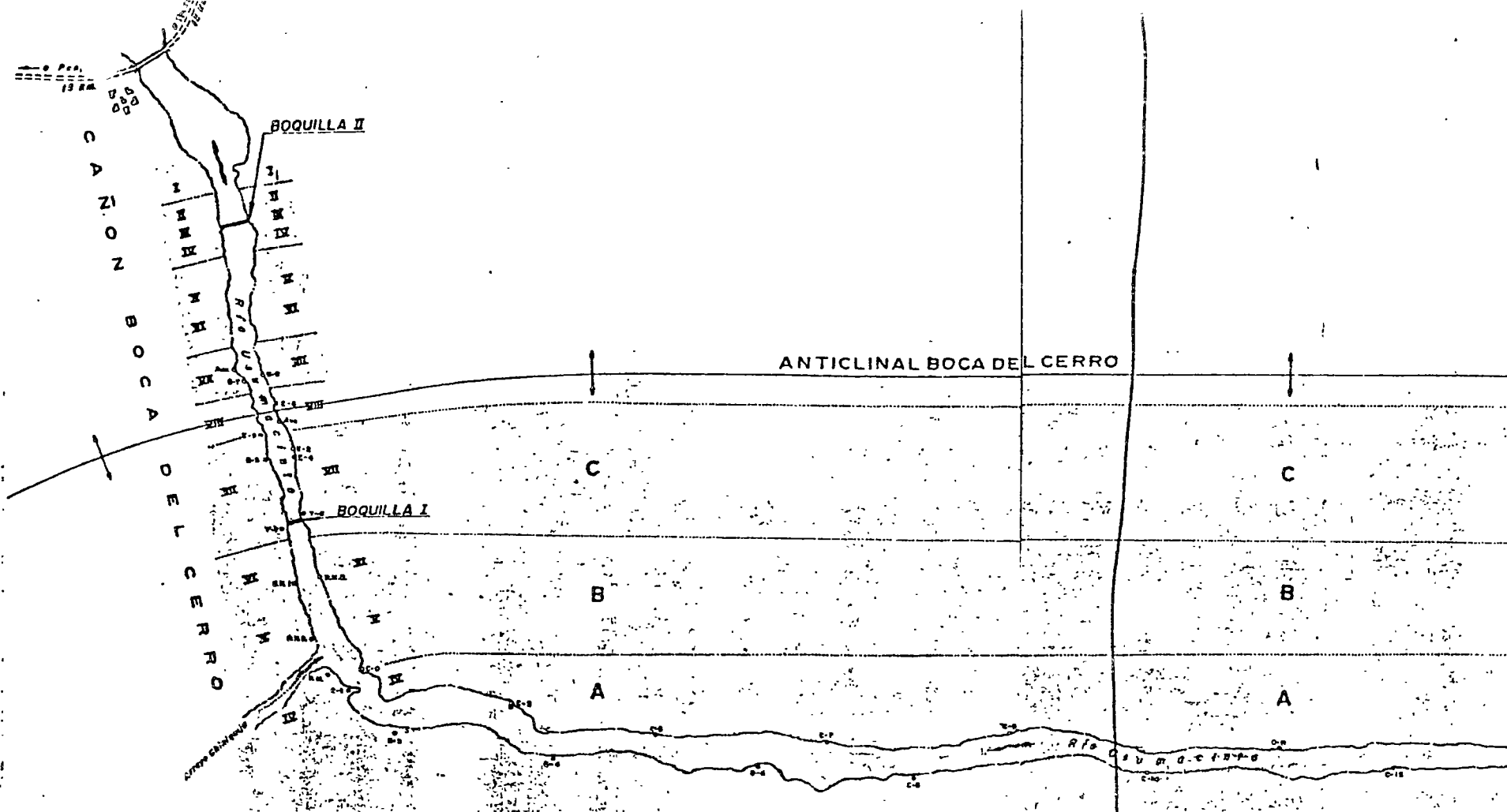
COMISION TECNICA DE LECTURA	
GEOLOGIA GENERAL DEL CAJON DE EL SUJENO	

ESQUEMA BASICO DEL APROVECHAMIENTO

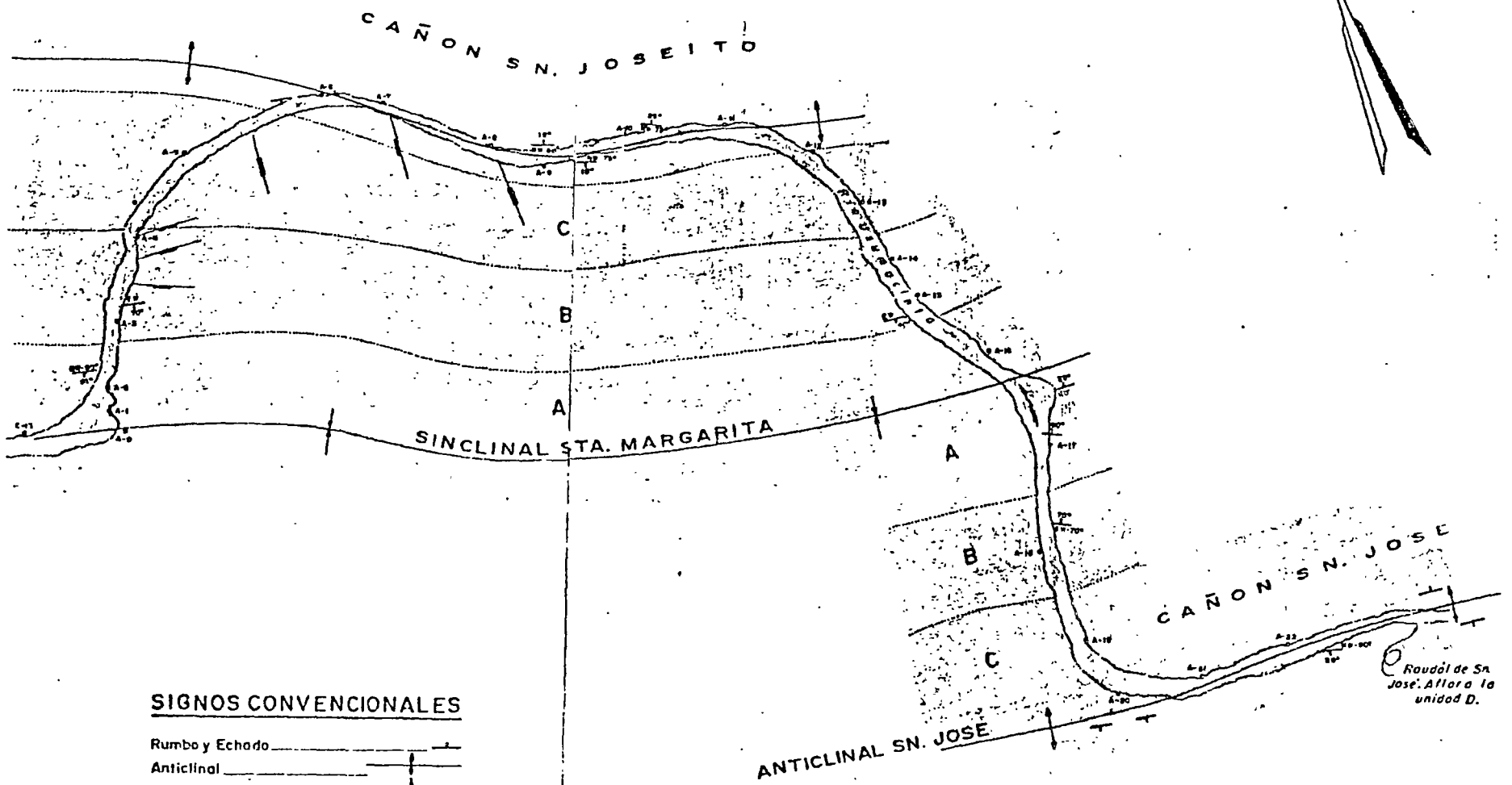
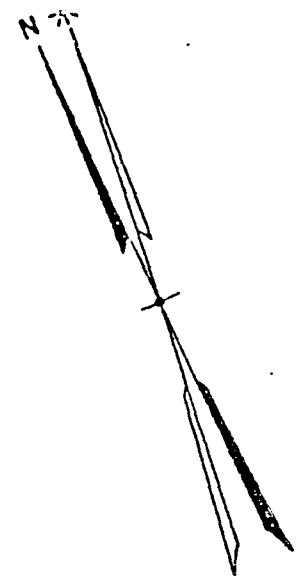


ESTRUCTURA GEOLOGICA TUNEL DERIVADOR ESC. 1:50,000





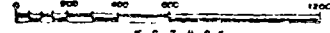
ESTRATIGRAFIA	CORRELACION DE LAS UNIDADES DE BOCA DEL CERRO
<p>A.- Caliza color café claro, superficialmente está atacada por carso; se tienen estratos potentes, algunos brechoides y otros presentan carsticidad ordenada en los planos de estratificación.</p>	IV
<p>B.- Caliza café con capas bien estratificadas de un espesor de 40 ± 1 m., hacia su parte superior se borra todo indicio de estratificación presentando en sus canchales bastantes oquedades. Tiene horizontes de caliza compacta y brecha.</p>	V y VI
<p>C.- Roca brechoides con cementante calcareo sin estratificación, presenta en algunos lugares (entrada cañón de Sn Joseito 100m. margen izquierda) estratificación definida.</p>	VII
<p>D.- Calcutilla café, alúvica con escasas vetas de calclita y pocas oquedades. Se presenta en bancos de 40 cm. a 1 m. es poca atacada por el carso.</p>	VIII



SIGNOS CONVENCIONALES

Rumbo y Echado	
Anticlinal	
Sinclinal	
Contacto Oculto	
Fractura Vertical	
Fractura y Buzamiento	
Camino	
Rio	
Puente	
Campamento	

-ESCALA 1:15000-



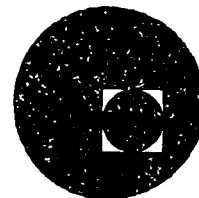
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

DPTO. DE PLAN Y EST. OFNA DE ESTUDIOS CIVILES
 SISTEMA HIDROELECTRICO DEL BAJO USUNACINTA
 PROYECTO HIDROELECTRICO DE BOCA DEL CERRO, TAB
 CORRELACION DE LAS UNIDADES ESTRATIGRAFICAS
 DEL CAÑON DE BOCA DEL CERRO, A LOS CAÑONES
 DE SN. JOSEITO Y SN. JOSE.

Formaron: J. Higueras, A. Arce
 Dibujó: _____
 Revisó: _____



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



I N G E N I E R I A G E O L O G I C A

LA PETROLOGIA DE LA INGENIERIA (PETROGRAFIA INGENIERIL
O PETROGRAFIA APLICADA A LA INGENIERIA)

ARMANDO G. QUEZADAS FLORES

JULIO, 1978.

LISTA DE ILUSTRACIONES

	PAGINA
Tabla No. 1.- Clasificación General de las Rocas Igneas	2
Tabla No. 2.- Clasificación General de las Rocas Sedimentarias . .	2 - 3
Tabla No. 3.- Clasificación General de las Rocas Metamórficas . .	3
Fig. No. 1.- Rocas en lámina delgada	4 - 5
Tabla No. 4.- Porosidad y Densidad de las Rocas.	7
Tabla No. 5.- Resistencia en Compresión Uniaxial y Tensión	8

C O N T E N I D O

	PAGINA
INGENIERIA PETROGRAFICA	1
I.- COMPOSICION	1
II.- TEXTURA	4
III.- FABRICA	6
IV.- EL PESO VOLUMETRICO DE LA ROCA	6
V.- POROSIDAD	7
VI.- RESISTENCIA EN TENSION	8
VII.- RESISTENCIA EN COMPRESION UNIAXIAL	9
VIII.- ELASTICIDAD	9
IX.- SOLUBILIDAD	9
X.- CORROSION	9
XI.- RESISTENCIA A LA EROSION	10
XII.- RESISTENCIA AL INTEMPERISMO	10
XIII.- OTRAS PROPIEDADES	10
CONCLUSIONES	11

R E S U M E N

En este artículo se analiza el concepto de Petrografía de la Ingeniería - Ingeniería Petrográfica. Evidentemente que los requisitos ingenieriles que se establecen para que las rocas puedan ser utilizadas como material de construcción están relacionadas con sus propiedades mecánicas y químicas. La Petrografía de Ingeniería es la rama de la Petrología la que haciendo uso de los métodos petrográficos estudia estas características y demuestra la íntima relación que existe entre la textura y composición mineralógica de las rocas con sus propiedades ingenieriles.

PETROGRAFIA DE LA INGENIERIA

Esta rama de la petrografía es conocida en otras partes del mundo como INGENIERIA PETROGRAFICA, lo cual lleva a tener una falsa idea de lo que realmente es la especialidad. Esta ciencia es de carácter interdisciplinario pues utiliza los principios y métodos de la petrografía en la solución de problemas específicos de ingeniería civil.

Las propiedades básicas ingenieriles de las rocas, son su composición, textura, fábrica, propiedades físicas, índice de alteración, solubilidad, corrosión, resistencia a la erosión y al intemperismo, etc. La composición, textura y fábrica corresponden al campo de la petrografía, por lo que se analizará como se relacionan estos parámetros con las otras propiedades.

Krynine y Judd resumen la importancia de las propiedades ingenieriles de las rocas señalando que "Los efectos posibles de las cargas en las rocas dependen de las propiedades físicas de estos materiales y debían ser conocidas por el proyectista de la estructura".

Las propiedades físicas más importantes de las rocas desde el punto de vista de la construcción son:

Peso volumétrico seco, porosidad, absorción, alterabilidad, solubilidad, permeabilidad, resistencia en compresión uniaxial, resistencia en tensión y su módulo de elasticidad, analicemos brevemente estos parámetros.

I.- COMPOSICION

Por definición roca es un agregado de minerales, las diferen-

tes proporciones en que intervienen estos en la roca, así como su -
 textura y origen permiten clasificar a las rocas de la corteza te--
 rrestre en tres grandes grupos: ígneas, sedimentarias y metamórfi--
 cas.

Las rocas ígneas se forman por el enfriamiento del magma, ya-
 sea en la superficie, rocas volcánicas ó en el interior de la corte
 za terrestre, rocas plutónicas.

TABLA No. 1. CLASIFICACION GENERAL DE LAS ROCAS IGNEAS.

COMPOSICION MINERAL T E X T U R A	CUARZO FELDESPATO POTASIO	FELDESPATO POTASIO	PLAGIOCLASA SODICA	PLAGIOCLASA CALCICA	PIROXENAS OLIVINO
Volcánica (afanítica)	Riolita	Traquita	Andesita	Basalto	- - -
Plutónica (fanerítica)	Granito	Sienita	Diorita	Gabro	Peridotita.
Contenido de SiO ₂ %	ácida 66	intermedia 66-52		básica 52	

Con escasas excepciones, la mayoría de las rocas ígneas básicas tien
 den a deteriorarse física y químicamente más rápidamente que las de
 tipo ácido.

Las rocas sedimentarias se forman a partir del depósito de se
 dimentos generalmente en ambientes marinos.

Las rocas sedimentarias tienden a ser más débiles que las íg-
 neas, debido a la hidratación de los feldespatos a caolinita y la -

CLASIFICACION GENERAL DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS



CLASTICAS (DETRITICAS)		
TEXTURA	Tamaño del grano en mm	FAMILIA
SEFITICA	y 2	CONGLOMERADO
		BRECCIA
		CALCIRUDITA
SAMITICA	2 - 1/16	ARENISCAS: ORTOQUARCITA
		ARCOSA
		GRAUVACA
		CALCARENITA
PELITICA	1/16 - 1/256	LIMOLITA
	< 1/256	LUTITA
		LODOLITA
		CALCILUTITAS

NO CLASTICAS (ORGANICAS Y QUIMICAS)		
TEXTURA	COMPOSICION	FAMILIA
V A R I A C I O N A	CALCAREA	CALIZAS (Calizas de foraminíferos, Creta, etc.)
		DOLOMIAS
	SALES	EVAPORITAS
	SILICEA	PEDERNAL TRIPOLI
	CARBONOSA	CARBON
	FERRUGINOSA	GLAUCONITA SIDERITA

formación de minerales "orgánicos" tales como la calcita y la dolomita. De acuerdo a su modo de formación las rocas sedimentarias se dividen en: clásticas, orgánicas y químicas. (vease la tabla No. 2).

Los sedimentos clásticos arenosos y rudáceos compactados y bien cementados resisten el intemperismo en varios grados. Mineralógicamente estas rocas son muy simples. Los clásticos de grano fino (lutitas y arcillas) compuestos por minerales arcillosos, ofrecen poca resistencia a los procesos de desintegración (mecánica) y descomposición (química). Para establecer la composición de la roca y su alteración se requiere del uso de láminas delgadas y de la identificación por rayos "X" de los minerales que pueden tener una influencia directa en la estabilidad de la roca.

Las rocas metamórficas se forman a partir de rocas preexistentes por los efectos de temperatura, presión y fluidos químicamente activos. De acuerdo con su estructura se clasifican en masivas y foliadas. (vease tabla No. 3).

TABLA No. 3, CLASIFICACION GENERAL DE LAS ROCAS METAMORFICAS

ESTRUCTURA		R O C A	METAMORFISMO	ROCA ORIGINAL
Foliada	Fina	pizarra filita	regional	lutitas, tobas, etc.
	Media	esquistos		lutitas, tobas, areniscas, etc.
	Gruesa	Gneiss Hornfels		granitos, esquistos
No foliada		Cuarcita Mármol	contacto	lutitas, areniscas, andesitas ortocuarcitas calizas y dolomías

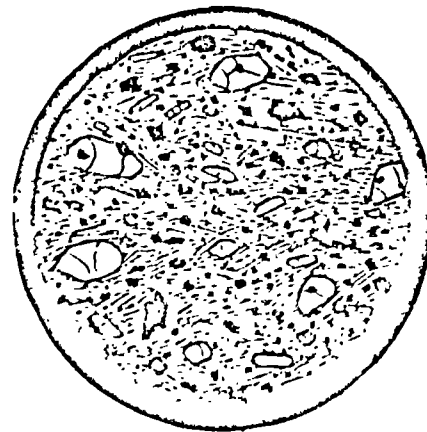
Las rocas metamórficas muestran un considerable rango de variación en su estabilidad, algunas se desintegran rápidamente, mientras otros son extremadamente resistentes a los procesos de intemperismo y erosión.

II.- TEXTURA

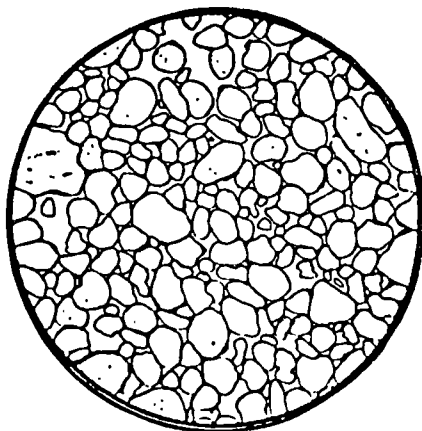
La textura se define como el tamaño, forma y arreglo de los componentes de una roca, es de gran interés en el análisis de las rocas, afecta su porosidad, permeabilidad, fracturamiento, saturación y movimiento del agua subterránea, alteración física, química y durabilidad, los estudios de láminas delgadas se necesitan para determinar detalladamente las variaciones texturales y sus relaciones. En la roca los minerales están unidos por una matriz o por un cementante químico, por lo que la resistencia de la roca dependerá en primer lugar de la resistencia de la matriz y del área de contacto entre los granos. El comportamiento de la roca estará afectado por las imperfecciones en la textura, tales como vacíos (poros), fisuras, inclusiones, límites de granos y partículas débiles. En la figura No. 1, se ilustran la textura de cuatro rocas comunes.



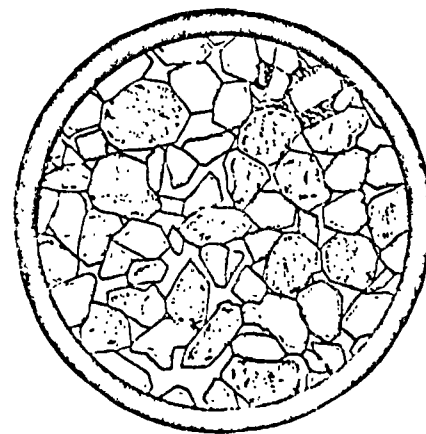
GRANITO DE BIOTITA
Diám. 3 mm



BASALTO DE BIOTITA-
Diám. 3 mm



A R E N I S C A
Diám. 2.5 mm



A R E N I S C A
Diám. 2 mm

FIG. 1 ROCAS EN LAMINA DELGADA

El basalto es una roca de gran resistencia mecánica, por lo que se considera competente, su textura es de grano fino, microcristalina y consiste de pequeños cristales de augita y plagioclasa cálcica entrelazados fuertemente.

Una característica del basalto y de otras rocas volcánicas, es que su resistencia se reduce por la presencia de poros (vesículas), formados por los gases que escapan durante su enfriamiento.

El granito también es fuerte, pero su textura gruesa y en particular la presencia de grandes cristales de ortoclasa-fenocristales-tienden al hacerlo sustancialmente más débil que las rocas ígneas de grano fino y es más comparable en sus propiedades físicas con las areniscas duras y no porosas, que con las rocas volcánicas.

La ortocuarcita es una roca sedimentaria típica compuesta por granos de cuarzo cementados por calcita, sílice o hematita. La resistencia depende principalmente de la resistencia del cementante y el tipo y cantidad de poros, una ortocuarcita puede ser más resistente que un granito. Una arenisca de grano grueso, poco cementada con una alta proporción de poros, será extremadamente débil. El tamaño del grano afecta la porosidad.

La lutita es una arcilla comprimida, está compuesta por partículas de grano fino de minerales arcillosos, cuarzo, feldespato y mica.

Una lutita cementada puede tener un comportamiento mecánico parecido al del concreto o de una arenisca débil. Difieren las lutitas de las arcillas en que la compactación proporciona a la arcilla una cierta cohesión molecular, la cual no se pierde totalmente bajo condiciones de humedad. Cuando una arcilla es mojada pierde toda -

su resistencia. La falla depende solamente de la densidad y de 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 deben principalmente a la relativa carencia de compactación por lo que tienen alta porosidad, si las lutitas quedan sujetas a altas presiones, la porosidad se reducirá y en consecuencia su resistencia aumenta.

III.- F A B R I C A

Algunas rocas exhiben orientación preferencial de sus componentes, otras carecen de tal orientación, las rocas foliadas como la pizarra, filita, esquisto y gneiss, muestran fuerte tendencia al alineamiento lo cual contribuye a la falla de la roca en cortes tanto naturales como artificiales, o como un agregado para el concreto. La fábrica de la roca debería determinarse en todos los trabajos de excavación, así como sus relaciones con los pliegues, fallas y juntas.

IV.- EL PESO VOLUMETRICO DE LA ROCA

Es expresado en toneladas por m^3 , y depende de su densidad, porosidad, permeabilidad, alteración y cantidad de agua contenida. El peso volumétrico seco varia de 2000 a 3000 kg/m^3 . Las rocas ígneas y metamórficas, no alteradas tienen mayor peso, baja porosidad y permeabilidad que las rocas clásticas de grano grueso. El factor peso de la roca es extremadamente importante en la construc-

ción de cortinas de materiales granulares y de concreto, terraplenes y en la estimación de los costos de transporte.

V.- POROSIDAD Y PERMEABILIDAD

Estos parámetros son muy importantes, particularmente relacionados con problemas de hidrología, peso volumétrico y propiedades mecánicas la cantidad de porosidad depende del tipo de textura de la roca, la cual depende del modo de formación de la roca. (vease tabla 4).

TABLA No. 4. POROSIDAD Y DENSIDAD DE LAS ROCAS

R O C A	DENSIDAD ρ gr/cm ³	POROSIDAD n(%)
Granito	2.6 - 2.7	0.5 - 1.5
Riolita	2.4 - 2.6	4 - 6
Basalto	2.8 - 2.9	0.1 - 1.0
Gabro	3.0 - 3.1	0.1 - 0.2
Andesita	2.2 - 2.3	10 - 15
Arenisca	2.0 - 2.6	5 - 25
Lutita	2.0 - 2.4	10 - 30
Caliza	1.2 - 2.8	5 - 20
Dolomía	2.5 - 2.6	0 - 55
Gneiss	2.9 - 3.0	0.5 - 1.5
Mármol	2.6 - 2.7	0.5 - 2
Metacuarcita	2.65	0.1 - 0.5
Pizarra	2.6 - 2.7	0.1 - 0.5

$$\text{Porosidad } n = \frac{(w_s - w_o)}{V} \cdot \rho_w$$

$$\text{Densidad } \rho = \frac{w_o}{V}$$

en donde w_o , V , son peso y volumen de la roca seca y w_s es el peso saturado (agua) de la roca.

La permeabilidad es muy importante, controla el movimiento y distribución de fluidos y gases en los macizos rocosos. La composición, la textura, la fábrica, la estratigrafía, la mineralización-autigénica por aguas subterráneas, la compactación y la recristalización tienen gran influencia en los valores de la porosidad y la permeabilidad.

VI.- RESISTENCIA EN TENSION.

Los valores de resistencia en tensión de las rocas varía de 20 a 300 kg/cm², son considerablemente menores que los valores de la resistencia en compresión uniaxial, vease tabla No. 5. Los ingenieros de construcción raramente estan relacionados con éste parametro.

TABLA No. 5. RESISTENCIA EN COMPRESION UNIAXIAL Y TENSION.

R O C A	Rc (Kg/cm ²)	Rt (Kg/cm ²)
Granito	1,000-2,500	70-250
Diorita	1,800-3,000	150-300
Gabro	1,800-3,000	150-300
Basalto	1,500-3,000	100-300
Arenisca	200-1,700	40-250
Lutita	100-1,000	20-100
Caliza	300-2,500	50-250
Dolomía	800-2,500	150-250
Carbón	50-500	20-50
Metacuarcita	1,500-3,000	100-300
Gneiss	500-2,000	50-200
Mármol	1,000-2,500	70-200
Pizarra	1,000-2,000	70-200

VII.- RESISTENCIA EN COMPRESION UNIAXIAL.

Este parámetro tiende a reducir el volumen de las rocas muy porosas y fracturadas. Los valores de compresión varían de 50 a 3,000 kg/cm², dependiendo de la composición, textura, fractura, tipo y cantidad de cementante, fábrica, alteración, porosidad y permeabilidad y contenido de agua.

VIII.- ELASTICIDAD

Esta propiedad es crítica en el diseño y construcción de estructuras pesadas, los valores de la elasticidad y su distribución tienen un significado importante en el diseño y deben ser determinados por especialistas en mecánica de rocas.

IX.- SOLUBILIDAD

Las rocas solubles (nitratos, sulfatos, cloruros, carbonatos, etc.), presentan muchos problemas a los ingenieros de construcción y pueden incrementar grandemente los costos de proyectos por cavidades, canales, etc.

X.- CORROSION

Las aguas superficiales y del subsuelo reaccionan químicamente con los constituyentes de las rocas, reduciendo su estabilidad. -- Los fluidos altamente alcalinos y ácidos, descomponen las rocas en diferentes grados y velocidades. Las rocas ígneas contienen altos porcentajes de feldespatos cálcicos y minerales ferromagnesianos son

muy susceptibles a la descomposición lo que modifica la composición, textura, porosidad, permeabilidad, resistencia en tensión, compresión y su utilización como agregado.

XI.- RESISTENCIA A LA EROSION.

Ciertas rocas se erosionan fácilmente otras son resistentes a los procesos erosionales dependiendo esto de su composición, textura, fábrica, grado y tipo de cementación y compactación, ángulo de talud, régimen hidrológico y condiciones climáticas. La resistencia de la roca a la erosión es de especial interés en la evaluación del vaso, azolve, mantenimiento de caminos, etc.

XII.- RESISTENCIA DE INTEMPERISMO.

Existe una constante interrelación entre intemperismo, erosión y variaciones climáticas. En general las rocas se intemperizan más rápidamente en regiones tropicales que en regiones articas. La resistencia de la roca al intemperismo debe ser determinada cuidadosamente en todos los programas de construcción debido a su control directo e indirecto de los procedimientos de excavación, estabilidad de taludes, cimentaciones y diseño estructural.

XIII.- OTRAS PROPIEDADES.

En adición a las propiedades de las rocas mencionadas anteriormente el geólogo y el ingeniero estan interesados en propiedades de como responderá la roca a las voladuras, rotura, perforación, fragmentación, etc.

CONCLUSIONES

En el desarrollo del trabajo geológico de ingeniería, el petrografo coopera estrechamente con el geólogo en sus tres etapas a saber: proyecto, construcción y mantenimiento, en la primera fase, -- clasifica el material permitiendo correlacionar las formaciones y -- establecer la estructura geológica y así mismo proporcionar una -- idea de los problemas que presentaran los materiales si son utiliza-- dos tanto como material estructural ó agregado, es decir ayuda al -- conocimiento de las propiedades ingenieriles de las rocas en el si-- tío y de los materiales que se utilizarán en la construcción. El -- geólogo de construcción se asesora de la petrografía para obtener la mayor información posible y válida de escasos afloramientos o pocos núcleos de roca, por ejemplo le puede interesar conocer si la alte-- ración que se observa es producida por intemperismo ó por procesos-- hidrotermales.

En la etapa de construcción el petrografo coopera con el geólo-- go de construcción y con el ingeniero civil en la selección del me-- jor material de construcción, agregados, canteras, etc., así como -- en la solución de problemas que presente la roca como material es-- tructural y estudios petrográficos del concreto y del clínter del -- cemento portland.

En la conservación de obras hidroeléctricas por ejemplo en el-- problema de los azolves, es valiosa la ayuda de la petrografía, en-- la determinación de sus componentes del azolve y por lo tanto su -- abrasividad, así como su procedencia (roca madre, distancia, etc.).

La petrografía es una valiosa herramienta en la determinación de las propiedades ingenieriles de las rocas ya sea utilizada independientemente o para dar recomendaciones de ensayos que determinan propiedades específicas de las rocas.

La petrografía de ingeniería y la geología en combinación integran las propiedades de los especímenes individuales sujetos a ensayos de laboratorio con las propiedades de la roca "insitu".

Por ejemplo, el petrografo y el geólogo deben ser consultados para decidir el efecto que tienen las fracturas, las juntas y los planos de debilidad de la roca, en la resistencia del macizo rocoso. La heterogeneidad de los macizos rocoso es el resultado de la variación de muchos factores geológicos en diversas escalas, desde el -- cristalográfico hasta el geológico regional.

En México son varias las dependencias del gobierno e instituciones de investigación que ya cuentan con un cuerpo de ingenieros geólogos especializados en petrografía ingenieril y con un laboratorio de esta especialidad. Cabe mencionar especialmente a la Comisión Federal de Electricidad, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

La Comisión Federal de Electricidad fué, probablemente, la primera en preocuparse seriamente por desarrollar la petrografía de ingeniería, ya que debió enfrentarse desde la década de los 50, a muy serios problemas de excavación subterráneas, de cimentaciones y construcción de presas.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Cailleux A. "Les Roches" Press Universitaires de France, 1952.
- 2.- Farmer, I.W. "Engineering Properties of Rocks" Spon, 1968.
- 3.- Le Roy, L. W. "Subsurface Geology", Colorado School of Mines, 1977.
- 4.- Quezadas, F. A. "Agregados para Concreto, Geología y Petrología" - - I.M.C.Y.C.
- 5.- Zalesskii, B. V. "Physical and Mechanical Properties of Rocks" Academy of Sciences of the U.S.S.R.S. Monson, 1967.
- 6.- Zubkov, V. "General Petrography" MIR Publishers, Moscow, 1972.

AGREGADOS PARA CONCRETO

Geología y Petrología

El material del cual se obtienen la mayoría de los agregados para el concreto es la roca natural, pudiendo ser arena, grava o roca triturada.

Por definición una roca es un agregado de minerales y mineral es una sustancia natural con cierta estructura interna característica determinada por una disposición regular de los átomos o de los iones en su seno y cuya composición química y propiedades físicas son fijas o varían entre límites definidos.

De los dos mil minerales reconocidos y descritos, sólo unos veinte son constituyentes 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 analiza una sección delgada del material a estudiar con 30^u 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. En general el análisis químico constituye una buena ayuda para reconocer un mineral.

4) Propiedades físicas u organolépticas.

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: Está regida por la estructura interna, existen seis sistemas de cristalización:

cúbico
tetragonal
Hexagonal
Ortorómbico
Monoclínico
Triclínico

Color: Algunos minerales tienen un color determinado, en otros es zonal y en ocasiones varia de una especie a otra, debido a la presencia de impurezas, cambio en la composición química, o alteraciones estructurales causados por la radiactividad.

Lustre: La naturaleza de la luz reflejada por una superficie del mineral es el lustre.

Dureza: La resistencia que opone un mineral a ser rayado por otro es la dureza, existe la escala de Mohs.

- | | | | | |
|----------|-------------|---------------|------------|--------------|
| 1. Talco | 3. Calcita | 5. Apatita | 7. Cuarzo | 9. Corindón |
| 2. Yeso | 4. Fluorita | 6. Feldespato | 8. Topacio | 10. Diamante |

El siguiente grupo de minerales que a continuación se describe no está en forma alfabética, sino que por su importancia como minerales formadores de roca.

DESCRIPCION DE MINERALES

Minerales de la sílice

(a) - Cuarzo - El cuarzo es un mineral duro $H = 7$ (raya el vidrio y el acero).

Densidad 2.65. No tiene crucero, tiene fractura concoidea y es inatacable por los ácidos, salvo por el ácido fluorhídrico HF. El cuarzo puede ser transparente e incoloro (cuarzo hialino o cristal de roca), coloreado en violado (ametista) en amarillo (citrino).

La estructura molecular del cuarzo varía en función de la temperatura de cristalización y de la presión.

cuarzo α	t < 573°C
cuarzo β	de 573° a 870°C
tridimita.....	de 870° a 1470°C (en agujas en rocas volcánicas)
Cristobalita.....	de 1470° a 1685°C (rara en la naturaleza pero frecuente en los ladrillos).

(b) La calcedonia - La calcedonia presenta estructura fibrosa y puede aparecer en glóbulos o esferulitas. Las formas zonales en capas planas se denominan ónix y en capas concentricas ágatas. La calcedonia unos la consideran como un mineral distinto al cuarzo y otros como una variedad del cuarzo.

Esté compuesta por una mezcla submicroscópica de cuarzo fibrosa con una pequeña pero variable cantidad de ópalo. Frecuentemente se presenta como constituyente principal del pedernal y es reactiva con los álcalis del cemento portland.

- (d) 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 aquellas del cuarzo. El color es variable y su lustre es de resinoso y vitreo. 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. Es de particular importancia como con un constituyente de los áridos por su reactividad con los álcalis del cemento portland.

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 o potásicos son: ortoclasa, sanidino, adularia, microclina y anortoclasa, son tectosilicatos de aluminio y potasio. Las plagioclasas o feldespatos calcosódicos son tectosilicatos de aluminio y sodio, aluminio y calcio o aluminio, sodio y calcio la composición química de los plagioclasas se halla comprendida entre la de la albita ($6 \text{ Si}_1 \text{ O}_2 \cdot \text{Al}_2 \text{ O}_3 \cdot \text{Na}_2 \text{ O}$) y la anortita ($2 \text{ Si}_1 \text{ O}_2 \cdot \text{Al}_2 \text{ O}_3 \cdot \text{CaO}$) con los miembros intermedios oligoclasa, andesina, labradorita y bitounita. La ortoclasa tiene una dureza de 6 y densidad de 2.56. Las plagioclasas su dureza es 6 y la 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.

Micas

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. Dureza: alrededor de 2.5. Densidad 2.7 a 3.1. La mica blanca recibe el nombre de moscovita y la mica negra el de biotita.

Minerales Ferromagnesianos

Los minerales ferromagnesianos o máficos son silicatos de hierro o magnesio o ambos e incluyen los grupos de las anfíbulas, las piroxenas, que son inosilicatos y el grupo de los olivinos que son nesosilicatos. Las anfíbulas tienen una densidad alrededor de 3; dureza de 5 a 6, el más frecuente es la hornblenda, verde muy oscura casi negra. Se presenta generalmente bajo la forma de cristales alargados de sección exagonal. Las piroxenas tienen la misma composición cualitativa que las anfíbulas pero la cal es en ellas relativamente más abundante. Su densidad es 3.3, dureza: 5 a 6. Uno de los más frecuentes, la augita se presenta en forma de cristales muy cortos (granos) de sección octogonal.

La biotita puede considerarse un mineral ferromagnesiano.

El olivino tiene una dureza de 5.6, una densidad de 3.3. Coloración verde oliva o amarillenta, el olivino es sintomático de las rocas ígneas de bajo contenido de sílice.

Minerales Arcillosos

Cuando los silicatos de las rocas cristalinas primarias se descomponen por intemperismo, dan entre otras cosas un grupo de minerales conocidos como los "minerales arcillosos", son filosilicatos hidratados de alumina 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 y térmico diferencial y los

diagramas de difracción a los rayos X 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 , tiene crucero romboedral, incolora cuando pura, a menudo es amarillenta. Fácilmente hace efervescencia en frío con los ácidos diluidos y aún con el vinagre. Densidad 2.6, dureza: 3 (rayable con la navaja) muy poco soluble en agua pura, pero ligeramente soluble en presencia de CO_2 .

La dolomita: carbonato doble de calcio y magnesio de fórmula $(\text{CO}_3)_2 \text{CaMg}$, es romboedral, densidad 2.9, dureza 3.5 incolora o amarillenta cuando es pura. No es atacada por el HCl diluido en frío, la dolomita es soluble con efervescencia sólo si el ácido o la muestra es calentada o si la muestra es pulverizada.

Sulfuros

Muchos sulfuros son importantes menas de metales pero sólo la PIRITA y la MARCASITA ambos sulfuros de hierro, son frecuentemente encontrados en los áridos. 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. La marcasita es muy inestable y sujeta a oxidación, va acompañada por 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. Ambos minerales se les conoce como "oro de los tontos".

Oxidos de Hierro

Los óxidos de hierro importantes son:

- 1) Limonita
- 2) Goetita
- 3) Hematita y Magnetita

La limonita es un material amorfo, 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

Las zeolitas forman una familia de silicatos hidratados bien definidos, son suaves, generalmente blancos o de colores claros, formados como rellenos secundarios en cavidades o fisuras de las rocas. Algunas zeolitas, particularmente LAUMONTITA, NATROLITA y HEULANDITA, se dice que producen efectos deletéreos en el concreto, las últimas dos han sido reportadas como reactivas con los álcalis del cemento.

TIPOS DE ROCAS

Las rocas pueden dividirse de acuerdo con su origen en tres grandes grupos:

1. Rocas Igneas
2. Rocas Sedimentarias
3. Rocas Metamórficas

1. Rocas Igneas.- Las rocas eruptivas se forman por la solidificación del magma, si esta se realiza en el seno de la corteza forma las rocas intrusivas o plutónicas y si la solidificación es sobre la superficie de la corteza forma las rocas volcánicas o 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 sedi-

mentarias incluye rocas como las calizas y el yeso que se han formado por la cristalización de sustancias disueltas en el agua o depósitos 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 de las rocas se clasifican megascópicamente ya sea en el afloramiento o en ejemplar de mano, en el laboratorio se hacen clasificaciones más elaboradas con láminas delgadas que se examinan con el microscopio petrográfico.

ROCAS IGNEAS

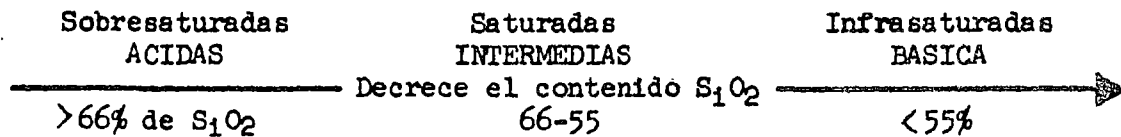
Las rocas ígneas se pueden clasificar por su textura y composición mineralógica. Por textura se entiende el tamaño, forma y modo de agruparse de los minerales. Existen fundamentalmente tres tipos de textura de acuerdo con la granulometría de los constituyentes.

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 (fenocristales) en una matriz o pasta de grano más fino.

CLASIFICACION MINERALOGICA Y TEXTURAL DE LAS ROCAS IGNEAS

POR A. G. Quezadas.

TEXTURA	I. CUARZO + FELDESPATOS			II FELDESPATOS				III MAFICOS
	FK>PS	FK<PS	PS	FK>PS	FK<PS	PS	PC	
Piroclástica (Fragmental)	'Agglomerado (Bombas) 'Breccia volcánica (Fragms > 4 mm) 'Toba 'Ceniza			Se clasifican con res- pecto al contenido de fragmentos líticos, cristales y vidrio.				'No se co- nocen ro- cas cuya composi- ción co- rresponda a este lu- gar de la tabla.
Vítrea (Puede ser Porfídica)	'Obsidiana (lustre vítreo) 'Piedra pómez (porosa) 'Perlita (lustre prelado) 'Retinita (lustre brea)							'Traqui- 'lita. 'Escoria '(Est. 'celular)
Afanítica (A menudo Porfídica)	'Riolita	'Latita	'Dacita	'Traqui- '*ta	'Latita	'Andesi- '*ta	'Basalto	
	'*de Cuar- 'zo *							
							'Diaba- 'sa o Do-	'Peridotita 'Piroxenita
Fanerítica	'Granito	'Grano- 'diorita	'Tonali- 'ta	'Sienita	'Monzoni- 'ta	'Diorita	'lerita '(grano 'fino).	'Hornblendi 'ta 'Dunita
							'Gabro	



* 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 o 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. Los principales grupos de rocas sedimentarias son:

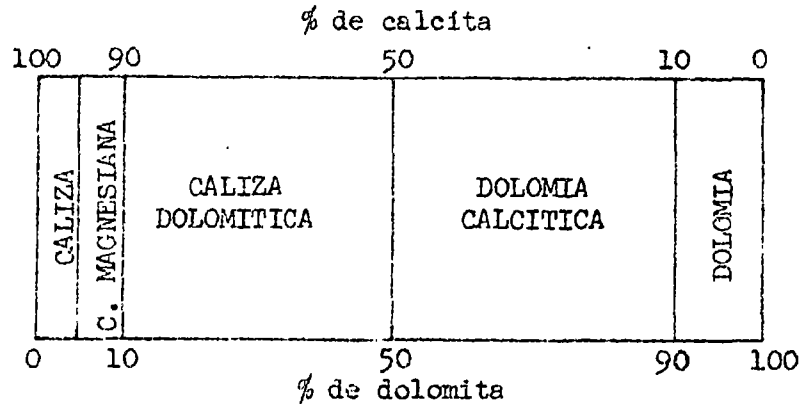
ROCAS CARBONATICAS

Calizas. Las calizas están compuestas fundamentalmente por el mineral calcita CaCO₃, pueden ser de origen químico u orgánico, rara vez son puras, pues contienen una apreciable cantidad de arcilla, arena, materia carbonosa u óxido de hierro.

Las variedades de calizas orgánicas son:

1. caliza coralina 2. caliza de algas 3. caliza de foraminíferos
4. Lumaquelas 5. La 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 la roca.



Clasificación de la mezcla dolomita - calcita

CONGLOMERADOS Y ARENICAS

Los conglomerados son gravas cementadas, las gravas son depósitos no consolidados formados principalmente por cantos rodados, que pueden ser de cualquier clase de rocas 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 canto y canto.

Las areniscas son rocas detríticas con un tamaño del diámetro de los constituyentes comprendido entre 1/16 de mm a 2 mm. De acuerdo con su composición mineralógica se clasifican 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 arcilla 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 0.004 mm y limo diámetro entre 0.004 a 0.06 mm). Con frecuencia contienen las lutitas pequeñas cantidades de materia orgánica. Los minerales esenciales son los llamados minerales "arcillosos", aunque pueden contener cuarzo, mica y otros minerales. Se hienden 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 o piedras de barro.

Rocas silíceas de grano fino

La sílice puede ser separada del agua que contiene en disolución por evaporación o por la acción de las plantas y animales. Las especies más importantes son:

Tierra de diatomeas (trípoli). Depósito silíceo formado principalmente por frústulas de diatomeas depositadas en el fondo de las aguas dulces o 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, tienen lustre céreo o 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.

El pedernal 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 al primer grupo los neises, esquistos y pizarras y al segundo grupo los mármoles y las cornubianitas.

NEISES.- 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 feldespato, otros minerales comunes son el cuarzo, anfibolas, granates y micas.

Los neises se han derivado de rocas muy variadas, granitos, granodioritas, lutitas, riolitas, pizarras, esquistos, etc.

ESQUISTOS.- Son rocas esquistosas que de acuerdo con su mineralogía tendremos variedades tales como esquisto clorítico, micáceo, compuestos fundamentalmente por clorita, moscovita, cuarzo y biotita. Se forman por el metamorfismo de lutitas, tobas, areniscas, riolitas.

PIZARRAS.- Son rocas de grano muy fino y hojosiad 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.

Los mármoles son forman por el 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 peridotitas.

REACCION ENTRE LOS ALCALIS DEL CEMENTO Y LOS AGREGADOS

Ciertos minerales y rocas reaccionan con los álcalis (óxidos de sodio y potasio) del cemento, produciendo una expansión interna en el concreto la cual lleva a la formación de una red de fracturas y pérdida de resistencia en el concreto.

Los minerales reactivos son: Opalo, calcedonia, tridimita, cristobalita y ciertas zeolitas. Las rocas deletéreas son las riolitas vítreas o criptocristalinas, dacitas y andesitas. (Incluyendo las tobas compuestas por estos materiales) y pedernal calcedónico u opalino.

Cualquier agregado que contenga una proporción significativa de cualquiera de estos materiales puede considerarse como un agregado potencialmente reactivo.

El U.S.B.R. ha descubierto que los agregados que contengan más del 0.25% en peso de ópalo, más del 5% de calcedonia por peso o más del 3% de rocas volcánicas vítreas o criptocristalinas ácidas son deletéreos. Un análisis petrográfico previo del agregado revela la presencia de materiales reactivos.

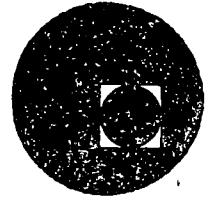
Una evidencia sintomática de la reacción álcali-agregado es una red o mapa de grietas, en casos extremos las fracturas tienen una abertura de más de $\frac{1}{2}$ pulgada y una profundidad de 18 pulgadas, resultando de una expansión anormal del concreto especialmente interna.

Las fracturas y huecos están llenos de un depósito gelatinoso, que no debe confundirse con la exudación.

Se ha encontrado que el uso de cemento con bajo contenido de álcalis (0.6 por ciento o menos de álcalis) es efectivo en el control o previenen esta actividad. El empleo de puzolanas puede evitar o reducir la reacción de los álcalis.



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



INGENIERIA GEOLOGICA

LA GEOMORFOLOGIA Y SUS APLICACIONES
EN LA INGENIERIA CIVIL

ING. JOSE LUGO HUBP

JULIO, 1978.

LA GEOMORFOLOGIA Y SUS APLICACIONES
EN LA INGENIERIA CIVIL

José Lugo Hubp¹

1) Investigador. Instituto de Geografía, UNAM.

LA GEOMORFOLOGIA Y SUS APLICACIONES EN LA INGENIERIA CIVIL

INTRODUCCION

La construcción de una obra de ingeniería requiere de un estudio previo del relieve de la región donde ésta se proyecta. Tratándose de una obra pequeña, ese estudio será elemental. En el caso de una obra grande, como una presa, carretera, túnel, ciudad, canal, etc. ese estudio será más complejo.

Es precisamente el relieve el objeto de estudio de la geomorfología, que lo considera en función de su génesis, de la dinámica de los procesos actuales, de su morfología y de su edad.

Un estudio geomorfológico comprende una primera etapa de gabinete, en la que se interpretan las cartas topográficas y fotografías aéreas correspondientes, asimismo se estudian otros materiales: geológicos, geofísico, edafológicos, etc., según el problema planteado, y se elaboran las cartas y textos preliminares. Una segunda etapa comprende un reconocimiento de campo, lo que permite verificar y complementar las interpretaciones preliminares hechas en gabinete. La última etapa de trabajo consiste en la elaboración definitiva de las cartas necesarias, acompañadas de un texto explicativo y otros materiales como esquemas, gráficas, perfiles, fotografías, dibujos, etc.

La orientación que se dé a un estudio geomorfológico aplicado a la ingeniería depende de varios factores: el tipo de la obra en proyecto, su posición tectónica regional, la estructura geológica local, la escala y calidad de las cartas topográficas y las foto-

grafías aéreas, y los problemas que consideren de mayor importancia los ingenieros constructores.

EL ANALISIS DEL RELIEVE. APLICACIONES

1. El factor morfología se refiere a las propiedades cualitativas y cuantitativas de las formas de la superficie terrestre. Las primeras se relacionan con semejantes geométricas; así, por ejemplo, encontramos términos tales como cuencas elipsoidales, conos volcánicos, cauces rectilíneos, laderas convexas, etc. Las propiedades morfométricas del relieve son valores matemáticos que definen ángulos de pendiente, alturas absolutas y relativas, longitudes, superficies, volúmenes, orientaciones, densidades, etc.

Un elemento morfométrico como la pendiente es fundamental en los trabajos de geomorfología aplicada, ya que permite proyectar una obra y evaluar el trabajo de excavación.

La pendiente es uno de los factores principales que controlan a los procesos gravitacionales. Los derrumbes se originan en condiciones de pendientes fuertes, de 25° a 40° ; los corrimientos de tierras se producen en pendientes de 18° a 25° ; los deslizamientos de bloques se ven favorecidos en inclinaciones de 6° a 18° ; las corrientes de solifluxión ("corrientes de suelos") se llevan a cabo en terrenos con pendientes de 3° a 8° ; los procesos deluviales son propios de laderas relativamente suaves, de 9° a 18° ; las laderas erosivas se desarrollan por la acción de los escurrimien-

tos y las escorrentías en superficies de 2 a 3° de inclinación. La acumulación se lleva a cabo, obviamente, en las zonas de menor pendiente, siendo un caso ideal donde ésta no supera los 0.5°.

Las alturas absolutas y relativas influyen en el tipo e intensidad de los procesos niveladores. En las partes superiores de las montañas predomina el intemperismo, cuyos productos son removidos y depositados en las cuencas de captación. En las porciones intermedias se intensifican los acarreos de detritos. En la base de las montañas los procesos son esencialmente acumulativos.

Influyen en la resistencia de las construcciones la exposición y longitud de las laderas, la separación entre talvegs y divisorias, la pendiente, la disección horizontal y vertical. Este último factor permite evaluar los recursos hidrológicos y su relación con las aguas subterráneas. El incremento de la disección en localidades significa la multiplicación de manantiales. Por otro lado, es un elemento que puede señalar zonas de mayor intensidad de movimientos neotectónicos (5). Una red fluvial densa y profunda favorece el desagüe local y disminuye el nivel de las aguas freáticas (8).

De lo anterior se deduce la importancia del análisis morfológico del relieve en los trabajos de ingeniería. Son de especial interés los elementos morfométricos por la información matemática que proporcionan.

2. En su génesis, el relieve es el resultado de la interacción de dos tipos de procesos: los endógenos -creadores del mismo- y los

exógenos -niveladores-. Ambos actúan con intensidades variables, jugando el papel principal los endógenos que controlan, junto con el clima, a los exógenos en su intensidad.

Las formas de la superficie terrestre se clasifican genéticamente en función del tipo de proceso predominante en su formación. Los endógenos originan formas tectónicas plicativas y disyuntivas, y magmáticas.

Una clasificación del relieve endógeno (1) es la siguiente:

Relieve tectónico.

I. Originado por dislocaciones disyuntivas: laderas abruptas, rectilíneas, de elevaciones montañosas.

II. Originado por estructuras plicativas activas: laderas de crestas y elevaciones anticlinales.

Relieve volcánico.

I. Originado por emanaciones de lava: A- planicies, mesas, coladas; B- laderas.

II. Originado por procesos explosivos: planicies de tobas, mesas.

III. Originado por procesos extrusivos: laderas de domos extrusivos, cuellos y otras formas.

La actividad endógena de la Tierra se manifiesta en su superficie por la presencia de formas magmáticas, tanto plutónicas como volcánicas, así como por deformaciones y rupturas de las rocas.

El estudio del relieve en función del factor tectónica, comprende la determinación del régimen endógeno que lo ha originado, los tipos e intensidades de los movimientos tectónicos recientes,

las formas del relieve resultantes. Esto es el estudio geomorfológico estructural que tiene como objetivo principal explicar la relación existente entre el relieve y la estructura geológica interna. Las formas del relieve originadas por los procesos exógenos se consideran subordinadas a los procesos endógenos.

Las formas plicativas se estudian en función de sus propiedades morfológicas, de su grado de expresión en la superficie terrestre, de su estadio de desarrollo y de su dinámica (activas o inactivas).

De una importancia fundamental son los elementos disyuntivos, desde las fisuras de las rocas (parte del microrrelieve) hasta las fracturas profundas de dimensiones subplanetarias.

Las rupturas tienen relación con las corrientes de aguas superficiales y subterráneas, ya que son trabajadas en forma diferencial por los agentes niveladores.

No sólo tiene importancia el estudio de las rupturas con desplazamiento (fallas), activas o inactivas, sino, el análisis de las grietas de las rocas, que son una manifestación de la intensidad y dirección de los movimientos neotectónicos (3,9). El estudio general de los elementos disyuntivos del relieve se puede llevar a cabo cuantificando sus orientaciones y desarrollo (densidad). En una zona de empujamiento las grietas se presentarán en mayores cantidades. El mayor interés lo presentan las grietas de tracción que son las que favorecen la circulación de

las aguas subterráneas y superficiales, favoreciendo la acción de la erosión y controlando la dirección de los ríos en porciones de los valles (3).

Las formas del relieve exógeno son el resultado de la acción predominante de determinados agentes niveladores, que a su vez, originan diversos procesos. Esto se puede ilustrar en la tabla siguiente.

AGENTES	PROCESOS	FORMAS	
La radiación solar, los cambios de temperatura.	Intemperismo	Constructivas Cortezas de intemperismo. Depósitos eluviales.	Destructivas
La gravedad	Denudación de las laderas. Deslizamiento de masas.	Depósitos deluviales y coluviales.	Circos de denudación.
Las aguas superficiales: con o sin cauce definido.	Lavado superficial (deluvial). Fluviales: erosión vertical, lateral y acumulación.	Pedimento. Depósitos aluviales. Terrazas.	Valles, barrancos.
El hielo (en movimiento).	Denudación glacial. Acumulación	Morrenas	Artesas, circos.
Precipitaciones atmosféricas y aguas subterráneas.	Disolución, lixiviación. Remoción de sales y partículas. Carst y sufosión.	Depósitos iluviales	Grutas, embudos.
El viento	Denudación y acumulación eólica.	Dunas, barjanes.	Nichos, cornisas.
El oleaje y las corrientes litorales.	Abrasión transporte y acumulación.	Playas, barras terrazas.	Cantiles.
Organismos animales y vegetales.	Biogeomorfológicos.	Formas del meso y microrelieve.	
El hombre	Tecnógeonos.	Terrazas, jales	Excavaciones, canteras, minas

Fig. 1. Clasificación de los procesos morfodinámicos (tomado de D.G. Panov, 1966).

Los tipos genéticos del relieve influyen directamente en las construcciones. Un relieve cárstico exige un estudio detallado que permita considerar las infiltraciones acuíferas y los posibles asentamientos. En el relieve acumulativo fluvial, las terrazas primera y segunda son favorables para el trazo de carreteras. Otras serán las consideraciones que hagan los ingenieros cons-

tructores cuando la obra se proyecte en una zona donde predomina el relieve eólico, sea dunudatorio (prevalece la remoción de materiales), o acumulativo. Lo mismo podemos decir del relieve marino, donde se reconocen dos tipos de forma bien definidas: abrasivas o destructivas y acumulativas.

4. La dinámica de los procesos geomorfológicos se refiere a las intensidades y direcciones de desarrollo de éstos en la actualidad. Este factor es indudablemente de una gran importancia en la ingeniería civil, ya que permite inferir como puede ser afectada una obra en el futuro. o sea, el pronóstico de la futura evolución de determinadas formas del relieve.

Algunas porciones de la superficie terrestre se transforman constantemente a la vista del hombre, por ejemplo, los barrancos, las líneas de costa, los meandros, los cohos de deyección, etc. Es necesario, entonces, cuantificar sus desplazamientos. Esto es posible en algunos casos, con valores absolutos, pero en otros, solamente relativos.

En el caso de los barrancos activos, el análisis geomorfológico permite determinar sus velocidades de crecimiento.

Los procesos gravitacionales se llevan a cabo en determinadas condiciones de pendientes, saturación de agua y sustrato rocoso. Por esto, es posible señalar las zonas de actividad potencial y sus límites espaciales.

Es posible, asimismo, cuantificar la acumulación, eólica, marina o fluvial, lo que permite determinar la influencia que puede

ejercer sobre una obra.

Algunos elementos lineales del relieve, como las divisorias y las líneas de costa, tienen desplazamientos permanentes, condicionados principalmente por el régimen endógeno, por las condiciones climáticas y la estructura geológica. Esto tiene importancia (en el caso de las divisorias) en el aprovechamiento de cuencas hidrológicas, donde su potencial puede reducirse o incrementarse en el tiempo. El desplazamiento de la línea de costa debe ser considerado en las obras portuarias.

Cualquier porción de la superficie terrestre puede considerarse en función de la intensidad de los procesos geomorfológicos que en ella se producen, por ejemplo, lavado superficial de las laderas (en tres o más grados de intensidad), erosión fluvial, acumulación marina, etc.

Es indudablemente, este factor, dinámica, uno de los principales a considerar en los trabajos de ingeniería civil.

5. La edad del relieve se define como el tiempo transcurrido desde su formación, y se representa por los símbolos que se utilizan en geología. Obviamente, habrá coincidencias entre edades geológicas y geomorfológicas cuando se trata de formas depositadas durante el cuaternario, tales como terrazas acumulativas, conos de deyección, formas relacionadas con la actividad volcánica. Otro es el caso.-citando un ejemplo- de los sistemas montañosos cuyas rocas más jóvenes (sedimentarias) se depositaron durante el cretácico superior y el terciario inferior, correspondiendo

la edad geomorfológica a la época en que adquirió -en términos muy generales- la configuración actual, bien sea en el oligoceno, el mioceno, el plioceno o el cuaternario.

La edad del relieve, considerada en estrecha relación con los otros factores mencionados, permite determinar la etapa de desarrollo en que se encuentra la región en estudio.

LAS CARTAS GEOMORFOLOGICAS

El relieve se representa gráficamente en cartas geomorfológicas. Surge aquí el problema sobre que elementos deben considerarse en su elaboración, ya que resulta prácticamente imposible representarlos todos: morfología, génesis, dinámica y edad. Las limitaciones a la cartografía dependen también del objetivo del trabajo y de la escala utilizada.

La gran aplicación que ha tenido la geomorfología -especialmente en la época de la posguerra- ha favorecido el desarrollo de numerosos métodos de investigación y de la cartografía geomorfológica en particular. Podemos subdividir a las cartas geomorfológicas en tres grupos principales: morfométricas, especiales y generales.

I. Las cartas morfométricas representan el relieve en función de determinadas propiedades cuantitativas. Su elaboración se basa fundamentalmente en la interpretación de cartas topográficas precisas, en escala 1: 25 000-1: 200 000 preferentemente.

1. Las cartas de pendientes señalan en grados los valores de

inclinación de la superficie terrestre. A pesar de que existen varios métodos que recomiendan los intervalos en grados que deben tomarse para elaborar la carta de pendientes, lo más recomendable es establecerlos convencionalmente, de acuerdo con la orientación del trabajo y el relieve de la región. Para su elaboración se requiere solamente de una base topográfica de buena calidad.

2. Las cartas de la disección horizontal del relieve representan valores de densidad en km/km^2 , donde el factor lineal equivale al total de longitudes de talwegs en una zona dada, y la superficie de ésta es el segundo factor. Se elabora en gabinete con cartas topográficas precisas que se dividen en zonas, a las que corresponden determinados valores de densidad, mismos que se unen con isolíneas conforme a una escala convencional (5).

3. Las cartas de densidad de grietas, o de barrancos, se elaboran con un procedimiento semejante al anterior, consistente en cuantificar el total de rupturas o barrancos, interpretados en fotografías aéreas y vaciados a cartas topográficas (2).

4. Las cartas de la disección vertical del relieve señalan zonas, cuyos valores (en m) representan la profundidad máxima, medida verticalmente entre talwegs y divisorias (11).

5. Las cartas de la longitud de las laderas representan con isolíneas distancias en m, tomadas entre talwegs y divisorias (11)

Estos son los tipos principales de cartas morfométricas de a-

plicación a la ingeniería civil. Las cartas de la disección del relieve señalan intensidades de la erosión. Los valores mayores de la disección horizontal corresponden a zonas de mayor desarrollo de manantiales (8). La cuantificación de los barrancos permite evaluar el grado de peligro para una obra, que éstos representan. La mayor concentración de grietas representa -en muchos casos- zonas de mayor actividad tectónica. Las pendientes tienen una estrecha relación con los procesos geomorfológicos actuales.

II. A un segundo grupo pertenecen las cartas geomorfológicas especiales, y se caracterizan por el énfasis que dan a determinados factores del relieve: edad, génesis, etc. A diferencia de las cartas morfométricas que se elaboran en gabinete a partir de cartas topográficas, las de este segundo grupo requieren además, del trabajo de fotointerpretación y las verificaciones de campo.

1. Las cartas geomorfológico-estructurales tienen como objetivo principal representar las estructuras modernas de expresión directa o indirecta en el relieve (3). Estas estructuras son resultado de los movimientos neotectónicos, cuyas velocidades son determinadas por el régimen endógeno que los origina. Su elaboración se basa en el análisis de las propiedades morfológicas del relieve y su relación con la estructura geológica profunda.

2. Las cartas paleogeomorfológicas representan con especial atención el relieve en función del factor tiempo, esto es, su edad y las etapas de su desarrollo. El método de elaboración desa-

rrollado por N.P. Kostenko (3), consiste en analizar las propiedades morfológicas del relieve con base en una serie de perfiles paralelos y transversales a las estructuras orográficas, relacionándolos simultáneamente con perfiles geológicos equivalentes. Esto permite inferir una serie de escalones geomorfológicos de extensión regional, testigos de las variaciones de las intensidades de los movimientos tectónicos formadores del relieve.

3. Las cartas de morfodinámica dan una importancia primordial a los tipos e intensidades de los procesos exógenos actuales, mismos que se evalúan por mediciones repetidas en el tiempo para la obtención de valores absolutos, y por observaciones detalladas para representar valores relativos.

4. Las cartas de riesgos son una variedad de las anteriores y señalan los peligros potenciales a que está sujeta una obra de ingeniería, como los deslizamientos gravitacionales, asentamientos, infiltraciones, etc.

III. Por último tenemos en un tercer grupo las cartas geomorfológicas generales, mismas que representan los elementos fundamentales del relieve, en función de su génesis, morfología y edad. Esta generalización permite trabajar en distintas escalas, especialmente entre 1: 50 000 y 1: 500 000. Varios autores y comisiones han propuesto leyendas tipo que, en general, coinciden en cuanto a las clasificaciones fundamentales del relieve y difieren sólo en el detalle.

El factor principal de las cartas generales es la génesis del relieve, utilizándose aproximadamente la clasificación señalada anteriormente. El factor morfología lo representan valores de pendientes, clasificadas en tres rangos (1): de 0 a 20°, de 20 a 30° y mayor de 30°. La edad se señala con los mismo índices que se utilizan en la cartografía geológica: Q₄, N₁, Pg₃, etc.

Las cartas geomorfológicas generales tienen la ventaja de proporcionar información básica sobre el relieve de una región dada, lo que es de gran interés científico y práctico.

En un trabajo de ingeniería, una carta geomorfológica general puede proporcionar toda la información necesaria, como también una morfométrica, pero en otros casos se requiere de más de una carta.

Ya que no existe un modelo universal de cartas geomorfológicas aplicadas a la ingeniería civil, éstas deben elaborarse considerando el tipo de obra, las condiciones naturales del territorio, y los problemas que consideren de mayor importancia los ingenieros constructores.

De acuerdo con Y.G. Simonov (10), los resultados de un estudio geomorfológico aplicado a un proyecto de construcción ingenieril deben presentarse en dos aspectos: analítico y sintético. En el primer caso se incluye una serie de cartas de los siguientes tipos: 1) altimétrica, 2) de pendientes, 3) de la disección vertical, 4) de la disección horizontal, 5) de longitud de las lade-

ras, 6) de composición y espesor de materiales no consolidados, 7) de morfodinámica, 8) de geomorfología general. Por otra parte se presentan dos tipos de cartas, una de evaluación del relieve y otra de recomendaciones para el mejor aprovechamiento del territorio. En la carta de evaluación es posible clasificar el relieve en tres categorías: 1) favorable para la construcción, sin pérdidas considerables, 2) con necesidad de transformarse con trabajos de ingeniería, 3) desfavorable para la construcción. Asimismo, el autor mencionado recomienda elaborar una serie de cartas conforme avanza la obra, incrementando el detalle de éstas.

N.P. Kostenko (3,4) y N.V. Riabkov (7) consideran fundamental el factor endógeno. Para Riabkov los estudios geomorfológicos aplicados a obras hidroenergéticas deben considerar, en orden de importancia: 1) la tectónica, 2) el relieve sepultado, 3) las formas del relieve (sus propiedades genéticas y dinámicas). Las cartas geomorfológicas (Fig. 2) deberán representar la dinámica del desarrollo del relieve, sus condiciones paleogeomorfológicas, su relación con las formas actuales y el pronóstico de las transformaciones posteriores, considerando los cambios de regímenes de los ríos.

N.P. Kostenko (4) recomienda la elaboración de cartas paleogeomorfológicas y geomorfológico-estructurales, especialmente para las regiones orogénicas jóvenes donde los movimientos neotec-

tónicos se presentan con intensidad considerable. Paralelamente, la autora recomienda llevar a cabo trabajos de regionalización sísmica (3) y un estudio detallado de los procesos gravitacionales.

CONCLUSIONES

Lo antes expuesto confirma la necesidad de realizar estudios geomorfológicos preliminares a la construcción de grandes obras de ingeniería civil. El tipo o tipos de cartas a elaborarse se puede programar considerando los factores tectónica regional, geología local, clima, suelos, hidrología e hidrogeología, además, el tipo de obra en proyecto, la escala y calidad de la base topográfica y aerofotográfica, y los problemas que consideren de mayor importancia los ingenieros civiles.

Es recomendable que los estudios geomorfológicos se lleven a cabo por grupos interdisciplinarios, donde cada uno de los integrantes se avoca a la tarea de analizar en detalle un factor determinado: geomorfológico, geológico, geofísico, edafológico, etc. Posteriormente, el estudio conjunto proporciona los resultados que permiten hacer las evaluaciones y recomendaciones necesarias.

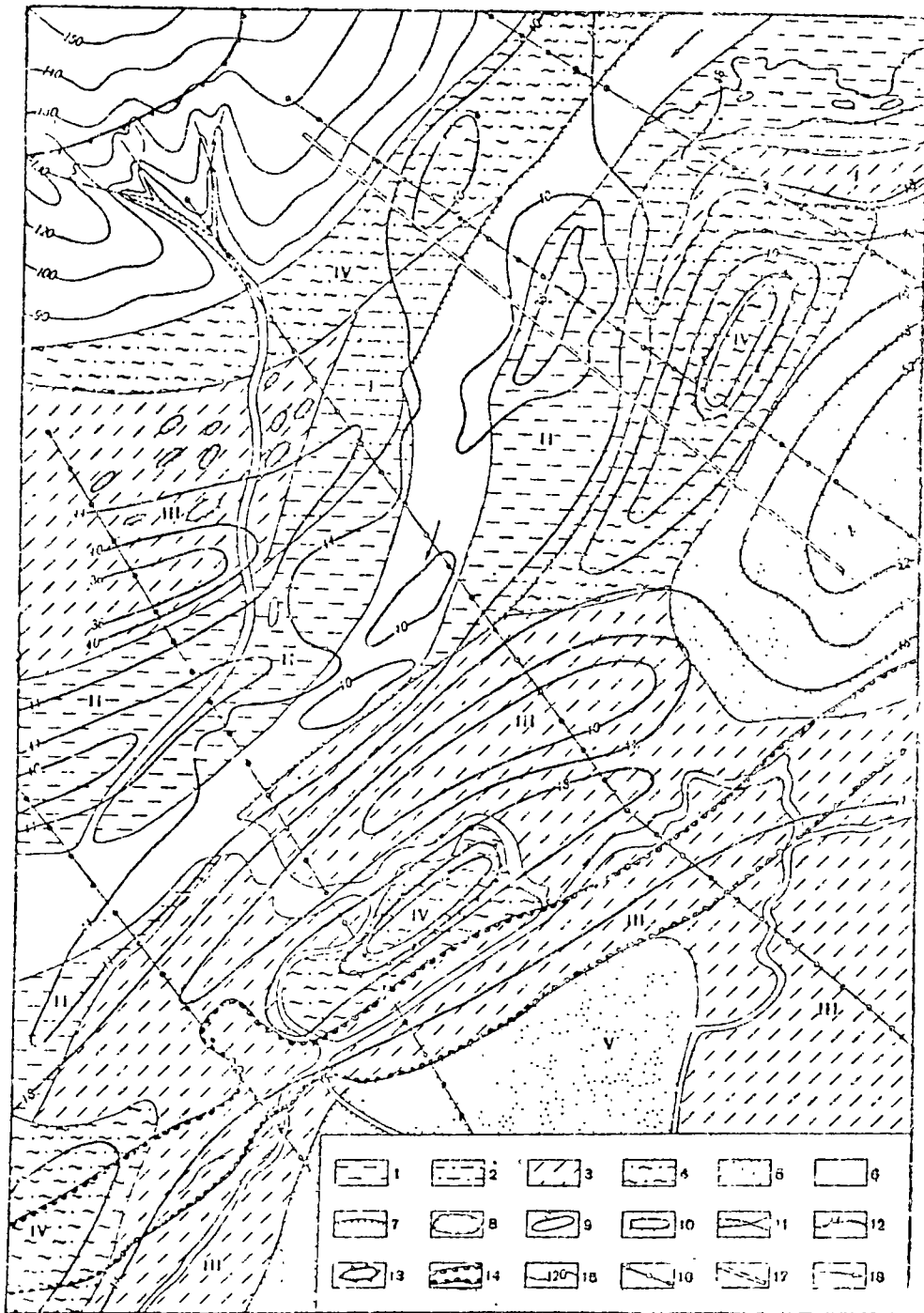


Fig. 2. Fragmento de una carta geomorfológica de un valle fluvial, aplicada a una construcción hidroenergética. (Tomado de N.V. Rjabkov, N.Á. Siagaev, 1973). 1- Llanura de inundación; 2- 1a. terraza; 3- 3a. terraza; 4- 4a. terraza; 5- 5a. terraza; 6- ladera del valle; 7- escarpes de erosión; 8- hondonadas de deflación; 9- cuencas lacustres; 10- montañas y dunas (eólicas); 11- barrancos activos; 12- isolíneas de la cima de las formaciones; 13- porciones de levantamientos modernos que se manifiestan por un conjunto de rasgos geológico-geomorfológicos; 14- cauce sepultado de los paleoríos; 15- isolíneas de la superficie de las laderas; 16- alineamientos y pozos; 17- línea de la variante óptima para la construcción de la presa; 18- cauce del río y dirección de su corriente.

BIBLIOGRAFIA

1. Chemekov, Y.F., Manual de las investigaciones geomorfológicas. Ed. Niedra, Leningrado, 1972.
2. Golbraij, I.G., Zavaluev, V.V., Mirkin, G.R. "Las cartas de megafisuramiento". En: Aplicación de los métodos geomorfológicos en los estudios geológico estructurales. Ed. Niedra, Moscú, 1970.
3. Kostenko, N.P., Geomorfología estructural, Instituto de Geografía, UNAM, México, 1977.
4. Kostenko, N.P., Bosquejo geomorfológico estructural de la región del Caracol, río Balsas, Gro., Instituto de Ingeniería, UNAM (Inédito).
5. Polkanova, V.B., Polkanov, V.P. "Las cartas de la intensidad de la disección del relieve". En: Aplicación de los métodos geomorfológicos en los estudios geológicos estructurales, Ed. Niedra, Moscú, 1970.
6. Ponov, D.G., Geomorfología general, Ed. Visshaya shkola, Moscú, 1966.
7. Riabkov, N.V., Siagaev, N.A., "Las cartas geomorfológicas para construcciones hidroenergéticas en valles fluviales de planicies". En: Cartografía geomorfológica en escala grande, MGU, 1973.
8. Schukin, I.S. Geomorfología general, T.I., MGU, 1960.
9. Shults, S.S., Fisuramiento planetario, LGU, 1975.
10. Simonov, Y.G., "La cartografía geomorfológica en los trabajos de ingeniería". En: La cartografía geomorfológica, Ed. Visshaya

shkola, Moscú, 1977.

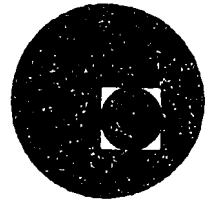
11. Spiridionov, A.I., La Cartografía geomorfológica, Ed. Nedra, Moscú, 1974.

12. Zvonkova, T.V. Geomorfología aplicada, Ed. Visshaya shkola, Moscú, 1970.

Nota. Con excepción de 3 y 4, todos en ruso.



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



INGENIERIA GEOLOGICA.

MECANICA DE SUELOS.

ING. GABRIEL MORENO PECERO.

Julio, 1978.

Las presentes notas presentan básicamente el Sistema de Clasificación de Suelos y Fragmentos de Roca que utiliza la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. - A su vez, el Sistema de Clasificación de Suelos es tomado -- básicamente del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, propuesto originalmente para aeropuertos por el Dr. Arturo - Casagrande, y posteriormente aceptado en la generalidad de - los trabajos técnicos relacionados con suelos. Respecto a - la clasificación de los fragmentos de roca utilizada en la - SAHOP, ha resultado relativamente adecuada a los fines técni- cos de esta institución. Un aspecto sumamente interesante - que se debe considerar en las excavaciones, es la estabili-- dad de los taludes de los cortes, al respecto se anexa la -- ponencia que se realizó hace tiempo para el Seminario de Ter- racerías que la SAHOP tiene organizado desde hace ya algún tiempo y en el que periódicamente se discuten temas en rela- ción con la terracería, participando en la discusión los --- técnicos encargados de la planeación, el proyecto, la cons-- trucción y conservación de las terracerías.

Otro aspecto interesante del comportamiento de los - suelos en relación con las excavaciones es el de la llamada "falla de fondo" del que se hará algún comentario durante la exposición. Asimismo, se mencionarán algunos aspectos rela- cionados con los suelos desde el punto de vista de su utili- zación como materiales de construcción.

Julio de 1978.

GABRIEL MORENO PECERO.

SISTEMA DE CLASIFICACION DE SUELOS,
MATERIALES PETREOS Y ROCAS Y SU
UTILIZACION

Ponentes:

Ingenieros Domingo Sánchez Rosado
Alfonso Rico Rodríguez
Luis Balcázar Padilla

A.- CLASIFICACION GENERAL DE SUELOS, FRAGMENTOS DE ROCA Y ROCAS.

Los materiales que constituyen la corteza terrestre, para fines de clasificación, se agrupan en 3 divisiones: "suelo", "fragmentos de roca" y "roca".

El término "suelo" se aplica a todas aquellas partículas de material menores que 7.6 cm. (3"). El término "fragmentos de roca" se aplica a todos aquellos fragmentos mayores que 7.6 cm. (3") y que no forman parte de una formación rocosa propiamente dicha. El término "roca" se usa para cuando se tienen formaciones rocosas.

En la Naturaleza estos materiales no se encuentran aislados, sino más bien constituyendo mezclas de unos con otros.

El "suelo" se subdivide en suelos de partículas finas o "finos" y suelos de partículas gruesas o "gruesos". Los "finos" son aquellos cuyas partículas son menores que la malla Núm. 200 y los "gruesos" son los que se retienen en la malla Núm. 200 y pasan la malla de 7.6 cm. (3"). — Los "finos" comprenden los grupos: suelos orgánicos, limos y arcillas. Los suelos orgánicos, son los que contienen una cantidad apreciable de materia orgánica y un material fino inorgánico es limo o arcilla, según sus características de plasticidad, como se describe en la Parte B de este trabajo, referente al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (versión SOP). — Los suelos altamente orgánicos en que predomina la materia orgánica, quedan clasificados en un grupo denominado "turba".

Los "gruesos" comprenden los grupos denominados arena y grava, siendo la frontera entre ellos, la malla Núm. 4.

En la Parte B se describe en detalle la clasificación e -- identificación de los suelos, según el sistema adoptado por la S O P que, esencialmente corresponde al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Los "fragmentos de roca" se subdividen en "chicos", "medianos" y "grandes". Los fragmentos chicos son aquellos que se retienen en -- la malla de 7.6 cm. (3") y su dimensión máxima es menor que 20 cm. Los -- fragmentos medianos son aquellos cuya dimensión máxima está comprendida en -- tre 20 cm. y 0.75 m.

Los fragmentos grandes son aquellos cuya dimensión máxima -- es mayor de 0.75 m., aunque para fines de utilización en terracerías, su -- tamaño máximo está limitado a 2.00 m.

En todos los casos en que se tengan materiales que compren -- dan tanto suelo como fragmentos de roca, deberá estimarse el porcentaje -- aproximado del volumen que cada uno de ellos ocupa con respecto al volumen total y la denominación y clasificación se hará de acuerdo con las indica -- ciones del cuadro A-1.

En el cuadro A-2, aparece la Carta de Plasticidad, base pa -- ra la clasificación de los suelos finos. La Carta de Plasticidad, es el -- resultado de una investigación realizada por A. Casagrande en el laborato -- rio. En esta investigación se vio que, si se sitúan los suelos en un sis --

tema coordinado que tenga el Límite Líquido en el eje de las abscisas y al Índice Plástico, en el de las ordenadas, su agrupamiento no ocurre al azar, sino que se zonifican de acuerdo con las características de su comportamiento mecánico, de modo que los suelos vecinos poseen propiedades similares, en tanto que los alejados las tienen diferentes. Con base en esta observación, Casagrande pudo establecer fronteras en la gráfica que separan a todos los materiales finos posibles, en diferentes grupos de propiedades afines. En el cuadro A-2, aparece una versión SOP de la Carta de Plasticidad original en la que las fronteras elegidas por Casagrande se han modificado ligeramente respetando la línea A, arriba de la cual caen las arcillas inorgánicas y que cubre a todos los demás suelos finos (suelos limosos, orgánicos o no y arcillas orgánicas).

En el cuadro A-3, se presenta una exposición relativa a características y recomendaciones para el uso adecuado, de los materiales que constituyen los diferentes grupos de la clasificación, en terracerías de Carreteras y Aeropistas.

En el cuadro A-4, aparece una extensión de la clasificación de suelos y fragmentos de roca, a rocas masivas desde el punto de vista de la Ingeniería Civil.

En las Partes B, C y D de esta Ponencia, se explican con mayor amplitud los criterios adoptados por la SOP, para clasificar los diferentes materiales, así como las propiedades más importantes de cada grupo de la clasificación.

En el cuadro A-1, aparecen los grupos característicos mencio

nados y los símbolos de cada uno de ellos, en lo referente a suelos, fragmentos de roca y sus mezclas.

Las rocas ígneas comprenden los grupos de rocas ígneas extrusivas y rocas ígneas intrusivas. Las rocas sedimentarias comprenden a los grupos: clásticas, orgánicas y químicas; las rocas metamórficas comprenden las "no foliadas" y las "foliadas". En la Parte D, se describen en detalle estas rocas.

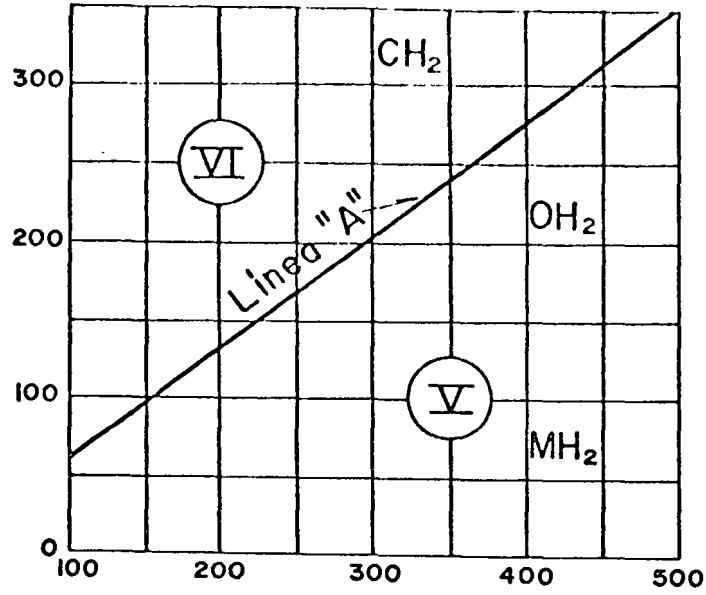
CUADRO A-1

ESTACIONAMENTO DE SUELOS Y FERTILIDAD

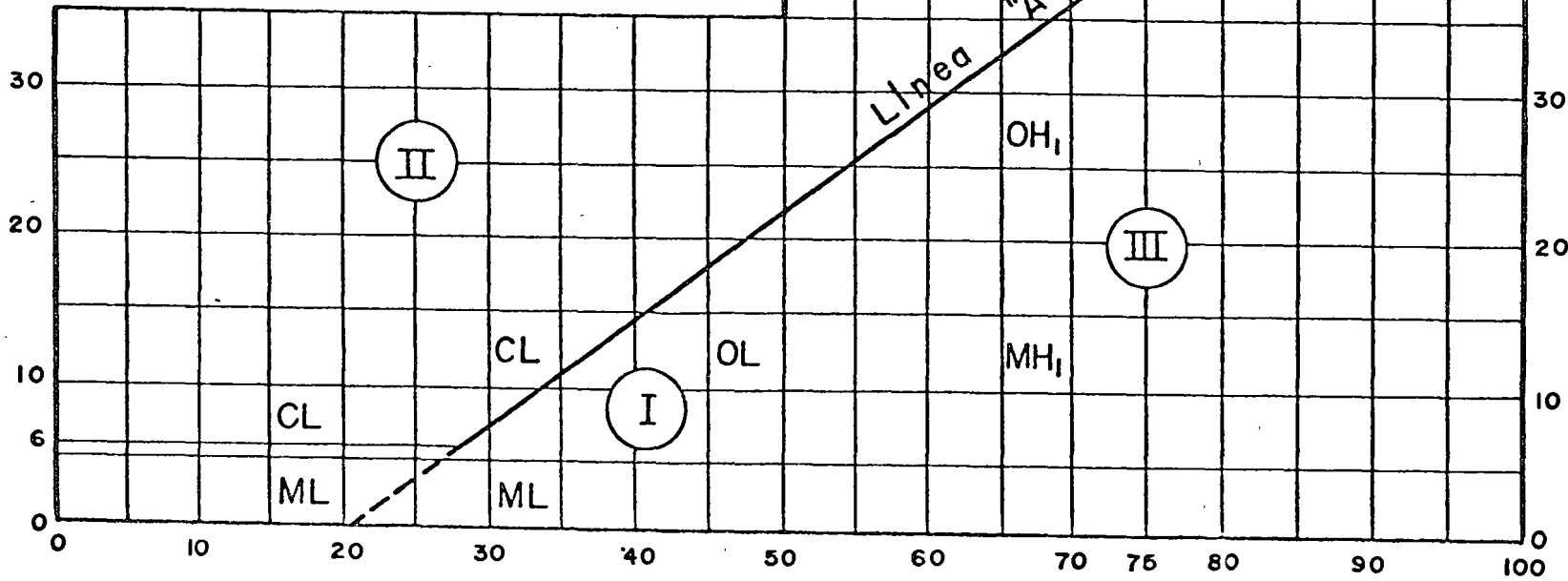
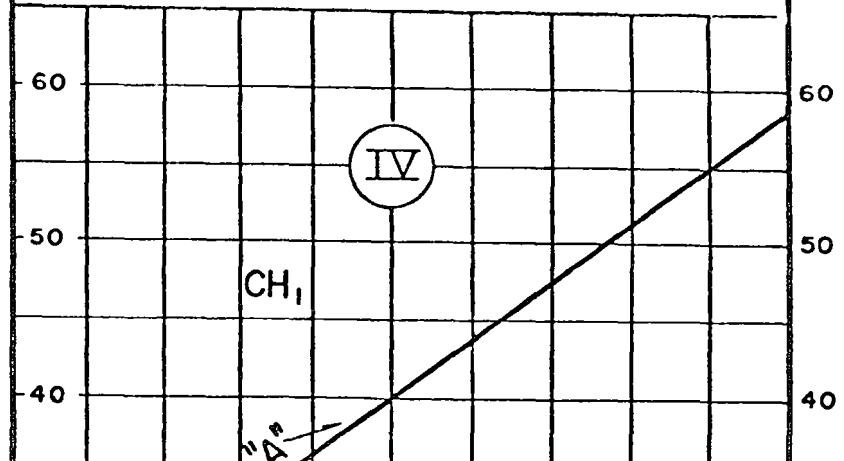
C O D I G O	T I P O S	I D E N T I F I C A C I O N		
5 U 4 2 0 5 Manufacturas de 7.6 cm. (3") 5 U 4 2 0 5 Manufacturas de 7.6 cm. (3") 5 U 4 2 0 5 Manufacturas de 7.6 cm. (3") 5 U 4 2 0 5 Manufacturas de 7.6 cm. (3") 5 U 4 2 0 5 Manufacturas de 7.6 cm. (3") 5 U 4 2 0 5 Manufacturas de 7.6 cm. (3") 5 U 4 2 0 5 Manufacturas de 7.6 cm. (3")	FRAGMENTOS GRANDES Mayores de 0.75 m. y menores de 2 m.	Fragmentos grandes, con menos del 10% de otros fragmentos o de suelo. Fragmentos grandes mezclados con fragmentos medianos, predominando los grandes, con menos del 10% de fragmentos chicos o de suelo. Fragmentos grandes mezclados con fragmentos chicos, predominando los grandes, con menos del 10% de fragmentos medianos o de suelo. Fragmentos grandes mezclados con fragmentos medianos y chicos, predominando los grandes sobre los chicos y éstos sobre los chicos, con menos del 10% de suelo. Fragmentos grandes mezclados con fragmentos chicos y medianos, predominando los grandes sobre los chicos y éstos sobre los medianos, con menos del 10% de suelo.		
	FRAGMENTOS MEDIANOS Mayores de 20 cm. y menores de 0.75 m.	Fragmentos medianos, con menos del 10% de otros fragmentos o de suelo. Fragmentos medianos mezclados con fragmentos chicos, predominando los medianos sobre los chicos, con menos del 10% de fragmentos grandes o de suelo. Fragmentos medianos mezclados con fragmentos grandes, predominando los medianos sobre los grandes, con menos del 10% de fragmentos chicos o de suelo. Fragmentos medianos mezclados con fragmentos chicos y grandes, predominando los medianos sobre los chicos y éstos sobre los grandes, con menos del 10% de suelo. Fragmentos medianos mezclados con fragmentos grandes y chicos, predominando los medianos sobre los grandes y éstos sobre los chicos, con menos del 10% de suelo.		
	FRAGMENTOS CHICOS Mayores de 7.6 cm. (3") y menores de 20 cm.	Fragmentos chicos, con menos del 10% de otros fragmentos o de suelo. Fragmentos chicos mezclados con fragmentos medianos, predominando los chicos, con menos del 10% de fragmentos grandes o de suelo. Fragmentos chicos mezclados con fragmentos grandes, predominando los chicos, con menos del 10% de fragmentos medianos o de suelo. Fragmentos chicos mezclados con fragmentos medianos y grandes, predominando los chicos sobre los medianos y éstos sobre los grandes, con menos del 10% de suelo. Fragmentos chicos mezclados con fragmentos grandes y medianos, predominando los chicos sobre los grandes y éstos sobre los medianos, con menos del 10% de suelo.		
	GRAVAS (Poco o nada de partículas finas). (Para clasificación visual puede usarse el 0.5 mm. como equivalente a la abertura de la malla N.º 4).	GRAVAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas).	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, poco o nada de lino. Deben tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3 (Ver nota N.º 4).	Menos de 5% en peso para la malla N.º 200
	GRAVAS (Cantidad apreciable de partículas finas).	GRAVAS CON FINOS	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, poco o nada de finos, no satisfacen los requisitos de graduación para 5%.	Menos de 5% en peso para la malla N.º 200
	ARENAS (Poco o nada de partículas finas).	ARENAS LIMPIAS	Arenas bien graduadas, arenas con grava, poco o nada de lino. Deben tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 6 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3 (Ver nota N.º 6).	Menos de 5% en peso para la malla N.º 200
	ARENAS (Cantidad apreciable de partículas finas).	ARENAS CON FINOS	Arenas mal graduadas, arenas con grava, poco o nada de finos, no satisfacen requisitos de graduación para 5%.	Menos de 5% en peso para la malla N.º 200
	LÍNEAS Y ARCILLAS Límite líquido - Límite plástico - Límite de plasticidad entre 30 y 100% por de 100%	Líneas inorgánicas y arenas muy finas, polvo de roca, liras arenosas o arcillosas ligeramente plásticas (Dentro de la zona I de la carta de plasticidad). Arcillas inorgánicas de baja o mediana plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres (Dentro de la zona II de la carta de plasticidad). Líneas orgánicas y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad (Dentro de la zona I de la carta de plasticidad).	Líneas inorgánicas de baja o mediana plasticidad, liras medíocres o distóxicas, liras elásticas (Dentro de la zona III de la carta de plasticidad). Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas (Dentro de la zona IV de la carta de plasticidad). Líneas y arcillas orgánicas de media o alta plasticidad (Dentro de la zona III de la carta de plasticidad). Líneas inorgánicas de alta plasticidad (Dentro de la zona V de la carta de plasticidad). Arcillas inorgánicas de muy alta plasticidad (Dentro de la zona VI de la carta de plasticidad). Líneas y arcillas orgánicas de alta plasticidad (Dentro de la zona V de la carta de plasticidad).	Principalmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura. Entre otros suelos altamente orgánicos.

SIMBOLO DE GRUPO	NOTAS
F _G	1).- Cuando los fragmentos de roca contengan más del 10% de suelo, el material se clasificará con símbolo de suelo, utilizando los símbolos del suelo correspondiente y los del fragmento respectivo. Si el volumen de suelo es mayor del 50%, el símbolo de suelo se antepone al del fragmento; si el volumen de suelo está comprendido entre 10 y 50% su símbolo se colocará en segunda posición y el símbolo de los fragmentos de roca. Ejemplo 1: Un material contiene: 60% de F _G , 20% de F _S , 15% de F _A , 5% de F _C . Su símbolo sería G-F _G . Ejemplo 2: Un suelo contiene: 40% de G, 30% de S, 20% de L, 10% de A. Su símbolo sería G-S-L-A. Los porcentajes en volumen de los diferentes fragmentos de roca que contenga un material, se valorarán en forma estadística.
F _G R	
F _G CO	
F _G CO	
F _G CO	
F _G	
F _{CO}	
F _{CO}	
F _{CO}	
F _{CO}	
F _{CO}	2).- La clasificación de suelos que aparece en este cuadro corresponde en general al Sistema Unificado (U.S.C.S.), pero debe considerarse como la versión U.O.S. de dicho sistema.
F _{CO}	3).- Todos los tamaños de las mallas que aparecen en este cuadro son los de la U.S. Standard (abertura cuadrada).
F _{CO}	4).- Como los símbolos de los suelos, aparecen en general de acuerdo en el idioma inglés, a continuación se dan las equivalencias de las letras que aparecen en los mismos:
F _{CO}	G - Grava
F _{CO}	S - Arena
F _{CO}	L - Limo
F _{CO}	J - Arcilla
F _{CO}	Y - Bien graduado
F _{CO}	Z - Mal graduado
F _{CO}	L - Baja compresibilidad
F _{CO}	H - Alta compresibilidad
F _{CO}	O - Suelo orgánico
F _{CO}	F ₁ - Turba
F _{CO}	5).- Tratándose de suelos con partículas gruesas, cuando el material que pasa la malla No. 200 queda comprendido entre 5 y 10%, se tienen casos de fricción que requieren el uso de mallas dobles. Ejemplos: U-10 corresponde a una malla de grava y arena bien graduada, con porcentaje arcilloso; U-20, corresponde a un material bien graduado con menos de 5% de arcilla; U-30 No. 200 y lateral, es fricción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.
F _{CO}	6).- Los coeficientes de Uniformidad (U _u) y de Curvatura (U _c), se utilizan para juzgar sobre la gradación de los suelos. U _u , U _c , U _u y U _c , están dados por las siguientes expresiones:
F _{CO}	$U_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad U_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad \text{en que:}$
F _{CO}	D ₁₀ , D ₃₀ y D ₆₀ son los diámetros o aberturas de las mallas correspondientes a 10, 30 y 60% en peso respectivamente, del material que pasa, según la curva granulométrica.
F _{CO}	7).- La clasificación de los suelos de partículas finas se efectúa principalmente haciendo pruebas de límites de clasificación de la fracción que pasa la malla No. 20, para ubicarlos en la carta de plasticidad que aparece por separado.
F _{CO}	
F _{CO}	
F _{CO}	
F _{CO}	
F _{CO}	
F _{CO}	8).- Se ha observado que los suelos OL, OH, y CH, bien dentro de las mismas zonas de la carta de plasticidad que los suelos CL, MH, y MH, respectivamente. Sin embargo, cada vez que se mide más cerca de la línea "A", que éstos últimos, en virtud de presentar mayores índices plásticos.
F _{CO}	
F _{CO}	
F _{CO}	
F _{CO}	

INDICE PLASTICO



C A R T A
D E
P L A S T I C I D A D



LIMITE LIQUIDO

CUADRO A-2

CUADRO A-4

CLASIFICACION DE ROCAS

DIVISIONES	SUB-DIVISIONES	GRUPO	SIMBOLO
ROCAS	IGNEAS	EXTRUSIVAS	R_{ie}
		INTRUSIVAS	R_{ii}
	SEDIMENTARIAS	CLASTICAS	R_{sc}
		QUIMICAS	R_{sq}
		ORGANICAS	R_{so}
	METAMORFICAS	NO FOLIADAS	R_{mn}
		FOLIADAS	R_{mf}

S.- SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS.
(Versión S O P).

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla No. 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas. (Véase cuadro A-1).

Se describirán en primer lugar los diferentes grupos referentes a suelos gruesos.

I). SUELOS GRUESOS

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica en seguida:

Gravas y suelos en que predominan éstas. Símbolo genérico G (gravel).

Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S (sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla Núm. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla No. 200) se retiene en la malla Núm. 4 y es del grupo genérico S, si menos de 50% de su fracción gruesa se retiene en dicha malla Núm. 4.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded).

En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.

2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.

3. Material con cantidad apreciable de finos de baja plasticidad. Símbolo M (del sueco mo, limo). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.

4. Material con cantidad apreciable de finos de mediana y alta plasticidad. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

A continuación se describen los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más detallados de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

a) GRUPOS GW y SW

Estos suelos son bien graduados y con pocos finos o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos, no deben producir cambios apreciables en las características de resisten-

cia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos, el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5% en peso. La graduación se juzga en el laboratorio, por medio de los coeficientes de uniformidad (Cu) y curvatura (Cc).* Para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras que el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto que el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

b) GRUPOS GP y SP

Estos suelos son mal graduados, es decir, son de apariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño o de un rango de tamaños, faltando partículas de tamaños intermedios; en el laboratorio deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para considerarlos como bien graduados.

Dentro de estos grupos, están comprendidas las gravas uniformes, las arenas uniformes de médano y playas y las mezclas de grava y arenas finas.

* Estos coeficientes se definen por medio de las siguientes relaciones:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

siendo D_{10} , D_{30} y D_{60} los tamaños correspondientes al 10, 30 y 60% respectivamente, del material que pasa según la curva granulométrica.

c) GRUPOS GM y SM

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12%, en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos es baja, es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla Núm. 40, abajo de la Línea A o bien que su índice de plasticidad sea menor que 6.

d) GRUPOS GC y SC

El contenido de finos de estos grupos de suelos, debe ser mayor de 12% en peso. Por otra parte, los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla Núm. 40, arriba de la Línea A, teniéndose, además, la condición de que el índice plástico sea mayor que 6.

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo, - deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo GW-SW se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por proporciones sensiblemente iguales de grava y arena.

II) SUELOS FINOS

También en este caso el Sistema de Clasificación considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo con dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos y dando lugar a las siguientes divisiones:

1. Limos inorgánicos, de símbolo M (del sueco mo, limo).
2. Arcillas inorgánicas, de símbolo C (clay).
3. Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdivide, según su límite líquido, en dos grupos. Si éste es menor de 50, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50 ó sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico, la letra H (high compressibility), teniéndose así los grupos MH_1 , CH_1 , OH_1 y MH_2 , CH_2 , OH_2 , siendo el criterio para separar los suelos de índice 1, de los de índice 2, el que tengan su límite líquido menor o mayor de 100, respectivamente.

Debe notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, se expresa en función de dos parámetros (LL e IP), mientras que en el caso de la distinción de los símbolos L y H que nos ocupa, sólo el valor del límite líquido interviene. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresión

bilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo — que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un — grupo independiente, de símbolo P_t (del inglés peat, turba).

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados, se des— criben a continuación en forma más detallada.

a) GRUPOS CL y CH

En estos grupos se clasifican las arcillas inorgánicas. — El grupo CL comprende a la zona sobre la Línea A, definida por $LL < 50$ e $IP > 6$.

Los grupos CH corresponden a la zona arriba de la Línea A, definida por $LL > 50$. Las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de Méxi— co, con límites líquidos hasta de 500 ó más, se encasillan en el grupo — CH_2 .

b) GRUPOS ML y MH

En el grupo ML comprende la zona bajo la Línea A, definida por $LL < 50$ y la porción sobre la Línea A con $IP < 6$. Los grupos MH co— rresponden a la zona debajo de la Línea A, definida por $LL > 50$.

En estos grupos, quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con $LL < 30$, se localizan en el grupo ML. Los depósitos eólicos, del tipo del loess, con $25 < LL < 35$, usualmente caen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolín, derivados de los feldespatos de rocas graníticas; a pesar de que la composición química y mineralógica de estos suelos corresponde a una arcilla, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo, su resistencia en estado seco, es relativamente baja y en estado húmedo, muestran cierta reacción en la prueba de dilatancia. En algunas ocasiones, estas arcillas caen en casos de frontera ML-CL y MH-CH, dada su proximidad con la Línea A (véase cuadro A-2). Las pruebas de resistencia en estado seco, dilatancia y tenacidad, se describen en el punto III.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras, suelen no ser plásticas y su límite líquido puede llegar a ser mayor que 100 (MH_2). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas, son también de los grupos ML o MH.

c) GRUPOS OL y OH

Las zonas correspondientes a estos dos grupos, son las mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la Línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal, hace que el límite líquido de una arcilla inorgánica crezca, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la Línea A.

d) GRUPO P_t

Las pruebas de límites pueden ejecutarse en la mayoría de los suelos turbosos, después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos normalmente está entre 300 y 500, quedando su posición en la Carta de Plasticidad, notablemente abajo de la Línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100 y 200.

Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera. Por ejemplo, MH-CH representará un grupo de suelos finos con $LL > 50$ e índices plásticos tales que los materiales quedarán situados prácticamente sobre la Línea A.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (versión - SOP), no se concreta a ubicar el material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca además una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción juega un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de una de

estas características es la compacidad.

En los suelos gruesos, en general, deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico y cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la utilización que se va a hacer del material.

En los suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico y cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

Respecto al suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterado y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

III IDENTIFICACION DE SUELOS (Ver cuadros B-1 y B-2).

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la Ingeniería: identificar un suelo es, en rigor, enca

sillararlo dentro de un sistema previo de clasificación. En el caso concreto de este trabajo, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (versión SOP); obviamente, en el grupo que le corresponde según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúe; naturalmente, según ya se dijo, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación.

En el Sistema Unificado (versión SOP), hay criterios para clasificación de suelos en el laboratorio; estos criterios de tipo granulométrico y de investigación de características de plasticidad, ya han sido suficientemente descritos. Además y ésta es una de las ventajas del Sistema, se ofrecen criterios para identificación en el campo, es decir, en aquellos casos en que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación estricta. Estos criterios, que permiten la identificación de una manera simple y más o menos rápida, se detallan a continuación:

a) IDENTIFICACION DE CAMPO DE SUELOS GRUESOS

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño 1/2 cm. como equivalente a la malla Núm. 4 y para la estimación del contenido de finos, basta considerar que las partículas de tamaño corres-

PROCEDIMIENTO

SI
P2
SI

SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS (P_t)
TEXTURA FIBROSA COLOR, OLOR,
MUY ALTO CONTENIDO DE AGUA
PARTICULAS DE MATERIAL VE-
GETAL, TALLOS, HOJAS, ETC.

SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS
MAS DEL 50% SE RETIENE EN LA MALLA Núm. 200

HAGASE GRANULOMETRIA

GRAVAS (G)
MAS DEL 50% DE LA FRACCION GRUESA
SE RETIENE EN LA MALLA Núm. 4

MAS DEL 50%
PASA

MENOS DEL 5% PASA
LA MALLA Núm. 200

MAS DEL 12% PASA
LA MALLA Núm. 200

MENOS DEL 5% PASA
LA MALLA Núm. 200

EXAMINESE LA CURVA
GRANULOMETRICA

DETERMINENSE LL y LP
EN LA FRACCION MENOR
QUE LA MALLA Núm. 40

EXAMINESE LA CURVA
GRANULOMETRICA

BIEN
GRADUADAS MAL
GRADUADAS

ABAJO DE LA LINEA "A" ó
I_p < 6 EN LA CARTA DE
PLASTICIDAD

ARRIBA DE LA LINEA "A"
CON I_p > 6 EN LA CAR-
TA DE PLASTICIDAD

BIEN
GRADUADAS MAL
GRADUADAS

GW

GP

GM

GC

SW

SP

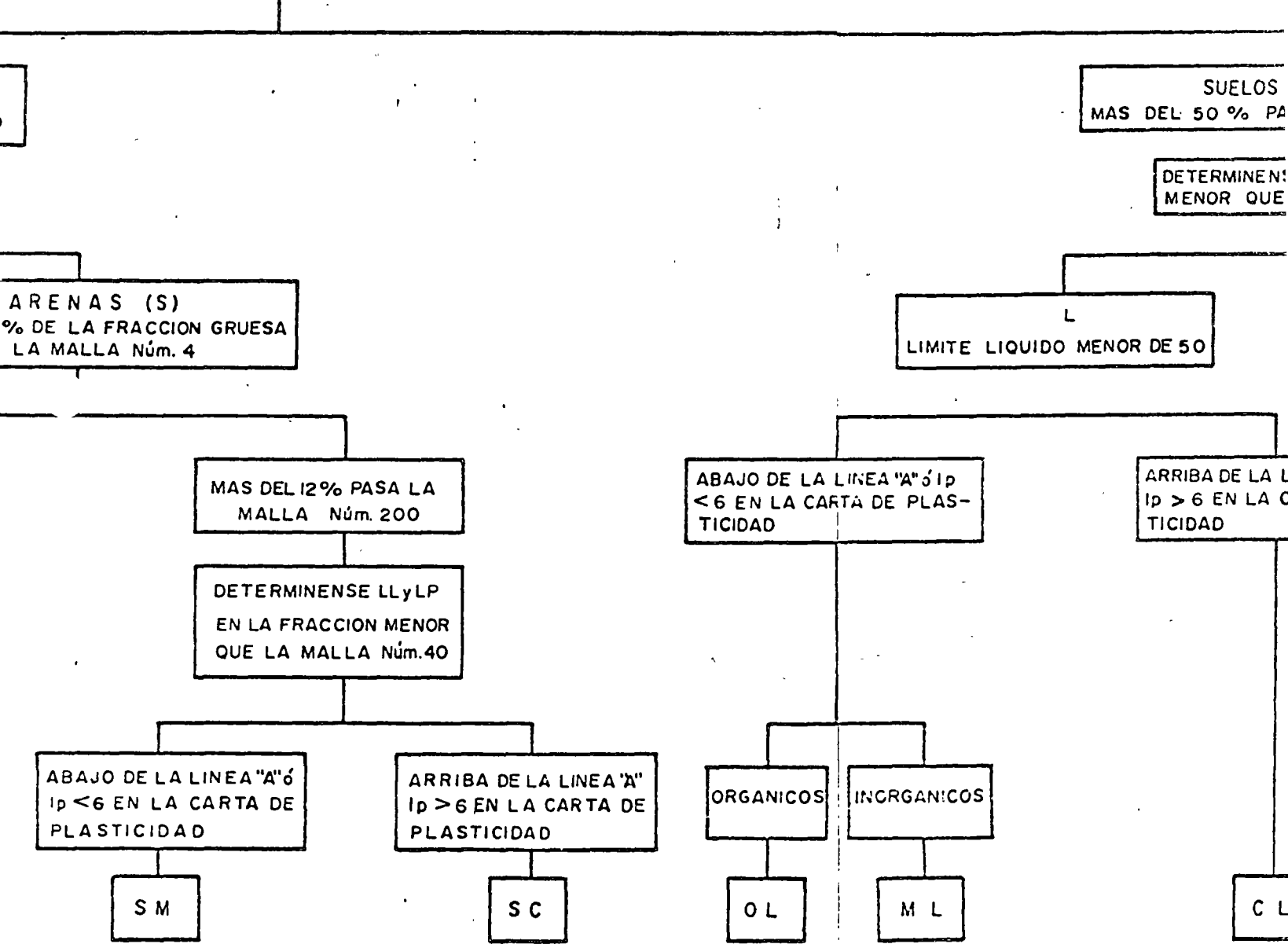
NOTA: Los tamaños de los mallas son de la U. S. Stan.
Si los finos interfieren con las propiedades de d
libre, úsese un símbolo doble tal como GW - G

D

CUADRO B-1

MANUAL PARA IDENTIFICACION DE SUELOS
EN EL LABORATORIO
S.U.C.S. (versión S.O.P.)

HAGASE UN EXAMEN VISUAL DEL SUELO PARA DETERMINAR
SI ES ALTAMENTE ORGANICO, DE PARTICULAS GRUESAS O DE
PARTICULAS FINAS EN LOS CASOS DE FRONTERA DETERMINE
LA CANTIDAD QUE PASA POR LA MALLA Núm. 200



lard
enaje
1, etc.

SUELOS DE PARTICULAS FINAS
MAS DEL 50 % PASA LA MALLA Núm. 200

DETERMINENSE LL y LP EN EL MATERIAL
MENOR QUE LA MALLA Núm. 40

L
NO MENOR DE 50

H
LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50

ARRIBA DE LA LINEA "A" CON
 $I_p > 6$ EN LA CARTA DE PLAS
TICIDAD

ABAJO DE LA LINEA "A"
EN LA CARTA DE PLAS
TICIDAD

ARRIBA DE LA LINEA "A"
EN LA CARTA DE PLAS
TICIDAD

CL

INORGANICOS

ORGANICOS

MH₁

OH₁

CH₁

MH₂

OH₂

CH₂

CUADRO B-2

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO

Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa la malla Núm. 40 (aproximadamente 0.5 mm.).

Para fines de clasificación en el campo, si no se usa la malla, simplemente se quitan a mano las partículas gruesas que interfieren con las pruebas.

DILATANCIA

(Reacción al agitado)

Después de quitar las partículas mayores que la malla Núm. 40, prepárese una pastilla de suelo húmedo aproximadamente igual a 10 cm^3 ; si es necesario, añádase suficiente agua para dejar el suelo suave, pero no pegajoso.

Colóquese la pastilla en la palma de la mano y agítese horizontalmente, golpeando vigorosamente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia, adquiriendo una apariencia de hígado y se vuelve lustrosa. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos, el agua y el lustre desaparecen de la superficie; la pastilla se vuelve rígida y finalmente se agrieta o se desmorona. La rapidez de la aparición del agua durante el agitado y de su desaparición durante la presión con los dedos, sirve para identificar el carácter de los finos en un suelo.

RESISTENCIA EN ESTADO SECO

(Características al rompimiento)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla Núm. 40, moldéese un cilindro de suelo de 2.5 cm. de diámetro por 2.5 cm. de altura, hasta alcanzar una consistencia de masilla, añadiendo agua si es necesario. Déjese secar la pastilla completamente en un horno, al sol o al aire y pruébese su resistencia rompiéndola o desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo. La resistencia en estado seco, aumenta con la plasticidad.

TENACIDAD

(Consistencia cerca del límite plástico)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla Núm. 40, moldéese un espécimen de aproximadamente 10 cm^3 , hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si el suelo está muy seco debe agregarse agua, pero si está pegajoso debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita algo de pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente, el espécimen se rola sobre una superficie lisa o entre las palmas de las manos, hasta hacer un rollito de 3 mm. de diámetro aproximadamente; se amasa y se vuelve a rolar varias veces. Durante estas operaciones, el contenido de agua se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse rígido; pierde finalmente su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de que el rollito se ha desmoronado, los pedazos deben juntarse continuando el amasado ligeramente entre los dedos hasta que la masa se desmorona nuevamente. La tenacidad se estima por la mayor o menor resistencia que expone el material al ser moldeado, cerca del límite plástico, aumentando con la plasticidad del suelo.

pondiente a la malla Núm. 200, son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar en examen visual, los suelos bien graduados de los mal graduados. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas, con las obtenidas en laboratorio, en todos los casos en que se tenga oportunidad. Para examinar la fracción fina contenida en el suelo, deberán ejecutarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos que se detallarán adelante, sobre la parte que pase la malla Núm. 40; si no se dispone de esta malla, el cribado puede sustituirse por una separación manual equivalente.

En ocasiones puede ser importante juzgar sobre la integridad de las partículas constituyentes de los suelos, en cuyo caso será preciso un examen especialmente cuidadoso. Las partículas procedentes de rocas ígneas sanas, se identifican fácilmente; las partículas intemperizadas se reconocen por las decoloraciones y la relativa facilidad con que se desintegran.

b) IDENTIFICACION DE CAMPO DE SUELOS FINOS

Una de las grandes ventajas del Sistema Unificado (versión SCP) es, como se dijo, el criterio para identificar en el campo los suelos finos, contando con algo de experiencia. El mejor modo de adquirir esa experiencia, sigue siendo el aprendizaje al lado de quien ya la posea; a falta de tal apoyo, es aconsejable comparar sistemáticamente los resultados de la identificación de campo realizada, con los del laboratorio, en cada caso en que exista la oportunidad.

Las principales bases de criterio para identificar suelos finos en el campo son la investigación de las características de dilatación, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El olor y el color del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

1) Dilatación

Las arenas limpias muy finas dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Los limos inorgánicos, tales como el típico polvo de roca, dan una reacción rápida moderada.

La velocidad con la que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece, define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica en arenas finas uniformes, no plásticas (SP y SM) y en algunos limos inorgánicos (ML), particularmente del tipo polvo de roca. Al disminuir la uniformidad en estos suelos, la reacción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos materiales se vuelve más lenta; esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos (ML, OL) y en arcillas muy limosas (CL-ML). Una reacción extremadamente lenta o nula es típica de arcillas situadas arriba de la Línea A (CL, CH₁, CH₂).

El fenómeno de aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos y aún en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la

mano; esto reduce la relación de vacíos del material, expulsando el agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a los citados vacíos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción.

2) Tenacidad

La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín y arcillas orgánicas, las cuales se sienten muy débiles y esponjosas al tacto, en el límite plástico.

Cuanto más alta sea la posición del suelo respecto a la Línea A (CL, CH₁, CH₂), es más rígido y tenaz el rollito cerca del límite plástico y más rígida también se nota la muestra al romperse entre los dedos, abajo del límite plástico. En suelos que caen ligeramente arriba de la Línea A, tales como arcillas glaciales (CL, CH₁), los rollitos son de media tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Los suelos que caen bajo la Línea A (ML, MH₁, MH₂, OL, OH₁ y OH₂) producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico, casi sin excepción; en el caso de suelos orgánicos y micáceos, que caigan muy abajo de la Línea A, los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la Línea A, excepto los OH₁ y OH₂, próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos posterior al rolado, se muestra suelta

y se desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al límite plástico.

Cuando se trabaja en lugares en que la humedad ambiente sea casi constante, el tiempo que transcurre hasta que se alcance el límite plástico, es una medida relativamente tosca del índice plástico del suelo. En limos poco plásticos, del grupo ML, el límite plástico se alcanza muy rápidamente. Es claro que para que las observaciones anteriores tengan sentido, será preciso comenzar todas las pruebas con los suelos en la misma consistencia aproximadamente, de preferencia cerca del límite líquido.

3) Resistencia en estado seco

Una alta resistencia en estado seco, es característica de las arcillas de los grupos CH_1 y CH_2 . Un limo inorgánico posee solamente muy ligera resistencia. Las arenas finas limosas y los limos, tienen — aproximadamente la misma ligera resistencia, pero pueden distinguirse por el tacto al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se siente granulada, mientras que el limo típico da la sensación suave de la harina.

Los limos ML, exentos de plasticidad, no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital; el polvo de roca y la tierra diatomácea, son — ejemplos típicos. Una resistencia en estado seco baja, es representativa de todos los suelos de baja plasticidad localizados abajo de la Línea A y aun de algunas arcillas inorgánicas muy limosas, ligeramente sobre la Línea A (CL). Resistencias medias definen generalmente arcillas del grupo CL o, en ocasiones, otras de los grupos CH_1 , MH_1 (arcillas tipo caolín) u OH_1 , que se localicen muy cerca de la Línea A. La mayoría de las arcillas

CH₁, tienen resistencias altas, así como las CL localizadas muy arriba de la Línea A. Materiales OH₂ con altos límites líquidos y próximos a la Línea A, también exhiben grandes resistencias en estado seco. Por último, resistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo CH₂.

4) Color

En exploraciones de campo, el color del suelo comúnmente - suele ser un dato útil para diferenciar los diversos estratos y para iden tificar tipos de suelo, cuando se posea experiencia local. En general, - existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son propios, más bien, de suelos inorgánicos.

5) Olor

Los suelos orgánicos (OH₁, OH₂ y OL) tienen por lo general un olor distintivo, que puede usarse para identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo y disminuye con la exposición al aire, aumentando, por el contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

C.- CLASIFICACION DE LOS FRAGMENTOS DE ROCA.

Los fragmentos de roca son todos aquellos cuyo tamaño es mayor que 7.6 cm. (3") y no llegan a ser una formación masiva.

I DIVISION DE LOS FRAGMENTOS

Los fragmentos de roca se subdividen en:

a) FRAGMENTOS CHICOS (F_c)

Aquellos cuyo tamaño está comprendido entre la malla de 7.6 cm. (3") y 20 cm. de dimensión máxima.

b) FRAGMENTOS MEDIANOS (F_m)

Aquellos cuya dimensión máxima está comprendida entre 20 y 75 cm.

c) FRAGMENTOS GRANDES (F_g)

Aquellos cuya dimensión máxima es mayor de 75 cm.

La forma de clasificar fragmentos de roca y sus mezclas con suelos, aparece explicada en el cuadro A-1.

II CARACTERISTICAS GENERALES

En este tipo de materiales deberán indicarse las siguientes características: clasificación petrográfica, características de granulometría, tamaño máximo de los fragmentos, forma de los mismos, características de la superficie, grado de alteración y cualquier otra información — descriptiva pertinente.

Para los materiales "in situ" deberá agregarse información sobre su estructura, estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

A continuación se describen cada una de las características que han sido anotadas y los adjetivos que deberán usarse para especificar cada una de ellas.

a) CLASIFICACION PETROGRAFICA

----- Cuando sea posible deberá hacerse la clasificación petrográfica que consiste en especificar de qué roca se trata. Para esto podrá consultarse la PARTE D de este trabajo.

b) CARACTERISTICAS GRANULOMETRICAS

En las características granulométricas, deberá indicarse — si se trata de un material de fragmentos de tamaño "uniforme" o en el caso de comprender varios tamaños, deberá estimarse si el material está —

"mal graduado" o "bien graduado", según el criterio similar al que se usa en el procedimiento de identificación de suelos en el campo (véase PARTE D de este trabajo). También se indicará el tamaño máximo de los fragmentos.

c) FORMA

La forma de los fragmentos, deberá indicarse con los términos "acicular", cuando tenga forma de aguja, "laminar", cuando tenga forma de lámina y "equidimensional", cuando sus tres dimensiones tengan el mismo orden de magnitud. Este último comprende los siguientes casos: "angulosos", cuando el fragmento tenga vértices y aristas agudas; "subangulosos", cuando estos vértices y aristas no sean agudos; "subredondeados", cuando prácticamente los vértices y las aristas no existen y "redondeados", cuando se acerquen a la forma esférica.

d) CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE

Las características de la superficie, deberán calificarse según los términos: lisa, rugosa y muy rugosa, los cuales se describen por sí mismos.

e) GRADO DE ALTERACION

El grado de alteración, deberá indicarse usando los términos: sanos, poco alterados, alterados y muy alterados. El grado de alteración puede juzgarse por las siguientes características de los fragmentos; falta de lustre, manchas locales y sonido sordo cuando son golpeados por un martillo. Algunos fragmentos que no están expuestos a la intemperia, pueden parecer sanos cuando son recientemente extraídos de su lugar; en -

estos casos se recomienda exponer dichos fragmentos a la intemperie por - algún tiempo, presentándose entonces una desintegración gradual cuando no son sanos.

f) ESTRUCTURA

El término estructura que aquí se usa, se refiere a la disposición en que están colocados entre sí los diferentes constituyentes de un depósito pétreo. La estructura es importante desde el punto de vista - del comportamiento mecánico de todo depósito, siendo esencial el que los fragmentos rocosos estén en contacto directo o separados por suelo. En el segundo caso, el comportamiento mecánico del conjunto está determinado - fundamentalmente por las propiedades del suelo que separa los fragmentos. Los casos extremos que pueden presentarse, en un depósito que está constituido por fragmentos de roca y suelo fino, son los siguientes: 1o. el de un depósito en que todos los fragmentos son resistentes y están en contacto entre sí, constituyendo una estructura simple y el suelo fino sólo se presenta ocupando los huecos de esta estructura simple. 2o. el depósito - se encuentra constituido predominantemente por suelos finos arcillosos y los fragmentos se encuentran aislados sin presentar ningún contacto entre ellos. Es evidente que bajo la aplicación de una carga rápida el material del primer caso mencionado se comportará como un material "puramente fric- cionante", mientras que en el segundo caso, el comportamiento mecánico será el de un material "puramente cohesivo", si se encuentra saturado.

g) ESTRATIGRAFIA

La estratigrafía, en caso de existir, deberá describirse - indicando el espesor de los estratos, el tipo de material que constituyen

dichos estratos y el echado de ellos, explicando claramente que se trata de un material no estratificado cuando así ocurra.

h) COMPACIDAD

La compacidad deberá juzgarse usando los términos muy suelto, suelto, poco compacto, compacto y muy compacto.

i) CEMENTACION

La cementación química entre los fragmentos deberá expresarse con los términos: nula, ligera, media y alta, de acuerdo con la magnitud del esfuerzo necesario para separar los fragmentos; debiendo indicarse, cuando sea posible, si el tipo de cementación es por carbonatos, — por silicatos, por aluminatos o por óxidos de fierro. Queda entendido que ya una cementación alta, está en el límite de lo que se podría considerar una roca sedimentaria. El grado de cementación deberá estimarse en una — muestra representativa del material, después de que se ha dejado sumergida en agua cuando menos 24 horas.

j) CONDICIONES DE HUMEDAD

Las condiciones de humedad deberán indicarse con los términos: seco, poco húmedo, húmedo, muy húmedo y saturado.

k) CARACTERISTICAS DE DRENAJE

Las características de drenaje de un depósito se refieren

a la facilidad con la que el depósito de material puede drenarse en el caso de que llegue a saturarse. Las características de drenaje, deberán calificarse con los adjetivos: nulas, malas, medias y buenas.

Estas características dependen tanto de las propiedades hidráulicas de los materiales que constituyen el depósito, como de la topografía y la naturaleza de las formaciones geológicas circundantes.

PARTE D

CLASIFICACION DE LAS ROCAS

I.- Lineamientos Generales para Clasificar las Rocas.

La clasificación de las rocas que aparece en este capítulo (tablas D-1, D-2 y D-3) está basada en las características que pueden ser observadas directamente en el campo sin ayuda del microscopio; en consecuencia, para clasificar una roca se deben tomar en cuenta, como factores principales, su composición mineralógica y su textura.

En la tabla D-1 se presenta una lista de los principales minerales que constituyen las rocas y en la D-4 sus características físicas más importantes, como una ayuda para su identificación. Asimismo, en el texto de este capítulo se describen las texturas y tipos de rocas más comunes.

Al tratar de clasificar una roca se sugiere seguir el procedimiento que a continuación se indica:

1. Una vez que se ha examinado cuidadosamente una muestra de la roca, deberán definirse, en el orden que se indica, los tres aspectos fundamentales siguientes: tipo de textura, minerales que la constituyen y grupo a que pertenece (ígneas, sedimentaria o metamórfica).

2. Con la anterior información se entra a la tabla correspondiente (D-1, D-2 ó D-3), para determinar la clase de roca de que se trata.
3. Habiéndose determinado el nombre de la roca se consulta la descripción correspondiente con el fin de comprobar su clasificación.

II.- Textura de las Rocas.

La textura de una roca, para los fines de este trabajo está representada por la ordenación, orientación, tamaño, forma y enlace de las partículas que la constituyen y que se observan a simple vista o con la ayuda de una lente de poco aumento. Quedan excluidas las texturas innumerables que, aunque basadas en los mismos principios, sólo son visibles al microscopio a través de una lámina delgada de la roca.

a) Texturas Comunes de las Rocas Igneas.-

Las diferencias en el grado de cristalización y en el tamaño de los cristales determinan la textura de una roca ígnea; ambos factores están controlados en primer lugar por la velocidad de enfriamiento, aunque pueden tener intervención la constitución química del magma y su contenido de materias volátiles.

- 1) Piroclástica. (Del griego, pirós: fuego; clastós: fragmento.) Constituida por partículas de vidrio volcánico, trozos pequeños de pómez, fenocristales y fragmentos de roca volcánica, cementados. Las partículas de vidrio y la pómez pueden alterarse en parte, convirtiéndose

COMPOSICION Y CLASIFICACION DE ROCAS IGNEAS

ROCAS		PRINCIPALES MINERALES QUE FORMAN LAS ROCAS	ROCAS	
EXTRUSIVAS (Grano fino o porfirítica)			INTRUSIVAS (Grano grueso)	
RIOLITA	←	CUARZO SiO_2	→	GRANITO
TRAQUITA	←		FELDESPATO POTASICO (Ortoclasa) $KAlSi_3O_8$	→
ANDESITA	←	FELDESPATO SODICO-CALCICO (Plagioclasas) $CaAl_2Si_2O_8$ $NaAlSi_3O_8$		→
DACITA	←		Silicatos Ferromagnesianos	→
BASALTO	←	Micas M.B. Hornblenda Piroxena Olivino		→
AUGITITA	←			→
LIMBURGITA	←		→	PERIDOTITA

ROCAS CLARAS

ROCAS OSCURAS **

ORIGEN	NATURALEZA	R O C A	
ERUPCIONES TRANQUILAS	VITREA	OBSIDIANA	
		PERLITA	
ERUPCIONES EXPLOSIVAS	PIROCLASTICA (FRAGMENTOS)	PIEDRA POMEZ*	
		RETINITA (Piedra Pez)	
		BLOQUES	
		BOMBAS	
		Sueitas Consolidadas	
		GRAVAS	BRECHAS
		LAPILLI	TOBAS
		ARENAS	ARENISCAS
		CENIZAS	TOBAS
		POLVOS	TOBAS

AGLOMERADO

* Includida aquí solo por ser vítrea
** Rocas básicas

ROCAS SEDIMENTARIAS

ORIGEN	AGENTE TRANSPORTADOR	SEDIMENTO SUELT O	SEDIMENTO CONSOLIDADO
M E C A N I C O	AGUA	GRAVA (ARISTAS REDONDEADAS) GRAVA (ARISTAS AGUDAS) ARENA LIMO ARCILLA	CONGLOMERADO BRECHA ARENISCA LIMOLITA ARGILITA
	VIENTO	MEDANOS LOESS	ARENISCA
	HIELO	GRAVAS ANGULOSAS ARENA LIMO ARCILLA	} TILITA
	GRAVEDAD	GRAVA ANGULOSA	BRECHA DE TALUD

ORIGEN	NATURALEZA	SEDIMENTO CONSOLIDADO
Q U I M I C O	CALCAREA	CALIZA DOLOMITA ARAGONITA TRAVERTINO MARCA
	CALCAREA ARCILLOSA	
	SILICOSA	PEDERNAL GEYSERITA
	SALINA	EVAPORITAS SAL GEMA YESO BORAX TEQUESQUITE CRISTALILLO
O R G A N I C O	CALCAREA	CALIZA CORAL COQUINA CRETA (SASCAB)
	SILICOSA	DIATOMITA (TIZAR)
	CARBONOSA	TURBA LIGNITO HULLA ANTRACITA

TABLA D-3

ROCAS METAMORFICAS	
ROCA ORIGINAL	PRODUCTO METAMORFICO
ARENISCA	CUARCITA
CALIZA	MARMOL
LUTITA	PIZARRA
BASICAS	ESQUISTOS, SERPENTINA, ETC.
GRANITO, DIORITA Y CONGLOMERADO	GNEISS

LISTA DE MINERALES

F Carbonatos, Sulfatos, Cloruros y Oxidos, Comunes:

MINERAL	FORMA	CRUCERO
<u>CALCITA</u> .- Carbonato de calcio, CaCO_3	"Dientes de perro", o cristales aplanados, con excelente crucero; granular, con crucero; también en masas de grano demasiado fino para ver el crucero con claridad.	Tres cruceros muy perfectos, en ángulos oblicuos, que dan a los fragmentos formas romboidales
<u>DOLOMITA</u> .- Carbonato de calcio y de magnesio, $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	Los cristales, de caras rombales, muestran buen crucero. También se presenta en masas de grano fino.	Tres cruceros perfectos en ángulos oblicuos como la calcita.
<u>YESO</u> .- Sulfato hidratado de calcio, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Cristales tabulares, y masas granulares, terrosas, fibrosas y aún con crucero.	Un crucero perfecto que da láminas flexibles delgadas. Otros 2 son menos perfectos.
<u>HALITA</u> .- (sal de roca). Cloruro de sodio, NaCl	Cristales cúbicos. Masas granulares.	Crucero cúbico excelente (3 cruceros en ángulo recto entre sí).
<u>OPALO</u> .- Sílice hidratada, con 3% a 12% de agua: $\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$. No tiene una estructura interior geométrica definida, por lo tanto, es un mineraloide, no un verdadero mineral.	Amorfo. Generalmente en vetas o en masas irregulares que muestran una estructura bandeada. Puede ser terroso.	Ninguno. <u>Fractura conchoidal</u> .
<u>CALCEDONIA</u> .- (Cuarzo criptocristalino). Bióxido de silicio, SiO_2	Cristales demasiado pequeños para ser visibles. A veces con bandas muy marcadas. También en masas.	Ninguno. <u>Fractura conchoidal</u> .

CUADRO - D - 4

DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
3	2.72	Generalmente incolora, blanca o amarilla, o de cualquier color debido a impurezas. Transparente u opaca; la variedad transparente muestra muy fuerte <u>doble refracción</u> (p.e. l punto, a través de la calcita, aparece como 2). Lustre vítreo u opaco. <u>Efervece fácilmente con ácido clorhídrico, frío, diluido.</u>
3.5- 4	2.9	Color variable, pero generalmente blanco. Transparente o translúcida. Lustre vítreo o aperlado. <u>Pulverizada, efervece lentamente con el ácido clorhídrico diluido, pero los cristales grandes no.</u>
2	2.2-2.4	<u>Incoloro o blanco</u> ; por impurezas, otros colores. Transparente u opaco. Lustre vítreo, aperlado o sedoso. Las laminillas de crucero son flexibles, pero <u>no elásticas</u> como las de la mica.
2- 2.5	2.1	<u>Incoloro o blanca</u> ; pero por impurezas, presenta diversos colores. El color puede estar distribuido sin uniformidad en el cristal. Transparente o translúcida. Lustre vítreo. Sabor salado.
5- 6.5	2.1-2.3	<u>Color variable en alto grado, a menudo en fajas u ondulado.</u> Translúcida u opaco. <u>Lustre parecido al de la cera.</u>
6- 6.5	2.6	El color es por lo común blanco o gris claro, pero las impurezas le pueden dar cualquier color. Se distingue del ópalo por su <u>lustre opaco o nebuloso.</u>

H

MINERAL	FORMA	CRUCERO
<u>CUARZO</u> .- (Cristal de roca) Bioxido de silicio, SiO_2	Cristales <u>prismaticos de seis caras</u> . Terminados por 6 caras triangulares También macizo.	Ninguno o apenas notable. <u>Fractura conchoidal</u> .
<u>MAGNETITA</u> .- Combinación de óxidos ferroso y férrico, Fe_3O_4	Cristales bien formados, de 8 caras, generalmente en agregados compactos, o granos diseminados o sueltos en la arena.	Ninguno. Fractura conchoidal o dispereja. Puede partirse en forma que parece crucero.
<u>HEMATITA</u> .- Oxido férrico, Fe_2O_3	Sumamente variada; compacta, granular, fibrosa; o terrosa, micácea, rara vez en cristales bien formados.	Ninguno, pero algunos ejemplares fibrosos o micáceos se parten como si tuvieron crucero, fractura desigual o astillada.
<u>"LIMONITA"</u> .- El estudio microscópico muestra que el material llamado limonita no es un solo mineral. La mayoría de las "limonitas" es la variedad, en cristales muy finos, del mineral GOETHITA que contiene agua absorbida. Oxido férrico hidratado, con cantidades menores de otros elementos. Aproximadamente: $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$	Masas compactas o terrosas, puede presentar estructura fibrosa radial.	Ninguna. Fractura conchoidal o terrosa.
<u>HIELO</u> .- Oxido de hidrógeno, H_2O	Granos irregulares; pajillas irregulares en forma de flecos, con simetría exagonal, macizo.	Ninguna. Fractura conchoidal.

Silicatos comunes en la formación de las rocas.

<u>FELDESPATO POTASICO</u> .- (Ortoclasa, microclina y sanidino). Silicato de aluminio y de potasio, $\text{K Al Si}_3\text{O}_8$	Cristales en forma de caja, macizo, con crucero excelente	Uno perfecto y uno bueno que hacen un ángulo de 90°
---	---	--

DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
7	2.65	Generalmente <u>incolore</u> o blanco, pero puede ser <u>amarrillo, rosado, pardo</u> chumado <u>translúcido</u> , y aún negro. <u>Transparente</u> u opaco. <u>Lustre vítreo o graso</u> .
5.5 - 6.5	5 - 5.2	<u>Negra</u> . Opaca. Lustre <u>metálico</u> o submetálico. <u>Raspadura negra</u> . <u>Fuertemente atraída por un imán</u> . La magnetita es un mineral importante del hierro.
5 - 6.5	4.9 - 5.3	Color <u>gris de acero, pardo rojizo, rojo, o negro</u> de hierro. Lustre <u>metálico</u> o terroso. <u>Raspadura característica roja parduzca</u> . La hematita es el mineral de hierro más importante.
1 - 5.5	3.4 - 4	Color <u>amarillo, pardo</u> o negro. Lustre <u>terroso opaco</u> , que lo distingue de la hematita. <u>Raspadura característica parda amarillenta</u> . Mineral común de hierro.
1.5	0.9	<u>Incolore, blanco</u> o azul. Lustre <u>vítreo</u> . Funde a 0°C por lo tanto, es líquido a la temperatura del cuarto. <u>Bajo peso específico</u> .
6	2.5 - 2.6	Generalmente <u>blanco, gris, rosado, o amarillo pálido</u> ; rara vez <u>incolore</u> Generalmente opaco, pero puede ser transparente en las rocas volcánicas. <u>Vítreo</u> . Lustre <u>aperlado</u> en el mejor crucero. <u>Se distingue de la plagioclasa por la ausencia de estriás</u> .

MINERAL	FORMA	CRUCERO
<p><u>FELDSPATO PLAGIOCLA-SA.</u> - (Feldespatos sódico-cálcicos). Un grupo de soluciones sólidas de silicatos de aluminio, sodio y calcio, $NaAlSi_3O_8$ a $CaAl_2Si_2O_8$</p> <p>○</p>	<p>En cristales bien formados y en masas granulares o con crucero.</p>	<p>Dos buenos cruceros casi en ángulo recto (86°). No muy clara en algunas rocas volcánicas.</p>
<p><u>MUSCOVITA.</u> (Mica blanca; cola de pescado). Un silicato complejo de potasio y aluminio, $KAl_2Si_3O_{10}(OH)_2$ aproximadamente, pero varía.</p>	<p>Cristales como escamas delgadas, o en agregados foliados, escamosos.</p>	<p>Perfecto en una dirección, que separa laminillas delgadas, transparentes flexibles.</p>
<p><u>BIOTITA.</u> (Mica negra). Un silicato complejo de potasio, hierro, aluminio y magnesio, de composición variable pero aproximada: $K(Mg,Fe)_3AlSi_3O_{10}(OH)_2$</p>	<p>Cristales como escamas delgadas, generalmente de 6 lados, y en masas escamosas foliadas.</p>	<p>Perfecto en una dirección que da laminillas delgadas, flexibles.</p>
<p><u>PIROXENA (O).</u> Un grupo de soluciones sólidas de silicatos, principalmente de silicatos de Ca, Mg y Fe con cantidades variables de otros elementos. Variedades más comunes: <u>augita</u> e <u>hiperstena</u>.</p>	<p>Generalmente en cristales cortos, prismáticos, de 8 caras; <u>el ángulo entre caras alternas, de cerca de 90°</u>. También en masas compactas y en granos diseminados.</p>	<p>Dos cruceros en ángulo casi recto. Crucero no siempre bien desarrollado; la fractura, en algunos ejemplares, desigual o conchoidal.</p>
<p><u>ANFIBOLA.</u> - Un grupo de silicatos complejos, en solución sólida, principalmente de Ca, Mg, Fe y Al. Composición semejante a la piroxena, pero contiene un poco de ion de hidroxilo (OH). La variedad más común de las anfíbulas es la <u>hornblenda</u>.</p>	<p>Cristales <u>largos, prismáticos, de 6 caras</u>; también en masas irregulares o fibrosas, con cristales que se entrelazan, y en granos diseminados.</p>	<p>Dos buenos cruceros que se encuentran en ángulos de <u>56° y 124°</u></p>
<p><u>OLIVINO.</u> Silicato de hierro y de magnesio, $(Fe, Mg)_2SiO_4$</p>	<p>Generalmente en <u>granos como de vidrio</u> y en agregados granulares.</p>	<p>Tan débil que es raro verlo. <u>Fractura conchoidal.</u></p>

DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
6-6.5	2.6 - 2.7	Generalmente <u>blanco</u> o <u>gris</u> , pero puede presentar otros colores. Algunos variedades grises presentan un juego de colores llamado <u>opalescencia</u> . Transparente en algunas rocas volcánicas. Lustre Vítreo aperlado. Se distingue de la ortoclosa por la <u>presencia en la cara del mejor crucero, de estrías</u> (líneas finas paralelas).
2.3	2.8 - 3.1	<u>Incolora</u> ; pero puede ser gris, verde o pardo claro en piezas gruesas. <u>Transparente o translúcida</u> . Lustre aperlado o vítreo.
2.5-3	2.7-3.2	Negra o parda oscura. <u>Translúcida u opaca</u> . Lustre aperlado o vítreo. Raspadura blanca o verdosa.
5-6	3.2 - 3.6	Por lo común el color es verdoso o negro. Lustre opaco o vítreo. Raspadura gris verdosa. <u>Se distingue de la anfíbola por el crucero a 90° y los cristales de 8 caras</u> y por el hecho de que la mayoría de los cristales son cortos y gruesos en vez de prismas largos y delgados como en la anfíbola.
5-6	2.9 - 3.2	Color negro o verde claro, o oún <u>incolora</u> . Opaca. <u>Lustre vítreo intenso en las superficies de crucero</u> . Se distingue de la piroxena por la diferencia en el ángulo del crucero y por la forma del cristal. La anfíbola tiene mucho mejor crucero y mayor lustre que la piroxena.
6.5 - 7	3.2 - 3.6	<u>Varios tonos del verde</u> ; también amarillento opalescente y parduzco cuando está algo alterado. <u>Transparente o translúcida</u> . <u>Lustre vítreo</u> . Se parece al cuarzo en pequeños fragmentos, pero tiene un <u>color verdoso característico</u> , o menos que esté alterado.

MINERAL	FORMA	CRUCERO
<p><u>GRANATE</u>. Un grupo de silicatos en solución sólida, que tienen una fórmula general con proporciones variables de diferentes elementos metálicos. La variedad más común contiene Ca, Fe y Al, pero los granates pueden contener varios elementos más.</p>	<p>Generalmente en <u>cris-tales equidimensionales</u>, bien formados; pero también macizo y granular.</p>	<p>Ninguno. Fractura conchoidal o desigual.</p>
<p><u>SILLIMANITA</u>.-(Fibrolito). Silicato de aluminio, Al_2SiO_5</p>	<p>En <u>cris-tales largos</u>, <u>delgados</u>, o fibroso.</p>	<p>Paralelo a lo largo, pero raras veces se nota.</p>
<p><u>KIANITA O CIANITA</u>.-(Disteno). Silicato de aluminio, Al_2SiO_5</p>	<p><u>Cris-tales largos en forma de hoja de cuchillo</u>.</p>	<p>Uno, perfecto, y otro apenas notable, paralelos a la máxima dimensión del cristal, y una partición muy tosca a través de los cristales.</p>
<p><u>STAUROLITA</u>. Silicato de Fe y Al: $Fe(OH)_2(Al_2SiO_5)_2$</p>	<p><u>Cris-tales prismáticos robustos</u> y en <u>gemelaciones en forma de cruz</u>.</p>	<p>Muy poco notable, casi desapercibido.</p>
<p><u>EPIDOTA</u>. Un grupo complejo de silicatos de Ca, Fe, Al, $Ca_2(Al, Fe)_3(SiO_4)_3(OH)$</p>	<p><u>Cris-tales cortos, de 6 caras</u>, o grupos de cristales radiantes y en masas compactas y granulares.</p>	<p>Un crucero bueno; en algunos ejemplares, un segundo crucero, poco notable, hace ángulo de 115° con el primero.</p>
<p><u>CLORITA</u>. Un grupo complejo de silicatos hidratados de Mg y Al, que contienen Fe y otros elementos en pequeña cantidad.</p>	<p>Comúnmente en masas <u>foliadas o escamosas</u>; puede presentarse en cristales tabulares de 6 caras que parecen mica.</p>	<p>Un <u>crucero perfecto</u>, que da laminillas delgadas, flexibles, pero no elásticas.</p>
<p><u>SERPENTINA</u> Un grupo complejo de silicatos hidratados de Mg, aprox: $H_4Mg_3Si_2O_9$</p>	<p>Foliado o fibroso; generalmente maciza.</p>	<p>Por lo común, un solo crucero, pero puede ser en prismas (?). Fractura generalmente conchoidal o astillada.</p>

DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
6.5 - 7.5	3.4 - 4.3	Generalmente <u>rojo, pardo o amarillo</u> , pero puede presentar otros colores. <u>Transparente u opaco. Lustre resinoso o vítreo.</u>
6 - 7	3.2	Gris, blanco, verde gris, o incoloro; <u>cristales prismáticos delgados, o en masas de fibras aterciopeladas.</u> Raspadura blanca o incolora.
4 - 7	3.5 - 3.7	Incoloro, blanco, o de un <u>color azul claro distintivo.</u> Puede ser rayada con la navaja en sentido paralelo al crucero, pero transversal es más dura que el acero.
7 - 7.5	3.7	Pardo rojizo, pardo amarillento o negro parduzco. Por lo general, en cristales bien formados, de mayor tamaño que los minerales de la matriz en que viene.
6 - 7	3.4	Color característico <u>verde amarillento (verde pistacho).</u> Lustre vítreo.
1 - 2.5	2.6 - 3	<u>Verde yerba o verde negruzco.</u> Translúcido u opaco. Raspadura verdosa. Lustre vítreo muy fácilmente desintegrable.
2.5 - 4	2.5 - 2.65	Tacto <u>suave, algunas veces graso.</u> Color <u>verde puerro o verde negruzco,</u> que varía a rojo parduzco, amarillo, etc. <u>Lustre resinoso o graso.</u> Translúcido u opaco. Raspadura blanca

N

MINERAL	FORMA	CRUCERO
<u>TALCO</u> .- Silicato hidratado de Mg, $Mg_3(OH)_2Si_4O_{10}$	En escamas pequeñas y en masas suaves compactas.	Un <u>crucero perfecto</u> que forma escamas y pedacitos chicos.
<u>KAOLINITA</u> .- Silicato hidratado de Al, $H_4Al_2Si_2O_9$ Representante de 30 ⁴ minerales semejantes comunes en las arcillas.	Por lo común, en <u>masas terrosas</u> , suaves compactas.	Los cristales son siempre tan pequeños que el crucero solo es visible al microscopio.
Minerales metálicos (menos), importantes.		
<u>GALENA</u> .- Sulfuro de plomo, Pb S.	Son comunes los cristales cúbicos pero predominan las masas granulares, de grano grueso a fino.	<u>Tres cruceros cúbicos perfectos</u> , a 90° entre si.
<u>ESFALERITA</u> .- Sulfuro de Zinc (casi siempre contiene un poco de hierro), Zn S.	Es común en cristales, pero en lo general en masas de grano grueso a fino.	<u>Seis cruceros perfectos</u> , a 60° <u>entre si</u> .
<u>PIRITA</u> .- ("El oro de los tontos"), Sulfuro de hierro FeS_2	Cristales bien formados comúnmente cúbicos, con caras estriadas, también en masas granulares.	Ninguno. Fractura desigual.
<u>CHALCOPIRITA</u> o <u>CALCOPIRITA</u> .- Sulfuro de hierro y cobre, $CuFeS_2$	En masas compactas o diseminadas; rara vez en cristales en forma de cuña.	Ninguno. Fractura desigual.
<u>CHALCOCITA</u> o <u>CALCOCITA</u> .- (Cobre luciente). Sulfuro cuproso, Cu_2S .	Maciza; rara vez en cristales de forma toscamente exagonal. Puede oxidarse y adquirir superficialmente tonos de azul y verde.	Indistinto, rara vez observable.

DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
1	2.8	Blanco, blanco plateado o verde manzana <u>muy suave</u> , con <u>tacto grueso</u> . Lustre <u>aperlado</u> en las superficies de crucero.
1-2	2.2-2.6	Color blanco, pero puede estar manchado por impurezas. <u>Tacto grueso</u> . <u>Se adhiere a la lengua</u> y <u>se vuelve plástico cuando se moja</u> "Huele a arcilla" ante el aliento.

2.5	7.3-7.6	<u>Color gris plateado</u> . Lustre metálico. Raspadura gris plateada o negro grisáceo. Es el principal mineral (mena) de plomo.
3.5-4	3.9-4.2	El color varía del blanco al negro, pero es comunmente pardo <u>amarillento</u> . <u>Translúcido</u> u opaco. Lustre <u>resinoso</u> o <u>adamantino</u> . Raspadura blanca amarilla pálida o pardo. Es el principal mineral de zinc.
6-6.5	4.9-5.2	Color <u>amarillo de latón pálido</u> . Opaco. Lustre metálico. Raspadura negra verdosa o parduzca. Frágil. No es fuente de fierro. Se usaba en la fabricación de ácido sulfúrico. En general acompaña a minerales de diferentes metales.
3.5-4	4.1-4.3	<u>Amarillo dorado</u> o <u>bronceado</u> . Por <u>oxidación</u> , azul morado, rojizo iridiscente. Raspadura negra verdosa. Se distingue de la pirita por ser más intenso el amarillo y por su menor dureza. Mineral común de cobre.
2.5-3	5.5-5.8	Gris negruzco o gris de acero; por lo general <u>oxidado en azul</u> o <u>verde</u> . Raspadura gris oscura <u>Muy pesada</u> . Lustre metálico. Mineral importante de cobre.

MINERAL	FORMA	CRUCERO
<u>COBRE.</u> - (cobre nativo). Elemento químico, Cu	<u>Hojas dobladas y retor-</u> <u>cidas y en forma de</u> <u>alambre; granos aplas-</u> <u>lados o redondeados.</u>	Ninguno
<u>ORO.</u> - Elemento químico, Au	Macizo o en planchas delgadas; también en granos aplastados o la- minillas. Son muy raros los cristales distintos.	Ninguno
<u>PLATA.</u> - Elemento químico, Ag	En granos aplastados y en escamas; raros veces en forma de alambre, o en cristales en forma de agujas irregulares.	Ninguno
<u>CASITERITA.</u> - Bióxido de es- taño, SnO ₂	Cristales prismáticos de 4 caras, bien formados, terminados en pirámide; 2 cristales pueden enla- zarse para formar ge- melos en forma de rodi- lla; también en masas arriñonadas como can- tos de río.	Ninguno; fractura cur- va o irregular.
<u>URANINITA.</u> - (Pechblenda) Óxido de uranio, UO ₂ o U ₃ O ₈	Cristales regulares de 8 caras o cúbicos ma- ciza.	Ninguno; fractura con- choidal o desigual.
<u>CARNOTITA.</u> - Vanadato de potasio y uranilo, K ₂ (UO ₂) ₂ (VO ₄) ₂ .8H ₂ O	Polvo terroso.	No aparente

UJO Victor M. Flores E.

Traducido de "PRINCIPLES OF GEOLOGY" (Second Edition)

de James Gilluly

A. C. Waters

A. O. Woodford

P

6

DUREZA	DENSIDAD	OTRAS PROPIEDADES
2.5 - 3	8.8 - 8.9	<u>Color de cobre característico</u> pero casi siempre <u>manchado de verde</u> . <u>Sumamente dúctil</u> y maleable. Excelente conductor del calor y de la electricidad. <u>Muy pesado</u> .
2.5 - 3	15.6 - 19.3	<u>Color amarillo de oro característico</u> , y su raspadura. <u>Extremadamente pesado</u> . Muy maleable y dúctil.
2.5 - 3	10 - 11	<u>Color y raspadura blanco de plata</u> , pero puede presentar en la superficie color gris o negro. <u>Sumamente dúctil y maleable</u> . <u>Muy pesada</u> . Lustre metálico de espejo, en superficie limpia.
6-7	7	Pardo o negro. Lustre <u>adamantino</u> . Raspadura blanca o amarillo pálido. principal mineral de estaño.
5-6	6.5 - 10	Color negro o negro parduzco. Lustre sub-metálico, resinoso, u opaco. Principal mineral productor de uranio, radio, etc.
Muy suave	Aprox. 4.1	<u>Color brillante amarillo canario</u> . Es mineral de vanadio y uranio.

en arcillas. Las rocas piroclásticas son el producto de explosiones volcánicas.

- 2) Vítrea. Constituida esencialmente de vidrio volcánico. Pueden estar diseminados en el vidrio pequeños fenocristales de feldespatos o de otros minerales.

El vidrio puede ser espumoso, lleno de minúsculas burbujas que forman una textura vítrea pumítica.

- 3) Afanítica. (Del griego, a-fanerós: no visible). Constituida principalmente por diminutos cristales (menores de 0.5 mm. de diámetro), y residuo vítreo entre los cristales, o sin él. Aun cuando los cristales pueden observarse a simple vista, no es posible identificarlos sin la ayuda del microscopio. Su presencia da a la roca un lustre pétreo u opaco en contraste con el lustre de vidrio de las rocas de textura vítrea. La mayor parte de las corrientes de lava tienen textura afanítica; en algunas, la corriente ha alineado a los pequeños granos minerales que dan a la roca una apariencia bandeada o fluidal.
- 4) Granular. (Fanerítica). Constituida por cristales que son suficientemente grandes para ser vistos o identificados sin la ayuda de una lente o de un microscopio. Hay rocas en las que el tamaño medio puede variar desde 0.5 mm. hasta más de 1 cm.; las rocas granulares comunes como el granito, tienen granos de tamaño de 3 a 5 mm., en promedio.
- 5) Porfirítica. Compuesta de dos tamaños completamente diferentes de —

los minerales, que dan a la roca una apariencia moteada. A causa de que la textura porfirítica es la más común en pequeños cuerpos intrusivos o en las lavas, ha sido atribuida a un cambio en la velocidad de enfriamiento mientras el magma estaba en cristalización. El proceso que se ha inferido se explica de la siguiente manera: un gran cuerpo de magma subterráneo puede enfriarse hasta una temperatura a la que comiencen a cristalizar uno o más minerales. Como el enfriamiento es lento, los cristales de estos minerales crecen hasta adquirir un tamaño considerable. Si cuando el magma está casi a medio cristalizar se abre una grieta en el techo de la cámara, parte del magma con sus cristales suspendidos puede escapar para ir a formar una corriente de lava en la superficie. La porción todavía líquida del magma se enfría rápidamente en la superficie del terreno y rodea a los cristales grandes, llamados fenocristales, de una pasta fundamental de cristales afaníticos. Los fenocristales se formaron bajo la tierra, la pasta fundamental afanítica se forma en la superficie. Esa lava tiene una textura afanítica porfirítica. Las rocas que tienen una textura granular porfirítica (grandes cristales en una pasta fundamental de grano fino) son comunes en los cuerpos intrusivos. La textura vítrea porfirítica aparece en algunas corrientes de lava y en los fragmentos de pómez de las rocas piroclásticas. Raras veces, otras condiciones diferentes a las de un cambio de la velocidad de enfriamiento, pueden producir rocas porfiríticas.

b) Texturas comunes de las rocas sedimentarias.-

Las diferencias entre la naturaleza de las partículas constituyentes y la manera en que están unidas, determinan la textura de una roca sedimentaria.

roca sedimentaria.

- 1) Clástica. (Del griego, clastós: fragmento). Constituida por fragmentos de rocas, partículas minerales o conchas, cuyo conjunto ha sido cementado. Pueden hacerse distinciones posteriores acerca del tamaño de las partículas y del grado de desgaste de los fragmentos individuales.

- 2) Orgánica. Constituida por acumulaciones de detritus orgánicos (conchas, residuos, huesos, etc.), en los cuales las partículas orgánicas individuales están tan bien conservadas (ni rotas, ni desgastadas notablemente), que los rasgos orgánicos dominan en la textura de la roca.

- 3) Cristalina. Constituida por cristales que han sido precipitados de soluciones y entrelazados íntimamente por mutua interpenetración durante su crecimiento. La roca debe su coherencia a este enlazamiento de cristales y no a la presencia de un cementante, como en el caso de las texturas clásticas y orgánicas.

c) Texturas Comunes de las Rocas Metamórficas.—

Las diferencias en la orientación o alineamiento de los cristales y el tamaño de los mismos, determinan la textura de una roca metamórfica. Hay dos grupos generales de texturas: texturas foliadas, en las cuales los minerales laminares o en forma de hoja, como la mica o la clorita, están casi todos alineados paralelamente unos con otros, de tal manera que la roca se divide fácilmente a lo largo de los cruceros casi pa

rales, bien orientados, de sus partículas minerales constituyentes; y - en no foliadas, constituidas ya sea de minerales equidimensionales o de - minerales laminares orientados al azar, lo que hace que la roca se rompa en partículas angulosas.

- 1) Gnéisica. Toscamente foliada; las hojas individuales tienen un espesor de 1 mm. o más, y aun de varios centímetros.

Las hojas o láminas pueden ser rectas, aplanadas, onduladas o - dentadas. Difieren comúnmente en su composición; por ejemplo, los - feldespatos pueden alternar con minerales oscuros. Los granos minera - les son gruesos y fáciles de identificar.

- 2) Esquistosa. Véase fotografía Núm. 1 pág. 77.- Hojas muy finas que forman bandas delgadas paralelas, a lo largo de las cuales la roca se - parte o divide con facilidad. Los minerales individuales se ven dis - tintamente; los minerales son principalmente laminares o en forma de bastoncillo, principalmente la mica, la clorita y la anfíbola. Pue - den estar presentes, pero no son abundantes, algunos minerales equidi - mensionales, como el feldespato, el granate y la piroxena.

- 3) Apizarrada. Véase fotografía Núm 2 pág. 77.- Foliación muy fina en - hojas planas, casi rígidamente paralelas, de fácil separación debido al paralelismo casi perfecto de cristales microscópicos y ultramicros - cópicos de minerales laminares, principalmente mica.

- 4) Granoblástica. No foliadas o débilmente foliadas. Compuestas de gra - nos minerales que se interpenetran mutuamente y que cristalizaron si -

multáneamente. Los minerales son lo suficientemente grandes para ser identificados con facilidad sin el uso de microscopio y son todos del tipo equidimensional, tales como el feldespató, el cuarzo, el granate y la piroxena, corresponde toscamente a la textura granular de las rocas ígneas.

- 5) Felsítica córnea. No foliada. Los granos minerales son por lo común microscópicos o ultramicroscópicos, aunque unos cuantos pueden ser visibles; se rompen en fragmentos de ángulo muy agudos con superficies de fractura curva.

Para la identificación más o menos rápida de una roca en un ejemplar de mano, es muy útil la explicación de texturas que antecede, sobre todo cuando se trate de rocas ígneas; pero cuando se trata de rocas sedimentarias o metamórficas debe tenerse en cuenta también la estructura.

III.- Estructura de las Rocas.

Serie de rasgos morfológicos macroscópicos de las rocas, - debidos a oquedades, deformaciones o discontinuidades.

Se supone que ya se tiene conocimiento de los minerales que entran en la composición de la roca y que ya habían sido identificados con ayuda de los cuadros que van al final de estas notas y que, por su arreglo, disposición, tamaño, entrelace, etc., que constituyen la textura visible en el ejemplar de mano, la roca había sido colocada en alguno de los tres grupos que se han descrito. Estas notas pretenden asegurar ese lugar asig

nado al ejemplar en estudio.

Cuando los minerales que forman una roca ígnea se presentan en forma de cristales grandes, visibles a simple vista, como en el caso de un granito o de una diorita, lo más seguro es que se trate de una roca intrusiva; pero cuando esos cristales disminuyen de tamaño proporcionalmente, lo que sucede a menudo en las orillas o en los contactos de una masa rocosa, adquiere ésta un aspecto bandeado, o en capas, que lo acercan a un gneis, y entonces se llama, según el caso, granito gnéisico o diorita gnéisica.

Cuando la roca ígnea es de textura vítrea, afanítica o porfirítica, seguramente se trata de una roca extrusiva. Estas rocas presentan en el campo algunas veces una estructura fluidal. Los basaltos presentan con frecuencia una estructura rugosa o acordonada; las riolitas presentan la apariencia fluidal que les ha dado su nombre y esto se puede observar aún en el ejemplar de mano, pues los cristales, principalmente los de cuarzo, están alineados en la dirección de la corriente. Otras veces, la riolita, la andesita y la dacita presentan una estructura en fajas de distinto color, en señal de la fluidez de la lava de que procedieron: la andesita vítrea del cerro de El Risco, Km 11 de la carretera a Laredo, y la andesita del cerro de Xometla—pueblo siguiente a Tepexpan, sobre la vía del Ferrocarril Mexicano—presentan esa estructura en bandas, en señal del flujo de la corriente de lava.

Algunas calizas de origen orgánico presentan una estructura en bancos gruesos o en grandes masas (corales) y esto no aparece en un ejemplar de mano.

La diatomita (comúnmente: tizar) está formada por carapachos tan pequeños que sólo pueden ser vistos al microscopio con un fuerte aumento; pero el polvo del material frotado entre los dedos y muy cerca del oído produce un ligero ruido que lo hace distinguir del caolín, además de que al tacto es diferente. Por otra parte, una poca de agua hace ver inmediatamente que la diatomita no es plástica.

Las rocas sedimentarias de textura clástica no presentan dificultad en su identificación cuando su grano es grueso, a partir de la arenisca. Sin embargo, se da el caso de que una arenisca de grano muy grueso puede ser confundida con un conglomerado fino; entonces se le da este último nombre (también se le ha llamado arenisca conglomerática).

La identificación de las rocas sedimentarias de textura clástica, de grano fino, puede presentar alguna dificultad. Desde luego, la mayoría de las rocas de este tipo están dispuestas en capas delgadas (estratos delgados) pero hay algunas, como las calizas margosas, que se presentan en bancos gruesos. Tanto unas como otras, cuando están sujetas a presiones, sufren trastornos en su posición original, que se supone horizontal y presenta inclinaciones, curvaturas, pliegues sencillos y complicados, que algunas veces conservan aún en ejemplares de mano. En este último caso, hay que atender no sólo a la textura de la roca, sino también a su estructura.

Esto es importante, pues puede haber casos en que el tamaño de un ejemplar de mano no alcance a traducir el espesor de la capa de roca en el campo.

Las lutitas (lodos endurecidos) abarcan no sólo a formaciones arcillosas y limosas, sino también a las margosas. Expuestas estas rocas a la intemperie, comúnmente, se alteran fácilmente, se agrietan primero, se rompen después, se deshacen y dan lugar a la formación de suelos sumamente plásticos. Un ejemplo representativo es el "Choy" existente en varias regiones del país.

Hay que advertir que las margas están aquí comprendidas en las lutitas, en general, pues su apariencia es la misma cuando se presentan en capas de poco espesor. Con el ácido clorhídrico se puede hacer la distinción con facilidad, pues solamente las margas hacen efervescencia con él, debido a la presencia en ellas del carbonato de calcio.

Cuando se trata de rocas metamórficas foliadas la estructura tiene mucha intervención en la identificación de ellas.

El gneis presenta una estructura en fajas o bandas, que se reparten los minerales que los forman; esto es, hay unas fajas de cuarzo, — otras de mica, otras de feldespato, etc. Si el ejemplar que se examina — está roto paralelamente a una de esas fajas, presentará la textura correspondiente a cada una de dichas bandas. En los esquistos esto es más notable, pues en ellos destacará sobre todo el mineral abundante: la clorita, la mica, etc., y puede no notarse la estructura que es, casi siempre, muy plegada, más que en los gneis, y los cristales de los minerales son más pequeños.

La fisilidad de las pizarras es independiente de la estra-

tificación, esto es, se dividen fácilmente en láminas que no tienen relación con la posición original de los estratos. Así como en los esquistos se llama esquistosidad a la propiedad que tienen de dividirse fácilmente en láminas cortas y delgadas, se llama pizarrosidad a la propiedad que tienen las pizarras de dividirse en hojas ó láminas más o menos amplias, en una dirección independiente de la de los planos de estratificación.

Entre las rocas metamórficas no foliadas merece una nota el mármol, en el que el carbonato de calcio de las calizas de que procede está convertido en calcita, que forma cristales de todos tamaños, desde muy grandes hasta muy pequeños. El mármol de cristales grandes, triturado, es utilizado para la fabricación de granito artificial; el de grano fino blanco o de colores, sirve para fines ornamentales. El mármol negro contiene carbón grafitico y proviene de calizas que contienen originalmente carbón finamente dividido. Estas calizas negras han sido confundidas a veces, en ejemplares de mano, con basalto.

Cuando se trata de carbonatos o de rocas que los contienen, la aplicación del ácido clorhídrico hace que se desprenda el anhídrido carbónico (CO_2) que los forma, lo que se efectúa con efervescencia, que es mayor mientras mayor es la concentración del ácido y, desde luego, el contenido de carbonato en la roca que se analiza.

Es suficiente una concentración al 10%, lo que tiene la ventaja de que cuando se trata del carbonato doble de calcio y de magnesio (dolomía o dolomita), o de calizas dolomíticas, estas rocas no hacen efervescencia o la hacen muy débil con el ácido diluído. Entonces se ob-

tiene con la navaja un poco de polvo del ejemplar y así se logra la efervescencia y la identificación.

IV.- Rocas Igneas Comunes.

a) Rocas Extrusivas Piroclásticas.-

- 1) Toba. Véase fotografía Núm. 3 Pág. 77 .- La toba volcánica es una roca piroclástica de grano fino compuesta de fragmentos menores de 5 mm de diámetro. La mayor parte de los fragmentos son fenocristales rotos y fragmentos de lava solidificada; otros constituyentes comunes son partículas de vidrio volcánico, ya sean esquirlas microscópicas llamadas escamas o corpúsculos espumosos de pómez. También pueden estar presentes partículas de la roca basal sobre la cual se apoya el volcán. Generalmente las tobas son rocas poco resistentes, aunque algunas se encuentren lo suficientemente bien consolidadas para soportar cualquier cimentación o para ser cortadas con taludes verticales. Muchas tobas se encuentran entre los peores materiales en cuanto a la tendencia al deslizamiento: la arcilla montmorilonítica es un constituyente de la bentonita, mineral común de las tobas, y su presencia debe tomarse siempre como señal de peligro.

Esta roca es muy abundante en toda la Sierra Madre Occidental, intercalada generalmente con lavas riolíticas.

- 2) Brecha Volcánica. En la brecha volcánica dominan, como componentes, fragmentos de más de 5 mm. de diámetro. En general, los fragmentos de lava son más abundantes que en la toba; las partículas de vidrio y

la pómez pueden ser escasas. La escoria (tezontle) véase fotografía Núm. 4 pág. 77 , abunda en algunas brechas. La escoria puede formar grandes bloques angulares, bombas estriadas de 2 a 15 cm. de largo - con la forma de un huso o lágrima, por haber sido lanzadas al aire - cuando todavía estaban fundidas.

- 3) Lapilli. Es un material fragmentario formado por partículas sueltas de unos 2 cm. de diámetro, constituidas de lava espumosa y que fueron eyectadas por volcanes. Es muy frecuente encontrar este material en conos volcánicos cineríticos.

Algunas brechas volcánicas se forman como las tobas, pero otras son partículas de corrientes de lodo volcánico. Se ha visto que cuando han caído lluvias intensas en las laderas de fuertes pendientes de un cono volcánico, se han producido deslizamientos como aludes de detritus piroclásticos sin consolidar. Se han formado otras corrientes de lodo por nubes procedentes de erupciones explosivas a través de cráteres lagos. Los detritus volcánicos pueden viajar varios kilómetros como corrientes en los valles.

- 4) Obsidiana. Véase fotografía Núm 5 pág. 81.- La obsidiana es un vidrio natural formado principalmente por magmas de composición riolítica, dacítica o andesítica. Es lustrosa y se rompe con superficie conchoidal. La mayor parte de las obsidianas son negras a causa de que tienen granos diseminados de magnetita y minerales ferromagnesianos, pero pueden ser rojas o grises por la oxidación del hierro, provocada por los gases magmáticos calientes. Los fragmentos delgados de obsidiana son casi transparentes. Se les encuentra a lo largo de las ori

llas de las intrusiones y raras veces forman pequeñas masas intrusivas. La mayor parte de las obsidianas intrusivas tienen un lustre opaco.

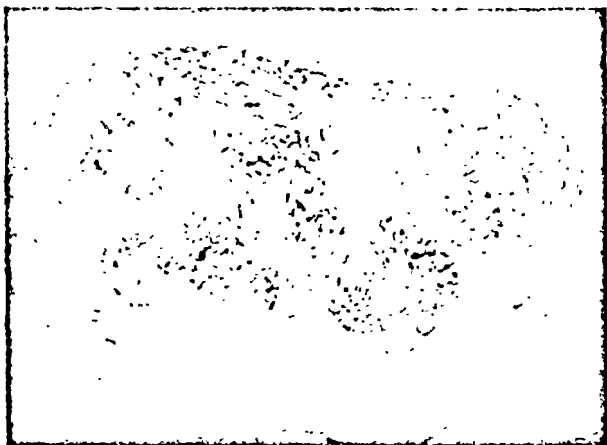
- 5) Pómez. Véase fotografía Núm. 6 pág. 81.— La pómez es espuma de vidrio, caracterizada por un color gris blanco y llena de minúsculas oquedades, evidencia de antiguas burbujas. Estas oquedades son tan numerosas que la pómez flota en el agua. La pómez abunda en forma de fragmentos en las tobas y en las brechas. Forma también corrientes distintas, o más comúnmente, corona corrientes de obsidiana y de riolita y se gradúa hacia abajo hasta confundirse con la lava no espumosa.

b) Rocas Extrusivas. Lavas.

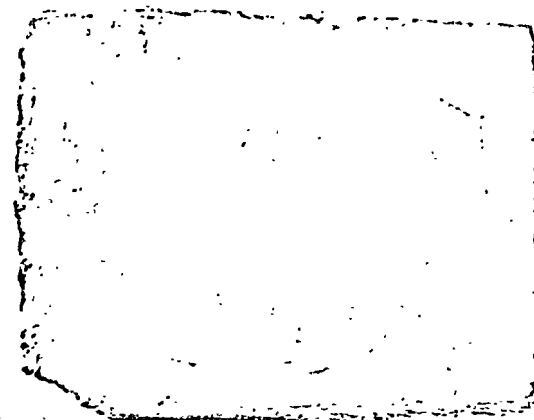
- 1) Riolita. Véase fotografía Núm 7 pág. 81.— La riolita tiene una pasta fundamental afanítica salpicada de fenocristales de cuarzo o de feldespato de potasio (ortoclasa). El color de la riolita varía ampliamente, pero en general es blanco o amarillo claro, gris o rojo. La mayor parte de las riolitas tienen una estructura bandeada, es decir, muestran una serie de capas alineadas, que se formaron cuando el magma fluía pastoso, antes de solidificarse.

La máxima manifestación de las riolitas y sus tobas se halla en las cumbres de la Sierra Madre Occidental, que comprende zonas de los estados de Nayarit, Zacatecas, Sinaloa, Durango y Chihuahua. También es abundante en el centro del país.

- 2) Dacita. La dacita es semejante a la riolita con la excepción de que



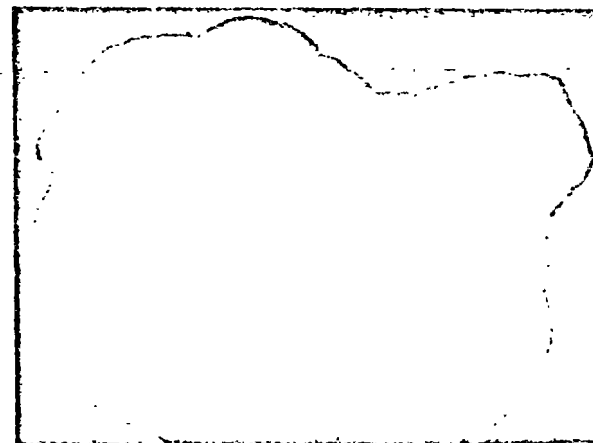
Núm. 1.- ESQUISTO MICACEO
Edo. de Oaxaca



Núm. 2.- PIZARRA
Edo. de Oaxaca



Núm. 3.- TOBA RIOLITICA
Edo. de Oaxaca



Núm. 4.- TEZONTLE
Edo. de Morelos

es la plagioclasa (feldespato sódico-cálcico) la que predomina en vez de la ortoclasa. Tiene la misma relación a la riolita que la que tiene la granodiorita con el granito (véase más adelante).

La riolita y la dacita se encuentran como corrientes de lava y como pequeñas intrusiones.

- 3) Andesita. Véanse las fotografías Núms. 8, 9 y 10 págs. 81 y 83.- La andesita es una roca afanítica y frecuentemente porfirítica, que se parece a la dacita, pero que no contiene cuarzo. El feldespato plagioclasa constituye el fenocristal más común, pero pueden estar presentes la piroxena, la anfíbola o la biotita. La mayoría de las andesitas presentan estructura bandeada, pero no tan notable como las riolitas. El color de las andesitas varía del blanco al negro, aunque la mayoría son de color gris oscuro o gris verdoso. La andesita es abundante en corrientes de lava y también en fragmentos en la brecha volcánica, particularmente en cordilleras rematadas por volcanes, como la de Los Andes, de donde deriva su nombre. La andesita también forma pequeñas masas intrusivas.

La Sierra de Pachuca está constituida en sus dos terceras partes inferiores por andesitas. El resto, o sea la tercera parte superior, está constituida por dacitas. Las vetas minerales del Distrito Mine-ro de Pachuca y Real del Monte "arman" en andesitas.

Gran parte del contorno de la cuenca del Valle de México está constituida por andesitas; la Sierra Nevada, el Ajusco, las Sierras de Las Cruces y Monte Alto son todas andesíticas. El gran abanico de

origen, fluvio-glacial que cubre las faldas de las sierras del sur de la ciudad de México, está formado por material andesítico piroclástico (arenas y gravas), retransportado. El mismo material se encuentra al oriente de Texcoco, así como en las "lomas" de Cuernavaca.

- 4) Basalto. Véase fotografía Núm. 11 pág.83 .- El basalto es una roca afanítica de un color gris o negro; la mayor parte de los basaltos no son porfiríticos, pero algunos contienen fenocristales de plagioclasa y olivino.

El basalto es la lava más abundante en el mundo y está muy esparcida en forma de grandes mesetas que cubren miles de kilómetros cuadrados. Aunque típicamente es roca extrusiva, el basalto se presenta también en pequeñas masas intrusivas.

El basalto es muy abundante en la República, especialmente en su parte central.

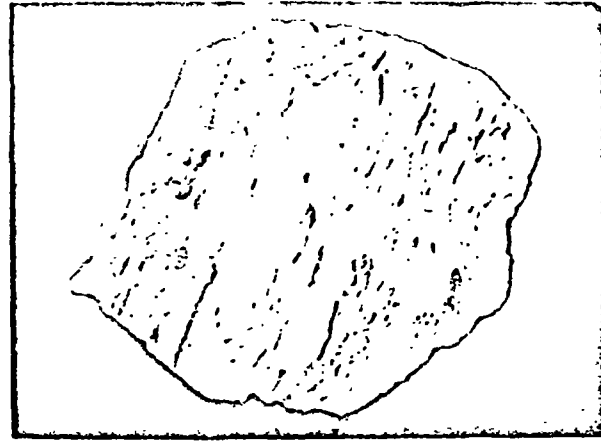
- c) Rocas Intrusivas.

- 1) Granito. Véase fotografía Núm 12 Pág.83.- El granito se caracteriza por una textura granular y tiene como componentes más abundantes el cuarzo y el feldespato; la mayoría de los granitos son de color claro. También están presentes por lo general en los granitos la biotita o la hornblenda, o ambas.

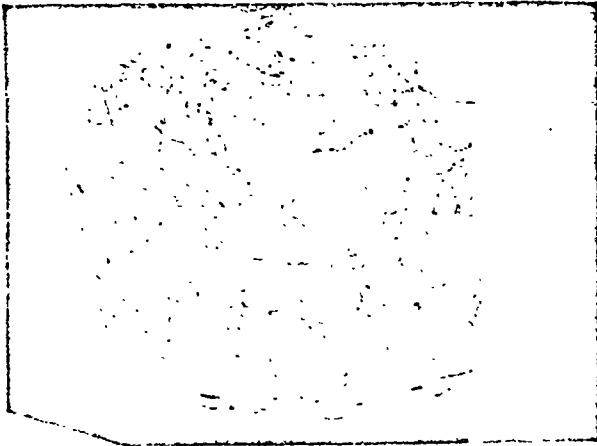
Esta roca abunda en las costas del Océano Pacífico: Sierra de Chiapas, batolito de Acapulco en Cuerrero y los de Michoacán y Jalisco.



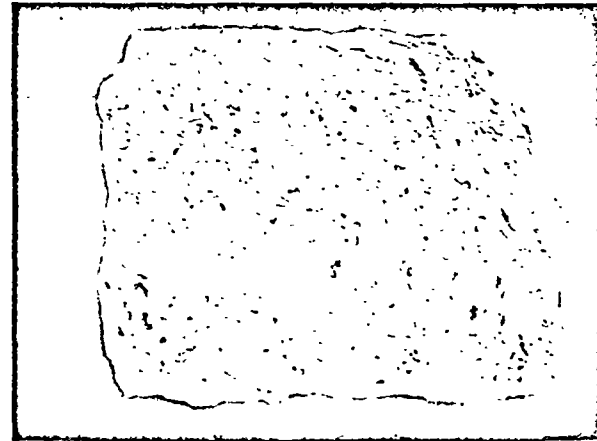
Núm. 5.- OBSIDIANA
Edo. de Hidalgo



Núm. 6.- POMEZ
Edo. de Hidalgo



Núm. 7.- RIOLITA
Edo. de Querétaro

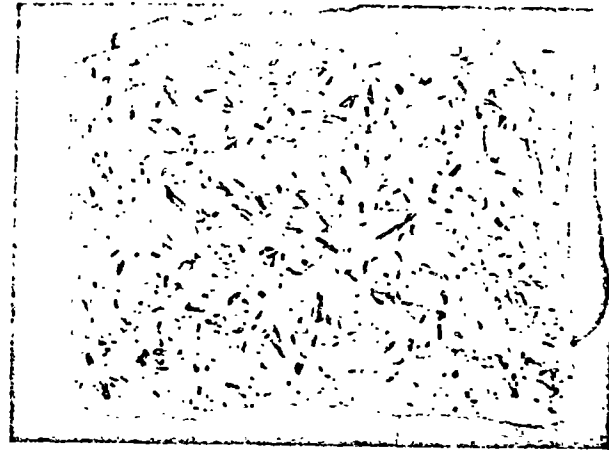


Núm. 8.- ANDESITA
Edo. de Hidalgo



Núm. 9.- ANDESITA

Edo. de Hidalgo



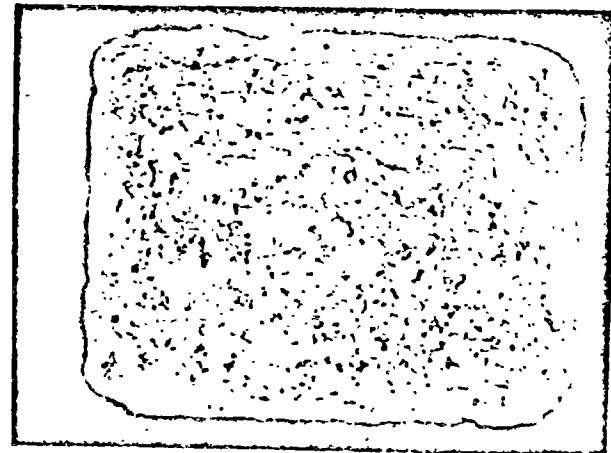
Núm. 10.- ANDESITA

Edo. de México.



Núm. 11.- BASALTO CAVERNOSO

Distrito Federal.



Núm. 12.- GRANITO

Edo. Guerrero.

co. En los dos extremos de la península de Baja California: región - de El Cabo en el sur, y Sierra de Juárez, Kukapás y Rumorosa, en el - norte. Cuando está muy alterado, recibe el nombre de Tucuruguay y - presenta la apariencia de una arena gruesa pobremente cementada.

Técnicamente, el término granito está reservado a aquellas rocas ígneas granulares, cuarcíferas, que tienen el feldespato potásico como mineral predominante. Aquella en la que predomina la plagioclasa se llama granodiorita (compárese con la riolita y la dacita citadas - con anterioridad). Véase la fotografía Núm. 13 pág. 89 .- Generalmente la granodiorita puede distinguirse del granito por las estrías finas que caracterizan a una de las superficies de crucero de la plagioclasa. Se la encuentra con frecuencia en las mismas zonas que el granito.

Los levantamientos geológicos muestran que el granito y la granodiorita se encuentran en grandes cantidades en la corteza terrestre. - Forman grandes masas intrusivas a lo largo del núcleo de varias cordilleras y existen también en otras áreas que han sufrido una erosión - profunda. Son típicamente rocas continentales y nunca han sido encontradas en islas oceánicas aisladas y lejos de las masas continentales.

- 2) Diorita. Véase la fotografía Núm. 14 pág. 89 .- La diorita es una roca granular compuesta de plagioclasa y menores cantidades de minerales ferromagnesianos. De éstos los más comunes son la hornblenda, - la biotita y la piroxena. En general las masas de diorita son de menor tamaño que las de granito o de granodiorita.

La diorita se presenta en grandes masas, como al sur de Zitácu-

ro (Cerro de La Coyota) y en muchos lugares de la Sierra Madre Occidental y de las costas del Océano Pacífico también en Huixtla-Motozintla. En el gran batolito de Acapulco es frecuente ver a los lados de la carretera México-Acapulco diques de diorita que atraviesan la masa del granito. La Quebrada, en el mismo Acapulco, es una intrusión de diorita en granito.

- 3) Gabro. Véase la fotografía Núm. 15 pág. 89.- El gabro es una roca granular compuesta principalmente de plagioclasa y piroxena y, por lo común, con pequeñas cantidades de otros minerales ferromagnesianos, especialmente olivino. Si los minerales ferromagnesianos predominan sobre la plagioclasa, la roca es de color oscuro. La distinción microscópica con la diorita reside en la identificación de la plagioclasa, que no es determinable a simple vista.

El gabro se encuentra distribuido tanto en grandes masas como en pequeñas. Es especialmente común en diques y láminas intrusivas delgadas, de grano relativamente fino. En la mayoría de estas pequeñas intrusiones, los grandes minerales son tan pequeños que son difícilmente reconocibles sin la ayuda del microscopio. Esos gabros, con tamaño de grano intermedio entre el basalto y el del gabro normal, se llaman doleritas, que algunos geólogos prefieren llamar diabasa.

Se conocen en México algunos lugares donde aparece el gabro sano: en el Estado de San Luis Potosí, en la presa La Ventilla; en el Estado de Hidalgo, cerca de Tlalchinol; en el camino Pachuca-Huejutla; en el Estado de Sinaloa, en algunos cortes del Ferrocarril Chihuahua-Pacífico. En el Estado de Baja California, con motivo de algunos cor

tes en el nuevo camino Tijuana-Ensenada, se ha encontrado un gabro, a veces cavernoso, pero resistente a pesar de una alteración profunda - causada por una larga permanencia bajo las aguas del mar.

- 4) Peridotita, piroxenita y serpentina. En algunas regiones son comunes las rocas de textura granular, compuesta casi enteramente de minerales ferromagnesianos, sin feldespatos. Si la roca tiene olivino, como constituyente predominante, se llama peridotita; si está constituida totalmente por piroxenas, se llama piroxenita.

A las peridotitas y piroxenitas alteradas se les llama serpentinas. En virtud de que la serpentina está compuesta casi por completo de minerales secundarios que no se solidificaron directamente — del magma, es clasificada a menudo como roca metamórfica en vez de ígnea. La serpentina forma láminas intrusivas, diques y otras pequeñas masas intrusivas.

- 5) Pórfido. El término antiguo de pórfido se usa aquí de un modo indefinido. Es común aplicarlo a las rocas ígneas intrusivas de grano fino, de textura porfirítica, en las cuales los fenocristales constituyen el 25% o más de su volumen. La pasta fundamental puede ser afanítica de grano grueso o fanerítica de grano fino. Se antepone la palabra pórfido al nombre de la roca cuya composición y textura se ajusta a la pasta fundamental.

El nombre de "pórfido", para distinguirlo del adjetivo porfirítico, no debe ser aplicado a las rocas porfiríticas que tengan una pasta fundamental de grano grueso, o a corrientes de lava porfirítica

que contengan unos cuantos fenocristales diseminados. La primera debe llamarse diorita porfirítica y la última andesita porfirítica, si tienen la misma composición que la diorita y la andesita.

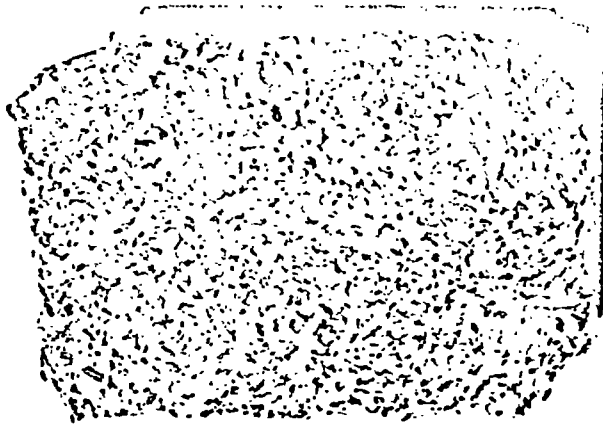
El pórfido de granito, el pórfido de granodiorita y el pórfido de la diorita, forman diques cerca de las masas de granito y de granodiorita. El pórfido de riolita, el pórfido de dacita y el pórfido de andesita son comunes en los cuellos volcánicos y en otras pequeñas masas intrusivas.

V.- Rocas Sedimentarias Comunes.

- a) Conglomerado. Véase la fotografía Núm. 16 pág.89.- El conglomerado es grava cementada. La grava es un depósito sin consolidar compuesto principalmente de fragmentos arrastrados por los ríos. Estos fragmentos pueden ser de cualquier clase de roca o de mineral y de cualquier tamaño. La mayor parte de los conglomerados, especialmente los que han sido depositados por los ríos, tienen mucha arena y otros materiales finos que llenan los espacios entre las gravas. Algunos conglomerados de playa que han sido lavados cuidadosamente, contienen poca arena.

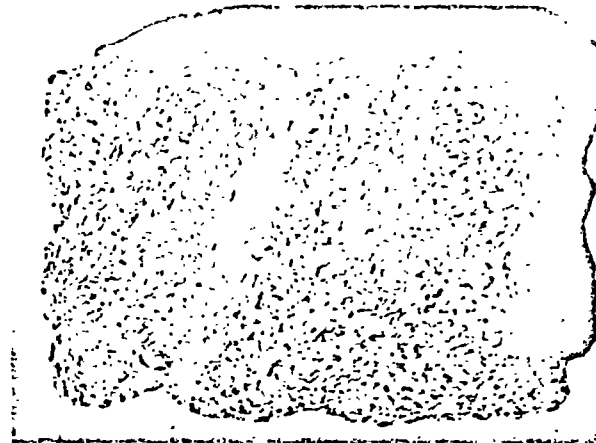
El conglomerado se encuentra muy frecuentemente en todo el país, principalmente en el norte.

- b) Brecha. Véase la fotografía Núm. 17 pág.95.- Las brechas sedimentarias se parecen a los conglomerados, excepto en que la mayoría de los fragmentos son angulosos en vez de ser redondeados sin que exista una



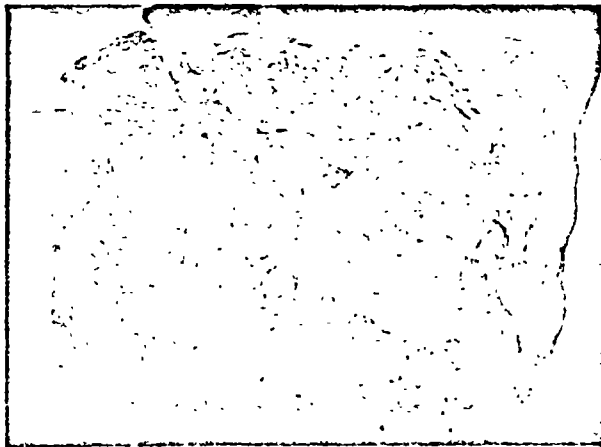
Núm. 13.- GRANODIORITA

Edo. de Michoacán.



Núm. 14.- DIORITA

Edo. de Michoacán.



Núm. 15.- GABRO

Edo. de Baja California.



Núm. 16.- CONGLOMERADO CALIZO

Edo. de Guerrero.

frontera definida entre dichas rocas. Por la forma angulosa de sus fragmentos constituyentes es evidente que los componentes de las brechas sufrieron un desgaste y transporte relativamente pequeños antes de ser depositados. Hay otras clases de brechas que no son sedimentarias, como las volcánicas, que se describen en este anexo, y las que se forman como consecuencia de fallas geológicas.

Las brechas son abundantes en las áreas montañosas que han estado sometidas a movimientos tectónicos intensos.

- c) Arenisca. Véase fotografía Núm. 18 pág. 95.- La arenisca es arena cementada. La arena, por definición, consiste de partículas de un diámetro comprendido entre 4.76 mm. (malla No. 4) y 0.074 mm. (malla No. 200).

La arena se acumula en diferentes medios. Algunas son depositadas por los ríos, otras son acumuladas por los vientos para formar médanos, otras son extendidas por las olas y las corrientes a lo largo de las playas o en aguas de poca profundidad en las plataformas continentales; otras son transportadas por corrientes turbias a lo largo de pendientes submarinas hasta el fondo del mar.

Se reconocen tres variedades principales de arenisca:

Arenisca de Cuarzo. Compuesta principalmente de granos del mineral cuarzo. La mayor parte de las arenas son de cuarzo, pero contienen pequeñas cantidades de otros minerales.

Arkosa. Es una arenisca rica en feldespato. Puede contener casi -- cuantas partículas de feldespato parcialmente intemperizado, como de cuarzo, o aún más. La mayor parte de las arkosas han sido formadas -- por la erosión rápida de rocas ricas en granos de feldespato, tales -- como los granitos y los gneises, y por el depósito rápido de esos de- tritus erosionados sin que el feldespato haya tenido tiempo de que el intemperismo lo hubiera convertido en arcilla.

Grauvaca. Es una "arena sucia" cementada, que contiene grandes canti- dades de arcilla y grava, a los que se agregan arenas de cuarzo y fel- despato. Varias grauvacas contienen muchos detritus piroclásticos -- con diferentes grados de alteración; otras contienen gran cantidad de partículas de pizarra y de otras rocas metamórficas; son rocas con -- abundancia de minerales ferromagnesianos.

Todas contienen cantidades apreciables de arcilla. Las grauva- cas son comúnmente de color gris oscuro, verde oscuro y aun negro. -- Como las arkosas, indican erosión y depósito rápido, sin mucho intem- perismo químico.

Las areniscas forman unidades litológicas importantes que ocupan extensiones considerables. Afloran areniscas en la zona de Ciudad Al- tamirano, en Guerrero; en la Sierra Madre Occidental, interestratifi- cada con lutitas; en la Planicie Costera del Golfo; en la zona norte del Istmo y en masas menores en toda la República.

d) Lutita. Estrictamente, el término lutita se refiere a una roca que --

tiene una estructura laminada o finamente estratificada, así como una composición esencialmente arcillosa, aunque puede tener cantidades importantes de limo, arena, materia orgánica y carbonato de calcio.

La clasificación de las rocas en este grupo para fines de ingeniería geológica incluye arcillas y limos fuertemente consolidados (petrificados) aunque no tengan estructura laminada y conviene separar los tipos laminados y no laminados, debido a la importancia que tiene la posición de la estratificación con respecto a la dirección en que actúan las fuerzas a que se las somete.

Las lutitas se acumulan en muy diferentes medios. Puesto que la carga principal que los grandes ríos llevan al mar está compuesta de lodo y arena fina, no es sorprendente que la lutita sea la roca sedimentaria marina más abundante; también puede endurecerse hasta convertirse en lutita el lodo depositado en los deltas, en el fondo de los lagos y en las planicies que estuvieron a los lados de antiguos ríos divagantes.

Es una roca sumamente abundante en el territorio nacional, principalmente en el este y sur del país. Frecuentemente contienen carbonato de calcio.

- e) Marga. La marga es una roca formada por arcilla y carbonato de calcio en proporciones aproximadamente iguales. Sus propiedades son semejantes a las de la lutita, pero es todavía más intemperizable.

Si predomina la arcilla, se dice que se trata de una luti-

ta calcárea y si predomina el carbonato de calcio es una caliza arcillosa.

- f) Caliza. Véase fotografía Núm. 19 pág. 95.— La caliza está compuesta de carbonato de calcio con impurezas que pueden ser arcilla, limo, — arena, materia orgánica, etc.

Las calizas de origen orgánico son rocas comunes y se presentan en gran variedad, a causa de las muchas clases de restos de — que están formadas. Entre las más comunes están: la caliza coralígena que contiene una trama de depósitos de coral, pero también incluye conchas de otros animales, especialmente foraminíferos, moluscos y — gasterópodos; la caliza de algas constituida principalmente por calcita precipitada por algas y bacterias; la caliza de foraminíferos, compuestas principalmente de diminutas conchas de foraminíferos; la coquina, véase fotografía Núm. 20 pág. 95 , compuesta principalmente de — conchas grandes, de moluscos y gasterópodos y la creta, que consiste principalmente de láminas y espinas microscópicas de calcita, llama— das cocolitos.

Las calizas clásticas están compuestas de fragmentos rotos y desgastados de conchas o de cristales de calcita.

La caliza precipitada químicamente se está formando en la actualidad en mares calientes de poco fondo, en manantiales termales y en lagos salados.

Las calizas que presentan una estratificación gruesa y que



Núm. 17.- BRECHA SILICOSA

Edo. de Sonora.



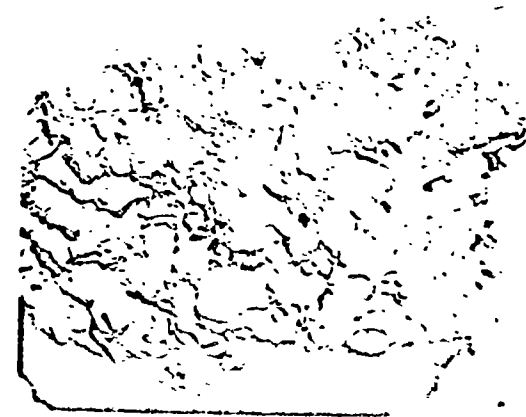
Núm. 18.- ARENISCA

Edo. de Sonora.



Núm. 19.- CALIZA GRIS

Edo. de Durango.



Núm. 20.- COQUINA

Edo. de Yucatán.

están poco deformadas proporcionan condiciones excelentes para cimentación o cortes; las de estratificación delgada, deformadas y fracturadas, pueden significar serios problemas en las cimentaciones y presentan condiciones muy desfavorables por su baja resistencia al esfuerzo cortante y por las filtraciones de agua que permiten.

La caliza forma la masa general de la Sierra Madre Oriental y se la encuentra aflorando a lo largo de toda esa Sierra. Se la encuentra formando grandes masas en el sur del país, constituye la totalidad de la Península de Yucatán y se presenta en casi todos los Estados de la República.

- g) Travertino. Véase fotografía Núm. 21 pág. 105 .- El travertino es otra roca formada por carbonato de calcio impuro, que se deposita al aflorar manantiales termales. Es toscamente cristalina y llena por lo común de pequeños agujeros irregulares por donde ha circulado el agua que la formó. Se le conoce también como sillar de agua, por su uso en mamposterías toscas y en ornamentación.

Esta roca abunda en el Estado de Puebla, en la región de Valsequillo hasta Tehuacán. En Viesca, del Estado de Coahuila, hay también yacimientos abundantes de travertino. En el Estado de Nuevo León se le llama sillar de agua y se le usa para construcción.

- h) Dolomita. La dolomita es una roca compuesta principalmente de mineral del mismo nombre: dolomita (carbonato doble de calcio y de magnesio); se parece a la caliza, y se transforma gradualmente en ella por cambios en la cantidad de calcita en la roca: generalmente es neces-

rio hacer pruebas microscópicas y químicas para determinar las cantidades relativas de los minerales calcita y dolomita en la roca. La dolomita hace una efervescencia suave en el ácido clorhídrico y para que sea mayor este efecto debe rasparse con una navaja y aplicar el ácido al polvo.

No es muy abundante esta roca en la República; se puede señalar, sin embargo, la presencia de caliza dolomítica explotables en Teapa, Tab. Existe también esta roca en el cañón de Petaquillas, Gro.

1) Rocas Silicosas de Grano Fino.

Son comunes las rocas compuestas casi enteramente de sílice de grano fino, pero rara vez forman grandes masas; las más comunes se describen a continuación:

Pedernal. Es la roca más común de las de este tipo y es una roca dura, de grano tan fino que la superficie de fractura aparece uniforme y lustrosa. Los nódulos y lentes de pedernal son comunes en las calizas y las dolomitas; el pedernal es muy duro y de color negro, amarillento y blanco, principalmente.

Diatomita. Es una roca blanca compuesta casi enteramente de conchas silicosas de plantas microscópicas, llamadas diatomeas.

No todas las rocas silicosas de grano fino son de origen orgánico. Se cree que algunas han sido precipitadas por manantiales termales submarinos de aguas silicosas. Otras se han formado por el

reemplazamiento de madera, caliza, lutita o de otros materiales por -
soluciones silicosas. La madera petrificada es un ejemplo común.

j) Rocas Carbonosas. (Carbón). El carbón es el resultado de la compresión y una descomposición más o menos completa del material de plan-
tas en antiguas turberas, que fueron sepultadas por sedimentos poste-
riores.

k) Evaporitas o Depósitos de Sal.

Las evaporitas varían mucho en su composición y textura. En la actualidad están siendo formadas por evaporación de aguas saturadas de minerales disueltos.

Halita. Cuando el agua del mar se evapora completamente, se precipitan varias sales, siendo la sal común la más abundante.

Yeso. En la naturaleza es mucho más abundante que la sal común el sulfato de calcio, que se presenta tanto en la forma hidratada, yeso, como en la forma de mineral anhidro, que se llama anhidrita.

Caliche. El caliche es un depósito por evaporación de aguas incrustantes que se presenta en forma de costras superficiales o de capas intercaladas con suelos, principalmente en zonas semiáridas. Su composición es carbonato de calcio mezclado con los componentes del suelo.

VI.-Rocas Metamórficas.

- a) Cuarcita. Véase fotografía Núm 22 pág. 105.- Roca muy dura, de textura granoblástica, constituida predominantemente por granos de cuarzo en trelazados. Es diferente de la mayoría de las areniscas porque la cuarcita se rompe a través de los granos y no alrededor de ellos. El color varía del blanco hasta el negro, pasando por crema, rosado, rojo y gris, pero la mayoría de las cuarcitas son de color claro.

La cuarcita se forma por el metamorfismo de la arenisca de cuarzo. Es una roca metamórfica ampliamente esparcida.

La arenisca con cemento de sílice ("cuarcita" sedimentaria) es difícil de distinguir de la cuarcita metamórfica, puesto que las dos se rompen a través de los granos. La distinción mediante el uso del microscopio petrográfico no es muy difícil, pues el cemento es por lo común fácil de distinguir de los granos de arena originales. La cuarcita metamórfica también puede distinguirse de la arenisca cementada con sílice por medio de las rocas asociadas con ella en el campo, pues la verdadera cuarcita está asociada con otras rocas metamórficas y la arenisca con otras rocas sedimentarias.

- b) Mármol. Véase fotografía Núm 23 pág. 105.- Roca granoblástica de grano fino o grueso, compuesta principalmente de calcita o de dolomita, o de ambas. Varios mármoles presentan una alteración bandeada de porciones claras y oscuras; otros presentan estructuras de brecha atravesada por vetillas de calcita.

El mármol es formado por el metamorfismo de la caliza y la

dolomita; si proviene de la dolomita contiene comúnmente silicatos — magnesíferos, tales como piroxena, serpentina y anfíbola.

- c) Pizarra y Filita. Rocas con grano muy fino, bien foliadas. A causa de su excelente foliación se dividen en hojas delgadas. Los granos — minerales son tan pequeños que sólo se identifican con el uso del microscopio o de rayos X. La pizarra es opaca en las superficies de — crucero, la filita es brillante y de grano grueso y contiene algunos granos minerales de suficiente tamaño para ser identificados a simple vista. La pizarra y en menor extensión la filita, presentan por lo común restos de rasgos sedimentarios tales como la estratificación, así como de grava y fósiles.

Abundan las pizarras y las filitas. La mayoría fueron formadas por el metamorfismo de las lutitas, pero otras se han derivado de las tobas o de rocas de grano fino.

- d) Cloritoesquisto. Roca verde de grano muy fino, esquistosa o apizarrada. Es generalmente una roca suave, de tacto graso y fácil de pulverizar, compuesta de clorita, plagioclasa y epidota, pero todas excepto la clorita, pueden estar presentes en granos demasiado pequeños para ser identificados. Pueden estar presentes restos de las estructuras volcánicas originales, tales como fenocristales y escoria.

Los esquistos de clorita son comunes. Son llamados a menudo esquistos verdes o, si su foliación es muy débil, piedra verde, debido al color de la clorita. La mayoría se ha formado por el metamorfismo del basalto o de la andesita y de sus correspondientes tobas, —

pero algunas se han derivado de la lutita dolomítica, del gabro y de algunas rocas ferromagnesianas.

- e) Micaesquisto. Roca esquistosa constituida principalmente por muscovita, cuarzo y biotita, en proporciones variables; puede predominar -- cualquiera de estos minerales. Las variedades más comunes son ricas en muscovita.

El esquisto de mica es una de las rocas metamórficas más abundantes. Como la pizarra, la mayoría de ellas se ha formado de lutitas y tobas, aunque algunas se derivan de la arkosa, de la arenisca arcillosa, de la riolita o de otras rocas. El esquisto representa un metamorfismo más intenso que el de la pizarra.

- f) Esquisto de Anfíbola. Roca esquistosa constituida principalmente por anfíbola y plagioclasa, con cantidades variables de granate, cuarzo o biotita. Es un derivado metamórfico común del basalto, del gabro, del esquisto de clorita y de rocas relacionadas con éstas.

Las pizarras y los esquistos de sericita, con graduación imperceptible de unas a otras se encuentran en los Estados de Hidalgo, Puebla y Veracruz, en las barrancas profundas cercanas a los linderos de esas entidades (barrancas de Huayacocotla y Vinazco) y en el camino de Vizarrón a Jalpan (Estado de Querétaro).

En los Estados de México y Michoacán (Tlalpujahuá, Jungapeo, la mayoría del terreno donde se desarrolla el sistema hidroeléctrico Miguel Alemán, Ixtapan de la Sal, etcétera), se han encontrado

grandes manifestaciones de pizarra sericítica, véase fotografía Núm. - 24 pág. 105 , con apariencia de esquistos en muchos lugares.

- g) Gneis. Véase fotografía Núm. 25 pág. 107 .- Roca de grano grueso, de - textura gnéisica, con lentes o capas distintas de diferentes minera- los. Es de composición mineral variable, pero el feldespatos es espe- cialmente abundante. Otros minerales comunes en el gneis son el cuar- zo, la anfíbola, el granate y la mica.

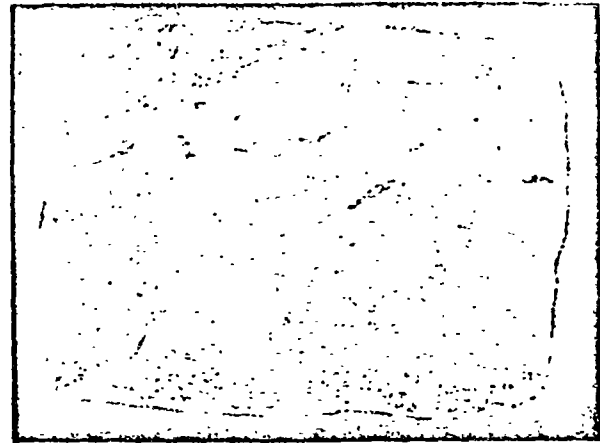
El gneis se encuentra entre las rocas metamórficas más abun- dantes. Puede derivarse de varias rocas diferentes: granito, grano- diorita, lutita, riolita, diorita, pizarra y esquistos, entre otras.

El gneis abunda en las zonas de la República donde se pre- sentan grandes masas de granito, cuando aquellas rocas se han deriva- do de éstas: zonas en los Estados de Oaxaca, Guerrero y Michoacán. — También se le ha encontrado, sin relación aparente con los granitos, en el cañón de Tomellín y en la Sierra de Ixtlán del Estado de Oaxaca.



Núm. 21.- TRAVERTINO

Edo. de Coahuila.



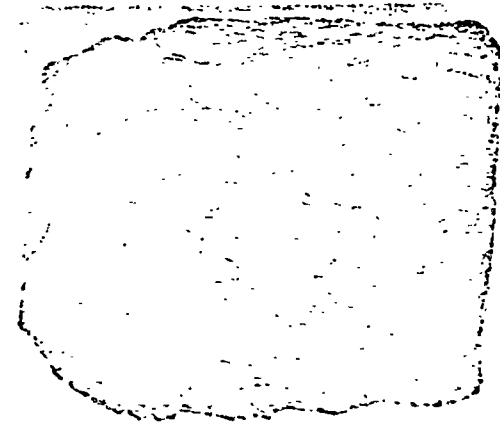
Núm. 22.- CUARCITA

Edo. de Sonora.



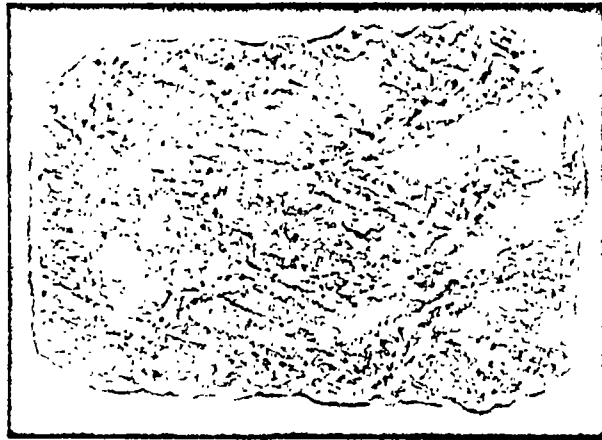
Núm. 23.- MARMOL GRIS

Edo. de Durango.



Núm. 24.- PIZARRA SERICITICA

Edo. de México.



Núm. 25.- GNEIS

Edo. de Oaxaca.

ESTABILIDAD DE TALUDES

Ponentes:

Ingenieros Alfonso Rico Rodríguez
Luis M. Aguirre Menchaca
Gabriel Moreno Pecero

I.- INTRODUCCION.

El presente trabajo tiene por objeto responder a los ordenamientos fijados a los autores por el Comité del Seminario de Terrace—rías y Pavimentos para Carreteras y Aeropistas, que se lleva a cabo en la Secretaría de Obras Públicas bajo la coordinación de la Dirección General de Laboratorios y Control de Calidad.

A.- Planteamiento del problema.

La acción de los agentes del intemperismo y otras fuerzas naturales, tanto por sus efectos mecánicos como químicos es siempre nive—ladora, en el sentido literal de que tiende a convertir la corteza terrestre en una superficie horizontal. Cuando se construyen cortes y terraplenes, el ingeniero tiene que tomar en cuenta que estas acciones se coordi—nan contra él y que sus esfuerzos han de dirigirse a contrarrestarlas; so—lamente con ese trasfondo podrá el ingeniero fundamentar debidamente sus métodos de trabajo en estos campos.

Cuando se enfrenta a la construcción de vías terrestres, el ingeniero encuentra problemas de estabilidad de taludes ligados tanto a la construcción de terraplenes como a la construcción de cortes.

Ambos casos, sin embargo, son esencialmente diferentes, — pues mientras los terraplenes se construyen con materiales en los que,

por lo menos en principio, se selecciona la calidad, en los cortes el ingeniero está atenido al uso riguroso de los materiales existentes "in situ", con toda la heterogeneidad con que la naturaleza los haya dispuesto; además, el terraplén es construido bajo normas que, por lo menos también en principio, dan lugar a una estructura que por su homogeneidad y control tiene un comportamiento más predecible, en tanto que en el corte la influencia del constructor es más limitada, especialmente en la distribución de los materiales, en su comportamiento mecánico y en la acción de todo un conjunto de factores naturales como el agua, por ejemplo, de fundamental repercusión en su comportamiento. Así la actitud del ingeniero debe ser diferente en un caso y en otro.

Los principales problemas en la construcción de los tipos de sección que se han mencionado pueden agruparse como siguen:

A-1.- Construcción de terraplenes.

En general, y por las razones que se han mencionado arriba, en la construcción de las vías terrestres la estabilidad de los terraplenes no suele ser fuente de problemas importantes y frecuentes; a ello contribuye también la baja altura que normalmente se requiere en este tipo de estructuras y los procedimientos de construcción en uso, en especial las técnicas de compactación. Los terraplenes carreteros comunican al terreno de cimentación en la generalidad de los casos presiones que son fácilmente soportadas por éste sin problemas de resistencia ni de compresibilidad. Existen sin embargo excepciones que pueden convertir en muy crítico algún caso particular. Estos casos especiales se comentan a continuación.

a). Terraplenes sobre suelos blandos.

En este caso el origen del problema está en la falta de sustentación adecuada en el terreno de cimentación, que se traduce en problemas de estabilidad emanados de la baja resistencia y en problemas de asentamiento causados por la compresibilidad. Estos problemas pueden ser muy graves aún para terraplenes de relativamente escasa altura (del orden de dos metros). Evidentemente el problema se agrava mucho cuando por existencia de tirante de agua, sobre-elevaciones en previsión de futuros asentamientos y accesos a puentes y pasos a desnivel, la altura de los terraplenes es mayor.

En realidad el estudio de estos casos corresponde al tema conectado con el terreno de cimentación y en la ponencia respectiva se analizaron los sistemas especiales que suelen adoptarse para su solución.

b). Terraplenes en cañadas de terrenos montañosos.

En estos casos dan lugar frecuentemente a terraplenes de gran altura que independientemente de otra consideración constituyen un caso delicado. La magnitud del problema está también muy relacionada con la suficiencia del drenaje de la cañada, su inclinación transversal, los materiales disponibles para construir el terraplén, los métodos constructivos adoptados y la inclinación de sus taludes.

c). Accesos a puentes y pasos a desnivel.

Este caso conduce también a veces a terraplenes muy altos sobre los que caben los mismos comentarios hechos en los incisos (a) y (b) y además tienen la particularidad del riesgo de falla frontal, lo que le da peculiaridades específicas.

d). Terraplenes en laderas inclinadas.

En ciertas ocasiones los terraplenes se desarrollan sobre terrenos naturales que tienen una fuerte inclinación transversal y en este caso se requiere adoptar para su estabilidad medidas especiales. Las condiciones se hacen más críticas cuando como es usual en estos casos existe agua susceptible de humedecer la zona de contacto entre el terraplén y la ladera, con lo que pueden comprometerse aún más las condiciones de estabilidad.

e). Terraplenes sobre terrenos licuables.

Este problema aunque se menciona en este lugar pertenece también básicamente al caso de condiciones desfavorables de terreno de cimentación y como tal ha sido tratado en la ponencia respectiva.

f). Terraplenes con riesgo de tubificación.

Este es un caso relativamente raro en carreteras, pero de gran peligrosidad que debe ser previsto cuando llega a presentarse.

La tubificación puede provenir de la acción del agua o de la acción de animales que construyen sus madrigueras y túneles de comunicación en el cuerpo del terraplén. El efecto del agua puede ser peligroso en terraplenes contruidos con material susceptible al fenómeno y que sirven de embalse o que durante lapsos dilatados mantengan a ambos lados agua a diferente nivel que al fluir a través del terraplén puede dar lugar al arrastre del material.

A-2.- Construcción de cortes.

Como ya se dijo, por su heterogeneidad los cortes pueden presentar problemas serios de estabilidad en la construcción rutinaria. Además de éstos, los principales problemas de tipo especial que se tienen en los cortes contruidos en las carreteras provienen de las siguientes situaciones:

a). Cortes altos.

Como es sabido la estabilidad de un talud depende de su altura, de manera que un corte alto representa una situación delicada por sí misma.

b). Laderas inestables.

Con bastante frecuencia es necesario practicar cortes en laderas inestables, es decir, que presentan un movimiento en la dirección de su inclinación. La inestabilidad puede provenir de un problema de lu-

bricación causado por agua y en ese caso las áreas en movimiento suelen ser de relativamente escasa extensión o pueden provenir de un auténtico "creep" generalizado, que afectará áreas mucho más extensas y masas de suelo mucho más grandes. El primer caso se tiene cuando existe algún contacto más o menos paralelo a la ladera entre un material superficial y otro más profundo muy impermeable, de manera que sea propicia la circulación de agua por el contacto, lubricándolo y produciendo un descenso local de la resistencia al corte que hace posible el deslizamiento. El "creep" o deslizamiento superficial lento y generalizado es debido a la pérdida de resistencia de las capas superficiales del terreno. Es evidente que la inestabilidad de un corte en una ladera inestable es independiente de la altura del mismo y de la inclinación de su talud.

c). Cortes sujetos a flujo de agua.

Por condiciones geológicas que se refieren a la disposición de las cuencas subterráneas, es muy frecuente que el flujo de agua por el interior de las masas de suelo se concentre precisamente en el lugar donde se ha efectuado un corte en ese caso los materiales que forman el corte quedan sujetos a los dos efectos perjudiciales de dicho flujo: la disminución de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos por la construcción del corte a causa del abatimiento de los esfuerzos efectivos y la acción de los empujes hidrodinámicos del agua que fluye a través de las rocas o suelos que forman el corte; estos dos efectos se suman para disminuir la estabilidad de la estructura.

d). Cortes en suelos erosionables.

La principal causa de erosión en los taludes es el agua. Cuando el corte está constituido por materiales del tipo friccionante, tales como las arenas, los limos de baja plasticidad o fragmentos de roca empacados en este tipo de suelos, en zonas de precipitación pluvial de 1^m importancia, el agua al correr sobre la superficie del talud arrastra los materiales deleznales deteriorando el talud y, en ocasiones, llegando a producir zonas de futura falla más o menos localizada.

En suelos arcillosos, la saturación de la arcilla superficial transforma a ésta en un lodo que llega a fluir con las mismas consecuencias. Los fragmentos empacados en arcilla se derrumban cuando ésta disminuye su resistencia al esfuerzo cortante por humedecimiento. Con estos mecanismos se producen verdaderos deslaves del material de corte que invaden la corona del camino perjudicando su drenaje y el funcionamiento general.

Ciertos materiales en contacto con el aire y la humedad ambiente se hidratan disminuyendo su resistencia y produciendo derrumbes locales. Las margas son un suelo típico que presenta este tipo de fenómeno.

En ocasiones, cambios de temperatura acentuados producen desprendimientos del material superficial del talud, como consecuencia de los desplazamientos relativos de las distintas capas que los constituyen; esto puede acontecer en esquistos y pizarras principalmente.

En zonas desérticas o en otras muy ventosas la acción eólica puede ser un factor en la erosión de taludes.

A-3.- Tipos de fallas.

A continuación se presentan en forma gráfica los tipos de falla más comunes, a los que se ha dividido en derrumbes, deslizamientos, flujos y fallas compuestas.

En la tabla 1 se incluyen las explicaciones correspondientes y los esquemas ilustrativos necesarios; ha sido tomada del Reporte Especial No. 29, titulado Landslides y publicado por Highway Research Board.

B.- Alcances de la Ponencia.

El desarrollo de este trabajo se ha llevado a cabo teniendo en mente que este tipo de problemas, por su índole propia, son objeto de estudios de carácter especializado; en consecuencia, se pretende exponer el tema estableciendo lineamientos generales sin detenerse en detalles, ya que el objeto que se persigue es proporcionar al ingeniero no especialista en este campo una ayuda que la permita reconocer los problemas y comprender mejor el sentido de las soluciones. El problema de los taludes tiene dos aspectos, que corresponden a la etapa de proyecto y a las situaciones emanadas de un talud ya construido, en el que la estabilidad se ve comprometida.

El primer aspecto se refiere sobre todo a los procedimientos analíticos de cálculo que permiten proyectar un talud sobre el papel. También se refiere a los criterios, basados en la experiencia previa, que

permiten adoptar una determinada inclinación para los taludes de un camino que se construirá posteriormente. En esta ponencia no se tratará el análisis numérico de estabilidad de taludes, que pueda consultarse en cualquier tratado especializado; en cambio se hará algo de hincapié en los criterios que se siguen para predecir la inclinación conveniente de los taludes con base en la experiencia; sin embargo el principal énfasis se dirigirá hacia los problemas de estabilidad de taludes en el campo, que se presentan durante la construcción o en los taludes ya construidos, pues se piensa que esos son los que enfrenta la mayoría de los ingenieros de la Secretaría en sus labores de rutina.

En primer lugar se presentará la práctica seguida actualmente en la Secretaría, tanto para enfrentar los problemas de proyecto como los constructivos; en segundo lugar se mencionarán algunas de las principales corrientes prevalecientes en el extranjero y en tercer lugar tratarán de establecerse algunas normas que permitan mejorar la práctica S O P.

II.- PRACTICA ACTUAL EN LA S O P.

A.- Problemas de proyecto.

Como ya se ha indicado el proyecto de un talud es susceptible de análisis numérico. Este se basa, prácticamente en todos los métodos actualmente en uso, en las siguientes ideas expuestas en relación a la figura 1.

La principal fuerza que define la tendencia del talud a deslizarse es el peso propio del material que lo constituye. Es evidente que todo intento de estudiar analíticamente el efecto de las diferentes fuerzas que influyen en la estabilidad de un talud implica un conocimiento previo de la superficie a lo largo de la cual ocurrirá eventualmente la falla. Este punto se ha debatido durante muchos años y los diferentes métodos de que hoy se dispone para el cálculo de la estabilidad de un talud se distinguen precisamente por la hipótesis que sobre la superficie de falla en ellos se adopta. De todos los métodos de uso común, el más popular es el sueco, que supone que el talud tiende a deslizarse sobre una superficie cilíndrica, cuyo trazo con el plano del papel es un arco de circunferencia. Supuesta dicha superficie de falla, una serie de fuerzas encabezadas por el peso propio del talud y entre las que figuran las posibles sobrecargas, las fuerzas de filtración provocadas por los empujes del agua que fluye por los poros del material que constituyen el talud, etc., tratan de provocar el deslizamiento; éstas son las fuerzas activas y aparecen marcadas en la figura 1 con la letra A. Otro grupo de fuerzas, que se desarrollan a lo largo de la superficie de deslizamiento

y que dependen de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, actúan - oponiéndose al movimiento del talud; esas fuerzas aparecen marcadas en la figura 1 con letra R, también pudiera haber fuerzas equilibrantes de - - otros tipos, como por ejemplo contrapesos al pie del talud, etc. Los análisis matemáticos de estabilidad consisten esencialmente en valuar los momentos de las fuerzas activas y las resistentes respecto al punto O, centro de rotación del sistema. Se define un factor de seguridad que es precisamente la relación entre el momento resistente y el momento motor así encontrados; como criterio práctico suele exigirse que dicho factor de seguridad sea, cuando menos igual a 1.5, si bien en la tecnología de carreteras es frecuente aceptar valores menores bajo el impulso de razones económicas o en aquellos casos en que un buen conocimiento de los materiales garantice la precisión de los valores numéricos que se manejan; otro criterio para disminuir el factor de seguridad es obviamente la ponderación de circunstancias favorables que pudieron prevalecer en un cierto caso. - Realizados los cálculos anteriores para una cierta superficie de falla supuesta (la figura 1 muestra uno de los infinitos círculos que sería posible trazar), surge la cuestión de si el factor de seguridad seguiría siendo el deseable para otra superficie de falla; la única forma de dilucidar esta duda es realizar los cálculos con esa superficie de falla. Se llega así a un método de tanteos en el que han de estudiarse los suficientes círculos hipotéticos de falla como para estar seguro de que se ha valuado el factor de seguridad mínimo posible correspondiente al talud en estudio.

La aplicación de las ideas anteriores tiene como pre-requisito fundamental un amplio conocimiento de la resistencia al esfuerzo cortante del material que constituye el talud, lo que no es posible lograr sin un programa completo de exploración, muestreo y pruebas de laborato-

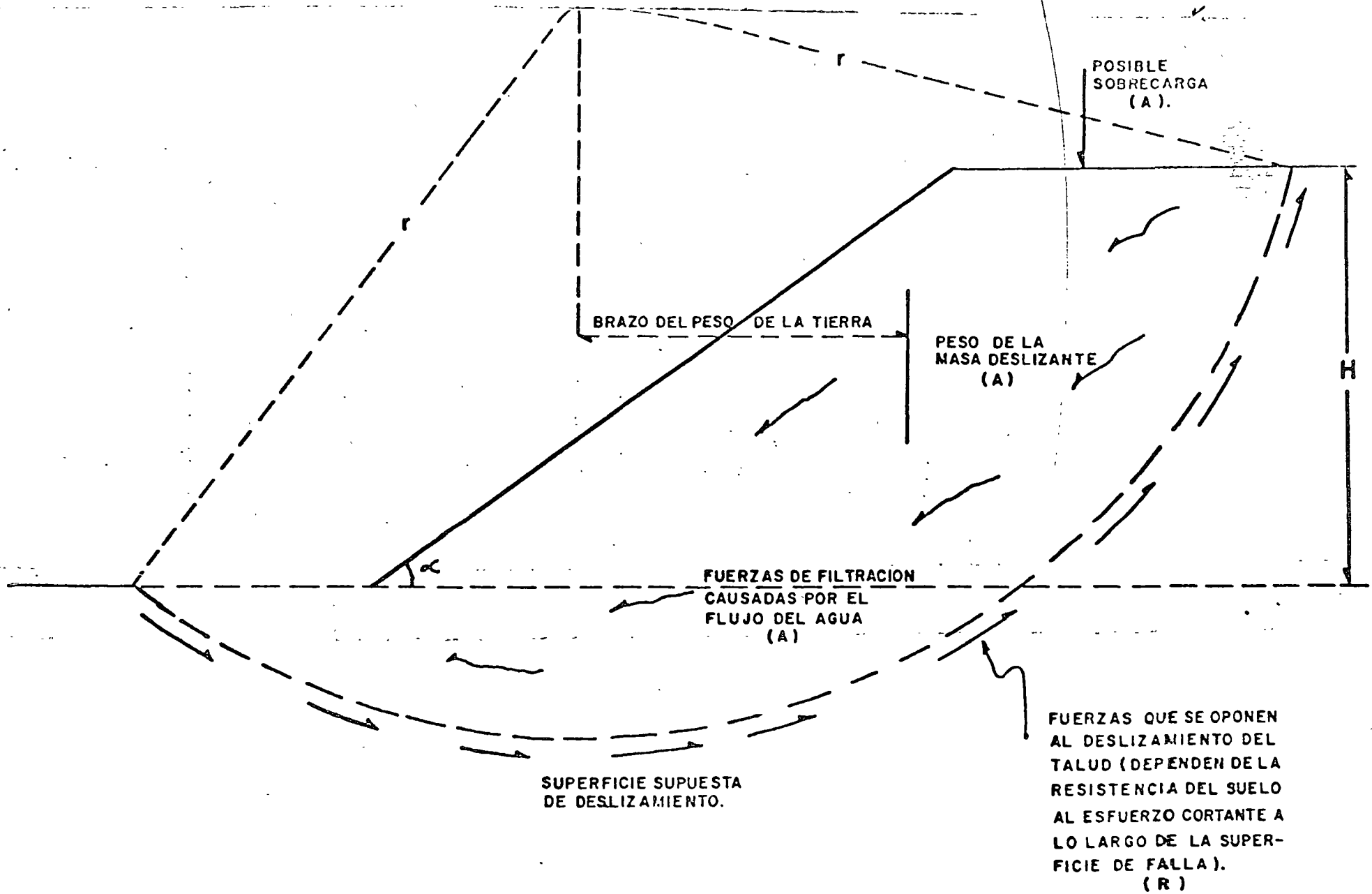


FIG. 1.- ESQUEMA DE LAS FUERZAS QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD.

rio.

También tiene la Mécanica de Suelos actual medios para cubrir de una manera satisfactoria este pre-requisito; los métodos de exploración, obtención de muestras inalteradas o la fabricación de especímenes representativos en el laboratorio y las técnicas de ensaye para investigación de la resistencia están lo suficientemente avanzados como para proporcionar datos de proyecto apropiados, sin contar con que la interpretación teórica de los mecanismos de resistencia ha progresado lo suficiente como para que hoy pueda hacerse un uso cada vez más adecuado a las diversas circunstancias de la vida de un talud, de toda la información que pueda extraerse del laboratorio. Sin embargo, el conocimiento de las propiedades mecánicas de detalle en cada punto de una carretera es prácticamente imposible, por lo menos en el grado de aproximación suficiente como para permitir un proyecto basado en métodos teóricos en cada corte o terraplén. Las razones de lo anterior son principalmente de orden práctico, - pues no se puede concebir un organismo encargado de la construcción de carreteras con las disponibilidades económicas, de personal, administrativas, etc., etc., que permitan una labor tan minuciosa. Desde este punto de vista, la carretera es el tipo de obra en que cualquier estudio que se proponga para un metro lineal, por sencillo y económico que sea, corre el riesgo de convertirse en utópico cuando se le aplique el multiplicador - constituido por todos los metros lineales de la estructura; en esto se diferencia de obras como la cimentación o la presa de tierra, en la que es posible aceptar una concentración de estudios mucho más alta sin ir contra la economía o contra el sentido común.

Por otra parte conviene insistir en que un tratamiento de-

masiado teorizante de los problemas geotécnicos de una obra vial puede — también fácilmente convertirse en estéril, en el sentido de que a un desmedido aumento en el monto del estudio efectuado no corresponda un aumento proporcional en el conocimiento y en la seguridad obtenidos; la razón de esto es doble: por un lado, se tienen las incertidumbres inherentes a cualquier teoría que se utilice y que son independientes del conocimiento que se llegue a tener sobre los materiales a que dicha teoría se aplique; en segundo lugar, ningún estudio de campo, por exhaustivo que sea, dentro de los límites de lo posible, evita que la información que al final de — cuentas se tenga, sea burda, tanto por los problemas de obtención o por los emanados de la interpretación. Desde luego que en la carretera sucede lo mismo que en tantas otras estructuras de tierra: en los terraplenes la estructura se construye con un material controlado en su extracción y colocación o que, por lo menos en principio, puede controlarse; en los cortes, por el contrario, es necesario trabajar con el material tal cual — la naturaleza en su infinita complejidad lo ha dispuesto: es entonces obvio que cualquier esfuerzo teórico tiene muchas mayores posibilidades de éxito en un terraplén que en un corte, en el cual la probabilidad de llegar a obtener datos de detalle muy apegados a la realidad es mucho menor.

Conviene insistir en que las ideas anteriores se aplican a la obra vial como un conjunto, pero no excluyen la necesidad que plantean algunos cortes y terraplenes especiales, de estudios teóricos realizados con todo detalle.

En las carreteras de la República Mexicana es muy común — que se tenga un porcentaje elevado de los cortes en roca, por lo que lo — antes afirmado cobra aún mayor valor, por el hecho de que en este respec-

to, las hipótesis en que se basan las teorías actuales de la Mecánica de Rocas en cuanto a estabilidad de taludes implica la realización de pruebas tanto de campo como de laboratorio que llevan prácticamente a la imposibilidad de su aplicación en la generalidad de los proyectos de los taludes en los cortes. En los estudios geotécnicos ha sido de gran ayuda la Geología, que permite hacer estudios de conjunto en las zonas que se consideran críticas, tomando fotografías aéreas de esas zonas e interpretándolas con el objeto de detectar fallas, fracturas, etc., y de observar los taludes naturales que tienen las formaciones rocosas; con base en — esos estudios y en la experiencia tenida se pueden decidir las características que conviene tengan los taludes.

Como consecuencia de todo lo anterior, los criterios para el proyecto de cortes y terraplenes en todos los países del mundo, hasta donde llega el conocimiento de los autores de esta ponencia, consisten en seguir las indicaciones de los ingenieros encargados de los estudios de campo para el proyecto de una obra vial, quienes proporcionan recomendaciones relativas a la inclinación de los taludes en los diversos cortes y terraplenes, basados en su experiencia anterior y en el conocimiento de los materiales. Se renuncia al estudio teórico de cada punto particular, con algunas excepciones en determinados cortes o terraplenes muy grandes.

En los países económicamente desarrollados estos criterios para proyectos suelen ser muy conservadores y es bueno y razonable que — así sea, ya que en estos países los volúmenes de tránsito y, en general, todos los factores que definen el índice de rentabilidad son tan altos, que justifican cualquier costo de construcción con tal de que la obra — vial no sufra interrupciones posteriores por fallas o derrumbes; además,

en estos países, los métodos tan mecanizados de construcción permiten movimientos de tierras relativamente económicos y oportunos, en tanto que las labores de afinamiento y limpieza o abatimiento de taludes, posteriores a la construcción, exigen el empleo de una mano de obra costosa y permiten una mecanización limitada.

En países menos desarrollados por el contrario, las recomendaciones de los ingenieros de campo suelen ser audaces. A ello concurren inclusive factores de orden psicológico, pues es sabido que en estos medios la rentabilidad de los caminos y las disponibilidades presupuestales no toleran costos de construcción muy elevados. Por otra parte, el criterio excesivamente audaz conduce generalmente a un gran número de fallas, tanto durante la construcción como en épocas subsecuentes. Es cierto que las interrupciones de tránsito que esto produce o los problemas de reconstrucción que implica no son en estos países tan graves como en los países de gran desarrollo, pero los autores de esta ponencia se preguntan si de cualquier manera el criterio audaz no ha sido llevado demasiado lejos en muchas partes, pues se ha visto que muchas carreteras proyectadas con taludes poco inclinados, de supuesto bajo costo, resultaron después de corregidos todos sus problemas, de un costo desde luego más elevado que si se hubiesen proyectado desde un principio, con un criterio algo más conservador y ello sin contar con los trastornos y dilaciones que las correcciones y reconstrucciones implican.

México se alinea definitivamente entre aquellos países cuya economía no permite la utilización de métodos demasiado conservadores. A la vez y para no caer en los riesgos que entraña el uso de criterios demasiado audaces, ha desarrollado ciertas normas de conducta que -

se juzga conveniente reproducir en lo que sigue.

Desde luego en México y dentro de las normas de la Secretaría de Obras Públicas, los estudios preliminares de campo incluyen un uso muy completo de los recursos que proporciona la Geología. Ello puede lograrse a relativo bajo costo y tiene en cambio repercusiones grandes sobre los criterios de proyecto. Con fotointerpretación se auxilian los estudios de elección de ruta, utilizando fotografías aéreas a escala cada vez menor en las distintas etapas del análisis, en que van quedando también cada vez en menor número de rutas posibles; se recorre detalladamente la ruta elegida, confirmando los puntos de vista de la fotointerpretación. La geofísica, que se aplica sistemáticamente en todo corte de más de 7 m. de altura y en problemas especiales, permite obtener una información previa de incalculable valor para el proyecto y fijar de un modo racional los procedimientos de construcción y ataque en los diferentes materiales.

Reconociendo que ha de dejarse al criterio de un ingeniero de campo, auxiliado por estudios someros y rápidos, la recomendación de la inclinación de cortes y terraplenes, así como la determinación de coeficientes de variabilidad volumétrica y otros datos geotécnicos que repercuten de un modo decisivo en los costos de la obra vial, la Secretaría de Obras Públicas se ha preocupado de que, por lo menos, el ingeniero de campo responsable de tales decisiones sea auténticamente un hombre de primera clase en esta actividad. Al efecto, la Secretaría de Obras Públicas ha procurado elevar el nivel técnico de su personal en sus diferentes actividades, fomentando en él los estudios post-profesionales; personal de este tipo es el encargado de dar las recomendaciones geotécnicas

de la obra vial y se supone que de esta manera se logra, a mínimo costo, disponer de un criterio de primera calidad detrás de las recomendaciones para proyecto, pues dado lo somero de los estudios que realiza, se reconoce que sus recomendaciones no pueden ser infalibles. Por esta razón - este grupo de ingenieros recorre después periódicamente la obra en construcción, modificando sus propias recomendaciones sobre la marcha, si ello es necesario

En el anexo No. 1 se presenta una tabla en la que se ilustra en forma general el criterio de la Secretaría respecto a la inclinación con que se diseñan comúnmente los cortes en los diversos materiales que se indican.

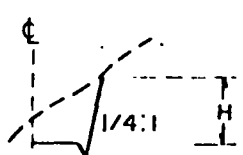
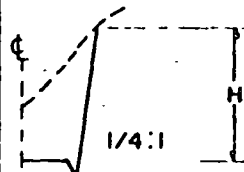
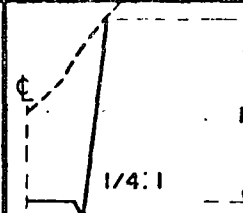
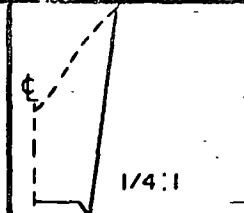
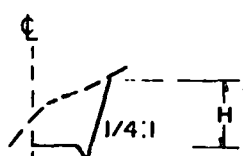
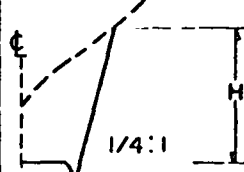
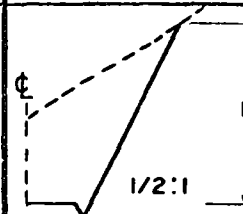
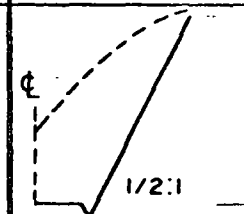
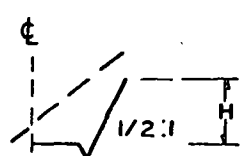
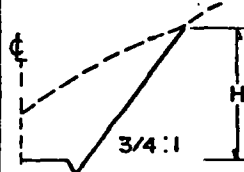
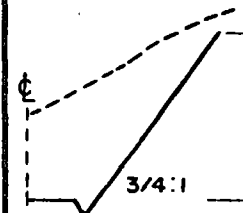
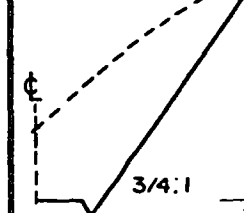
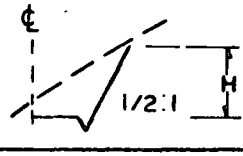
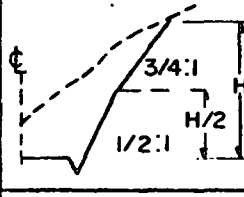
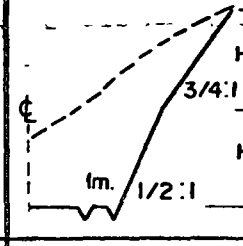
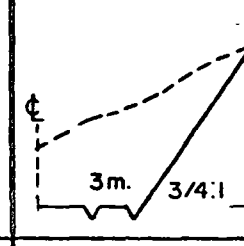
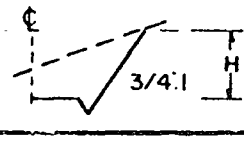
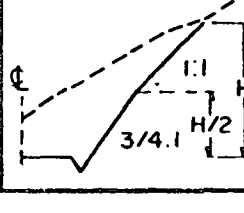
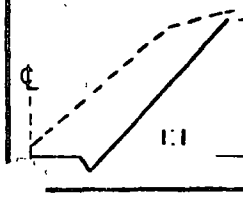
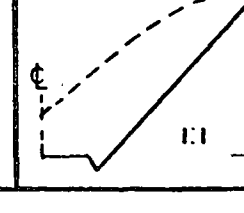
B. Problemas de campo.

Como ha sido expuesto en párrafos anteriores, los estudios geotécnicos que se realizan para definir la inclinación de un talud no pueden ser, por razones de orden práctico, demasiado detallados y minuciosos, pero aún cuando así lo fuesen, tampoco sería posible garantizar el que no se presentase ninguna falla. De hecho debe aceptarse como una condición normal que en la construcción de una obra vial, casi sin excepción, el ingeniero habrá de enfrentarse a un cierto número de casos en que la estabilidad del talud se ve comprometida. La experiencia en la construcción de carreteras, sin embargo, indica que el número de fallas que en este aspecto ocurren en ellas no exceden de un número razonable, a pesar de que el criterio adoptado para el diseño de la inclinación, como ya se ha manifestado, tiende al lado audaz. Con lo anterior no se pretende negar que existan algunos casos en donde las fallas pudieran haber-

se evitado de haberse contado con una mayor información o habiendo realizado una intervención más oportuna.

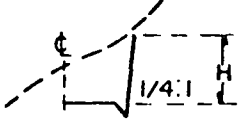
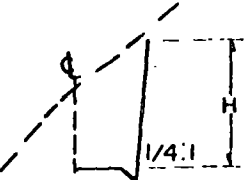
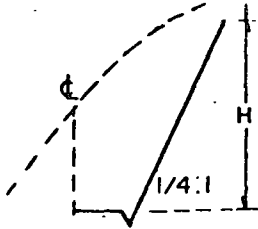
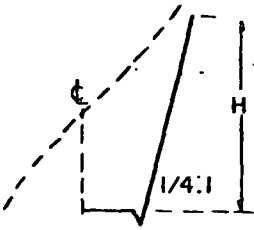
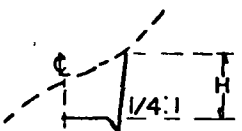
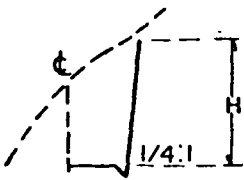
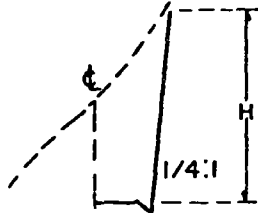
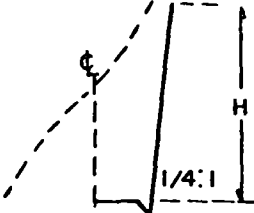
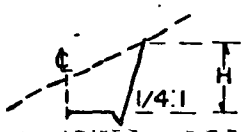
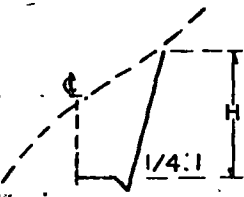
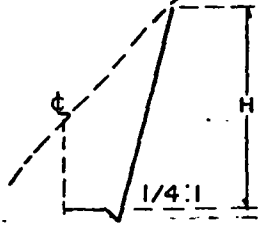
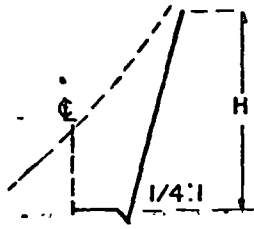
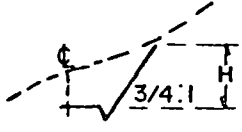
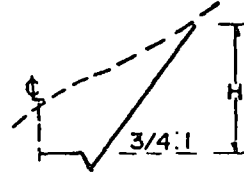
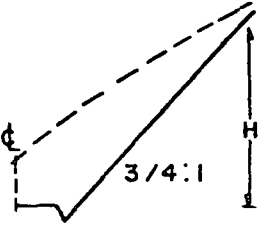
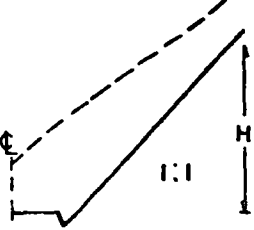
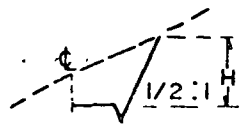
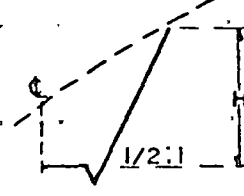
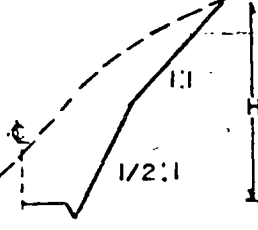
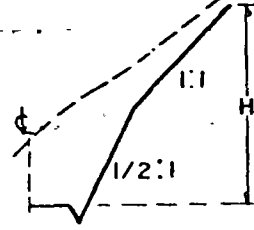
Lo anterior señala un hecho por demás evidente y es que en lo relativo a problemas de estabilidad de taludes es siempre más económico y conveniente prevenir una falla que corregirla. No es posible establecer reglas fijas que sirvan para detectar las zonas de estabilidad crítica por las que se desarrollará una obra vial y ello menos todavía si se toma en cuenta lo somero de los estudios que es práctico realizar; sin embargo existen algunas situaciones que se enlistan a continuación, en presencia de las cuales el ingeniero deberá aguzar su atención, puesto que muy frecuentemente serán indicativas de problemas de estabilidad; estas situaciones geotécnicas son las siguientes:

1. Corrientes masivas de lava subyacidas por rocas fuertemente fracturadas o por detritus volcánicos poco consolidados.
2. Corrientes de lava subyacidas por areniscas fácilmente erosionables.
3. Areniscas o calizas subyacidas por lutitas relativamente suaves.
4. Riscos sujetos a la erosión de olas o de corriente de agua.
5. Suelos cohesivos firmes o relativamente firmes subyacidos por suelos no cohesivos fácilmente erosionables por agua o

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Granito sano y masivo.					Descopetar a 1/2:1 la parte intemperizada - si la hay.
Granito sano fisurado en bloques.					Amacizar taludes según la disposición de los bloques.
Granito exfoliado, — grandes bloques empacados en arena.					No se considera recomendable la construcción de berma en el cambio de talud.
Granito exfoliado, — grandes bloques empacados en arcilla arenosa.					Se recomienda construir banqueta, con el objeto de recibir en ella los pequeños desprendimientos que normalmente se presentan.
Granito totalmente — intemperizado (tucuru guay).					Si el producto de la intemperización del granito es arena fina, limosa o arcillosa, se recomienda proyectar banqueta de 1 m. para recibir los fragmentos de los bloques para evitar su caída.

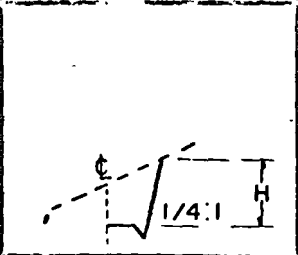
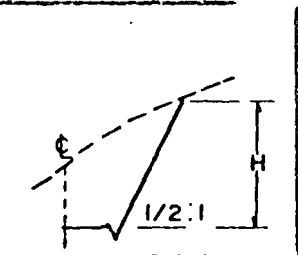
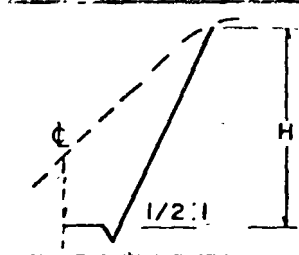
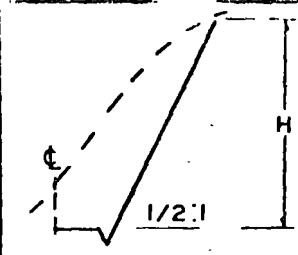
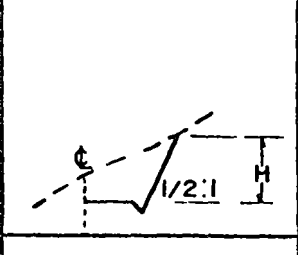
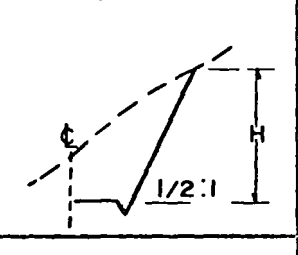
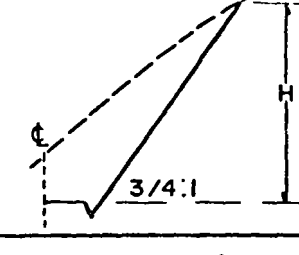
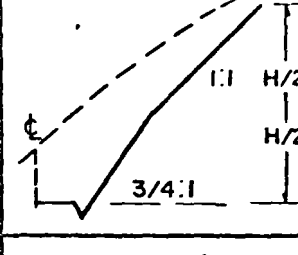
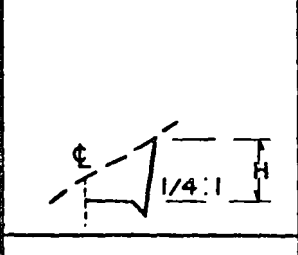
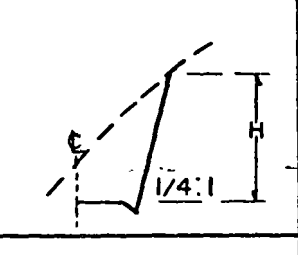
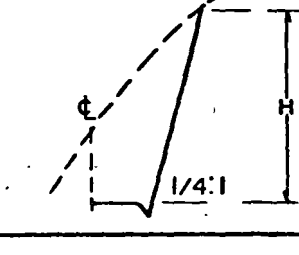
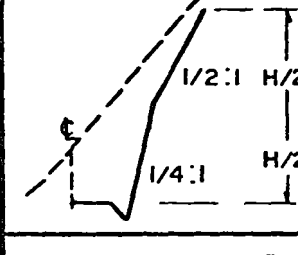
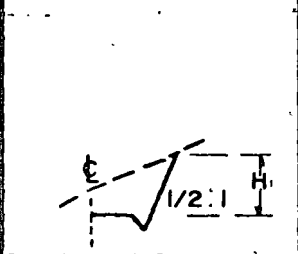
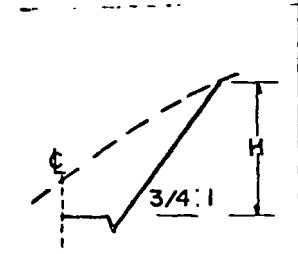
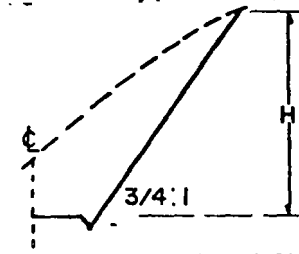
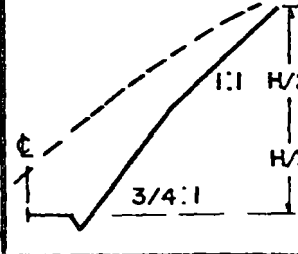
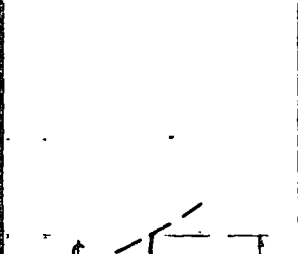
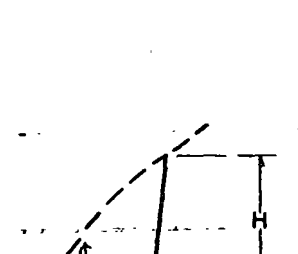
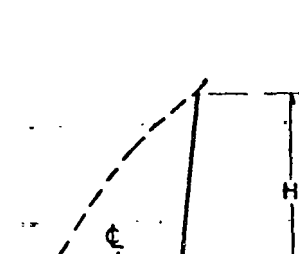
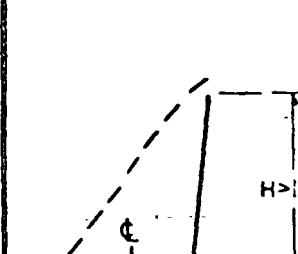
TALUDES RECOMENDADOS EN CORTES

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Dioritas.	Se recomienda tomar en cuenta las mismas observaciones que se hacen para los granitos, dependiendo del grano de intemperismo de la roca.				
Andesita fisurada, - sin alteración.					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de fisuramiento.
Andesita fracturada y poco alterada.					Se puede construir — berma de 4 m al cambiar talud, si la parte inferior del corte no contiene arcilla — en las fracturas y éstas están cerradas.
Andesita fracturada y alterada.					Se recomienda descope- tar con talud 1:1 la- parte superficial más alterada. Si existen flujos de agua deberá proyectarse un subdrenaje adecuado.

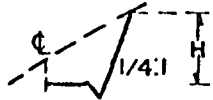
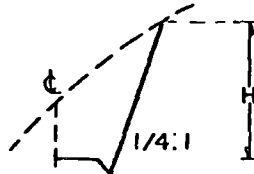
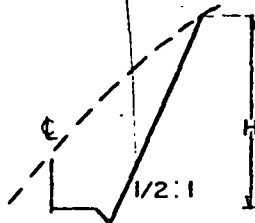
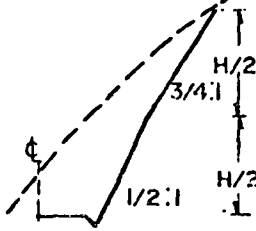
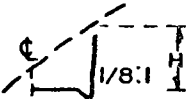
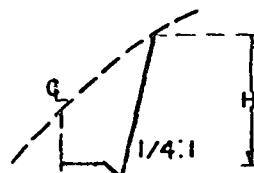
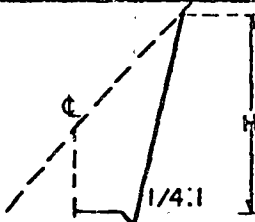
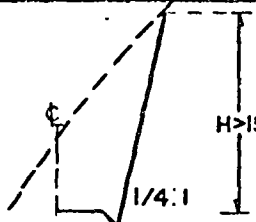
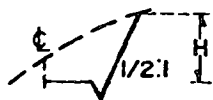
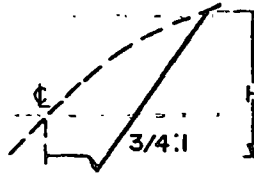
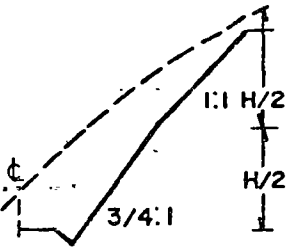
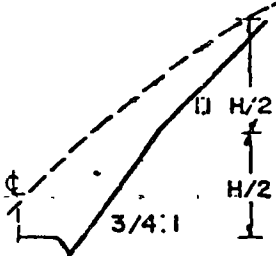
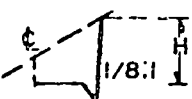
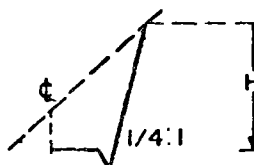
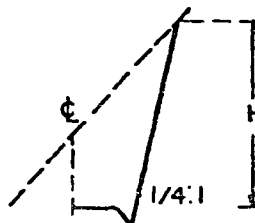
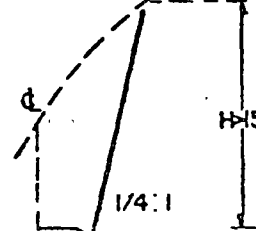


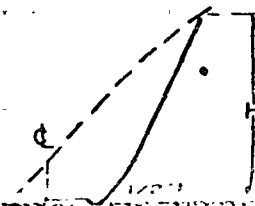
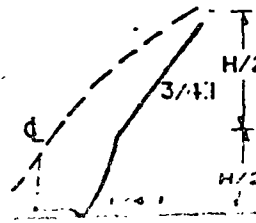
TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Riolitas sana o -- fracturadas en gran- des bloques, con sis- temas de fractura-- miento a 90° horizon- tal y verticalmente.					Se recomienda amaci- zar siguiendo los - planos de fractura- miento, así como de copetar a 1:1 la pa- te intemperizada.
Diabasa sana poco - fracturada.					Se recomienda amaci- zar.
Basalto fracturado, sano.					Descopetar 1/2:1 la- parte superior del corte si el fractura- miento es muy inten- so. Si hay una capa intemperizada, desco- petar 1:1
Basalto fracturado- en bloques de todos tamaños.					Si los fragmentos es- tán sueltos y sin - suelo, o empaçados - en arcilla o limo - suave con flujos de agua.
Basalto fracturado - en bloques de todos- tamaños.					Si los fragmentos es- tán empaçados en ar- cilla firme, sin que exista flujos de agua.

TALUDES RECOMENDADOS EN CORTES

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Basalto muy fracturado y en proceso muy avanzado de intemperización.					En zonas muy lluviosas se recomienda construir al pie del talud una banqueta de 1 m. para cortes hasta de 15 m. y de 3.0 m. para cortes mayores de 15 m.
Corrientes basálticas intercaladas con rocas piroclásticas y tezontles.		Se recomienda definir el contacto entre el basalto y las rocas piroclásticas para darle a cada uno su talud correspondiente. Las rocas piroclásticas requieren talud de 1:1 si se encuentran sueltas o de 3/4:1 si se encuentran compactas o son materiales muy gruesos.			
Tezontle masivo.					Si el tezontle es de grano fino y está suelto, se propone aplicar las mismas recomendaciones que para el resto de las piroclásticas.
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas.					Si están intemperizadas en la parte superior del corte, se recomienda descopetar el corte a 1/2:1
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas.					Si existe un flujo de agua importante, se recomienda construir barma de 4 m a la mitad de la altura impermeabilizando ésta.

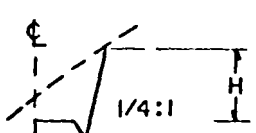
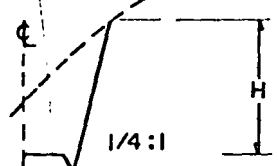
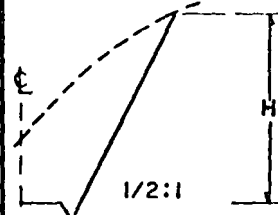
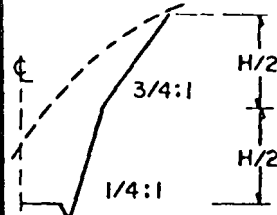
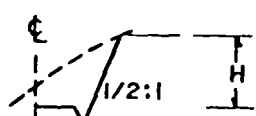
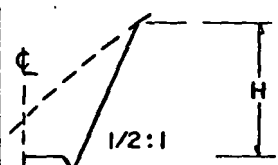
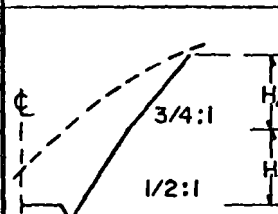
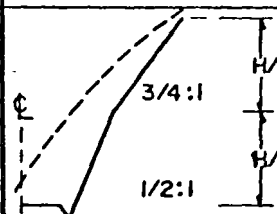

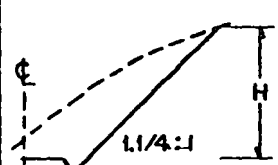
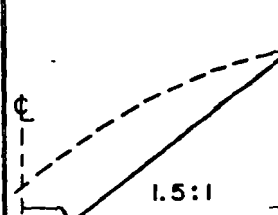
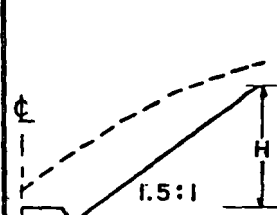
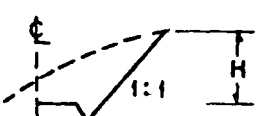
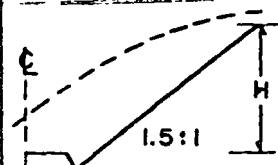
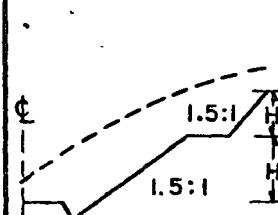
TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Tobas, tobas brechoi- des, riolíticas, an- desíticas o basálti- cas poco intemperiza- das.					Se recomienda descopetar a 3/4:1 la parte superior si el fracturamiento o intemperismo es intenso.
Tobas, tobas brechoi- des, riolíticas, ba- sálticas o andesíti- cas muy intemperiza- das.					Cambio de talud a la mitad de la altura - en cortes mayores de 15 m.
Lutita dura y resis- tente, con echado ca- si horizontal, poco fracturado.					No construir contra- cunetas si no son bien impermeables. - Descopetar a 3/4:1 la parte superior - más intemperizada.
Lutita suave de re- sistencia media muy fracturada.					No construir contra- cunetas si no son bien impermeables. Descopetar 1:1 la pa- te superficial más intemperizada.
Areniscas sanas fuer- temente cementadas, estratificación mal definida horizontal o a favor del corte.					Descopetar 3/4:1 la parte muy intemperi- zada.

TALUDES RECOMENDADOS EN CORTES

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Arenisca poco cementada, muy alternada con flujos de agua.					Descopetar 1:1 la parte superficial muy intemperizada.
Conglomerado brechoso de bien cementado, con matriz silicosa o calcárea.					Se recomienda araci-zar eliminando todos los fragmentos sueltos.
Conglomerado pobremente cementado con matriz arcillosa.					Si la matriz arcillosa se encuentra saturada o sujeta a fuertes cambios de humedad se recomienda para cortes mayores de 10 m construir banquetas de 1 m y bermas de 4 m, a la mitad de la altura.
Caliza fracturada - con echado casi a favor del corte con estratificación gruesa o mal definida.					Se recomienda descopetar 1:1 la parte superior al terada o muy fracturada.
Calizas sanas con estratificación fina horizontal o a favor del corte.					Descopetar 1:1

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Caliza intemperizada con flujo de agua.					Proyectar subdrena con contracunetas impermeabilizadas.
Caliza sana con echado contra el corte - entre 90° y 45°, con lubricante arcilloso entre estratos.	Dar el talud correspondiente al echado. Si la roca está muy fracturada, proyectar berma impermeabilizada de 4 m a la mitad de la altura. Contracunetas impermeables.				
Caliza muy fracturada e intemperizada.					Contracuneta impermeable.
Caliza sana poco fracturada con echado contra el corte entre 30° y 45°					Se puede considerar como si el echado fuera horizontal.
Caliza muy poco intemperizada y fracturada con echado entre 45° y 30° contra el corte.					Descascar la zona más fracturada a 1 Contracuneta impermeabilizada.

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Pizarras	Mismas recomendaciones que para calizas.				
Aglomerado medianamente compacto con finos no plásticos.					Contracuneta impermeabilizada para cortes mayores de 10 m; construir banqueta de 1.0 m en el pie del talud
Aglomerado medianamente compacto con finos plásticos.					Contracunetas impermeabilizadas. Para corte mayor de 15 m. proyectar banqueta de 4 m a la mitad de la altura.
Arenas limosas y limos compactos.					Descopetar 1:1 la parte superior más intemperizada si son materiales fácilmente erosionables deberá proyectarse talud de 1:1 y proteger con pasto.
Arenas limosas y limos poco compactos.					Contracuneta impermeable. Descopetar a 1:1 a la parte más intemperizada. Para cortes mayores de 15 m - proyectar banqueta de 3 m al pie del talud.

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Arenas limosas y limos muy compactos - (tepetate).					Descopetar la parte superior suelta.
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas).					Descopetar 1:1 la parte intemperizada; si existe flujo de agua proyectar subdrenaje.
Arcillas muy suaves expansivas y comprensibles.					Para cortes mayores de 1 m proyectar berma a la mitad de la altura bien drenada. *
Caolín producto de la intemperización de granitos o dioritas.					Cubrir con pasto el talud para cortes mayores de 8 m proyectar berma de 5 m bien drenada (altura máxima 16 m).
Arenas limpias poco o nada compactas.	Su ángulo de fricción interna con banquetta de 1.00 m. en la base.				Cubrir los taludes con pasto.

* La construcción de la berma requerirá de una contrapendiente con objeto de drenar el agua por medio de cunetas que deberán ser impermeables, pues si no lo son se podría temer una filtración que pondría en peligro la parte inferior del corte, al establecerse una superficie de falla ocasionada por la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del material por efecto de la filtración.

viento, por secado excesivo o por fuerzas de filtración de agua proveniente del interior.

Un hecho que el ingeniero de campo debe tener continuamente presente es que la construcción de la obra vial modificará las condiciones locales tanto geológicas como hidrológicas, de manera que cuando se juzgue la futura estabilidad de una cierta zona debe hacerse siempre tomando muy en cuenta los cambios que la obra vial habrá de producir. A continuación se enlistan algunos de los más típicos.

1. Restricción del flujo de agua por la construcción de bordos en laderas.
2. Transmisión de sobrecargas a estratos débiles próximos a la superficie del terreno.
3. Sobrecarga de estratos inclinados en terrenos en ladera.
4. Apertura de cortes demasiado próximos a la vertical en rocas inestables o suelos.
5. Remoción por corte de estratos potentes de suelos friccionantes, que, por ejemplo en un depósito de talud, actuaban como verdaderos respaldos de masas de material suave poco resistente.
6. Remoción por corte de masas de materiales friccionantes su prayacentes a estratos de suelo cohesivo blandos; la estabi

...lidad del conjunto estaba previamente garantizada por la -
fricción desarrollada en el contacto, la cual disminuye al
remover el manto superior.

7. Aumento de las fuerzas de filtración por cambios en la di-
rección o en el carácter del flujo provocados por cortes -
y terraplenes.
8. Exposición al intemperismo en los cortes de materiales fá-
cilmente atacables.
9. Remoción por corte del material en un largo depósito de ta-
lud sobre un manto de roca sana; al pie del corte el mate-
rial de talud tiende a deslizarse por falta de soporte la-
teral.
10. Aumento de cargas hidrostáticas bajo la superficie de un -
corte, cuando la superficie de éste puede helarse o cuando
queda total o parcialmente impermeabilizado.

En la tabla No. 2 se resumen algunas ideas prácticas que -
permiten reconocer un terreno susceptible de presentar fallas de estabili-
dad de taludes.

III. MÉTODOS PARA PREVENIR Y CORREGIR LAS FALLAS DE TALUDES.

La notoria complejidad de los factores involucrados en es-
te tipo de problemas, no permite establecer soluciones universales que de

antemano puedan garantizarse para la infinidad de casos que en la práctica suelen plantearse, por lo cual en lo que sigue se mencionarán únicamente aquellos métodos a que más comúnmente se recurre, indicando brevemente las ideas que los fundamentan.

1. Abatimiento de taludes.- El abatimiento de los taludes es uno de los métodos más obvios para mejorar su estabilidad. En las partes a, b y c de la figura 2, se ilustra este procedimiento en varias de las formas en que pueden realizarse cortes en la obra vial.

La idea fundamental del procedimiento es disminuir la magnitud de las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento, o sea el momento motor; esto disminuye obviamente la posibilidad de falla.

Aparentemente el abatimiento de los taludes produce en su los friccionantes una disminución también del momento resistente, pues en estos suelos la resistencia al esfuerzo cortante depende de la presión normal y ésta aparentemente disminuye al ser removido peso. La afirmación anterior no es necesariamente correcta, ya que el talud rebajado tiene siempre un círculo de falla crítico diferente del primitivo y probablemente más profundo (una posible variación del círculo de falla crítico aparece marcada con la línea punteada en la figura 2a.), por lo que la remoción de peso tiende a compensarse con el aumento de la masa deslizante (la verdadera ganancia del método estribaría en este caso en el corrimiento del centro del círculo hacia la derecha con la correspondiente disminución de los brazos de palanca de las fuerzas motoras). En realidad, no puede afirmarse categóricamente lo que sucederá al momento resistente en

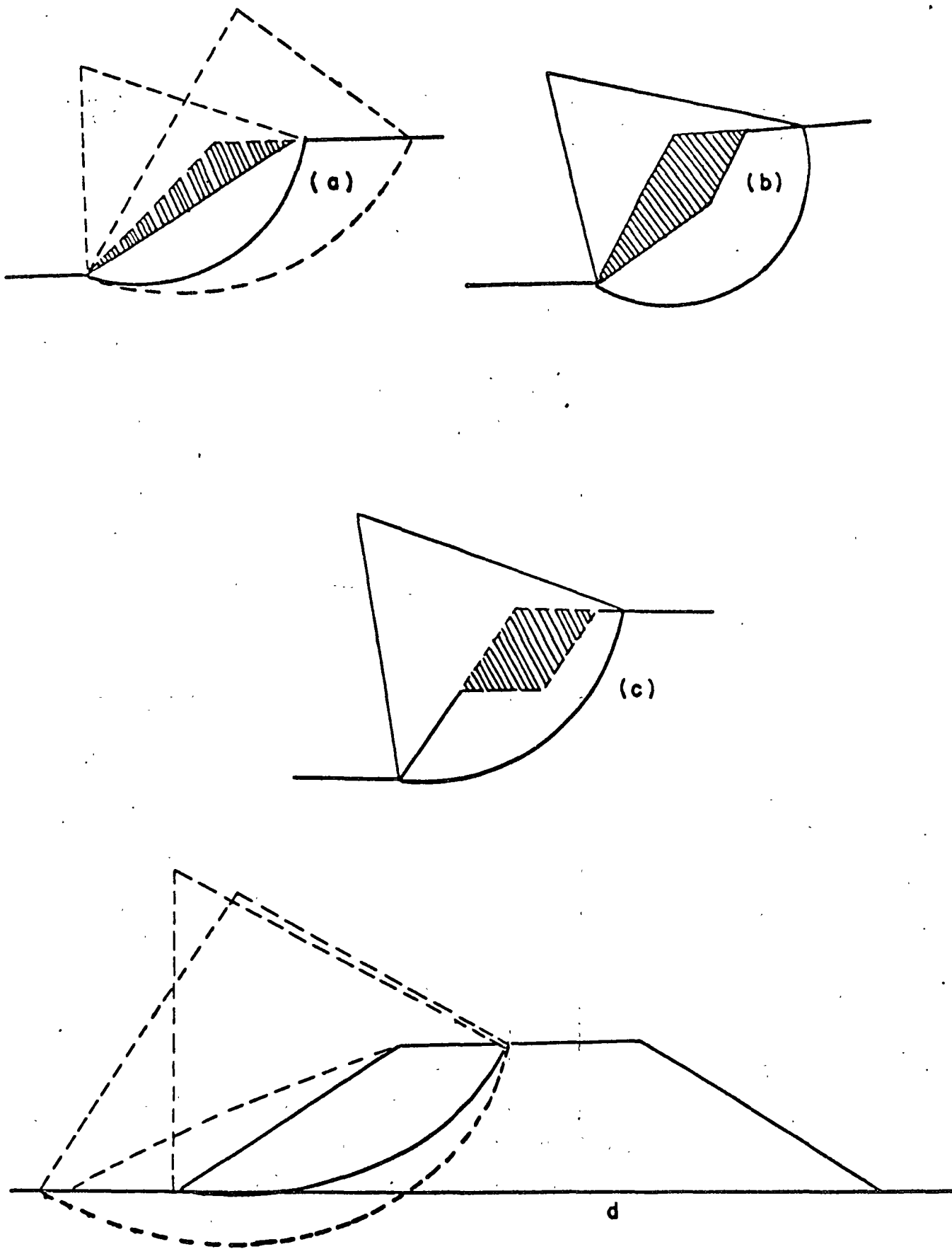


FIG. 2.— ESTABILIZACION DE TALUDES

un suelo friccionante al abatir el talud pero el factor de seguridad aumenta aunque no siempre en la misma medida.

El método se aplica de un modo ligeramente diferente a terraplenes, pues en este caso el abatimiento habrá de hacerse hacia afuera, sin restarle ancho a la corona. Puede verse en la parte "d" de la figura 2 que ahora el método si producirá, en general, un aumento en el momento resistente de los suelos friccionantes, tanto por aumento de sobrecarga como por aumento en el desarrollo de la superficie de falla; en suelos cohesivos el primero de estos factores no influye puesto que la resistencia al esfuerzo cortante es independiente de la presión normal.

El método está limitado, en caso de los cortes, al hecho de que la inclinación de la ladera natural que se está cortando no resulte parecida a la inclinación que se desea dar al corte, pues en este caso el movimiento de tierras resultará excesivo y la altura del corte desmesurada; en terraplenes la limitación principal está en el hecho de que haya espacio disponible para efectuar el abatimiento.

El abatimiento en terraplenes deberá hacerse de abajo hacia arriba compactando cuidadosamente el material, por capas, a partir de la nueva línea de ceros y formando una buena liga con el terraplén primitivo a base de pequeños escalones u otros trabajos de efecto similar.

2. Empleo de bermas.- La estabilidad de los terraplenes puede mejorarse adosándoles bermas, cuyo efecto puede darse como evidente después de la discusión planteada en el párrafo -
1. La limitación del método, que en esencia equivale a un

abatimiento de talud, estriba en que haya espacio en donde desarrollar la berma y en disponer de los materiales requeridos a un costo conveniente. La berma puede emplearse también en cortes, a veces con ventaja sobre el abatimiento.

3. Empleo de materiales ligeros.- Cuando se construyen terraplenes sobre terrenos compresibles suele mejorar grandemente sus posibilidades de estabilidad el empleo de materiales tales como los tezontles, las arenas pumíticas, etc., de bajo peso volumétrico, lo que produce un mínimo momento motor. Como estos terrenos de cimentación compresibles suelen ser cohesivos, la ligereza del terraplén no afecta al momento resistente y en cambio reduce mucho los asentamientos. El método está condicionado a la disponibilidad de materiales ligeros dentro de distancias de acarreo económicas.
4. Muros de retención .- En cortes y sobre todo en terraplenes se ha usado muy frecuentemente el muro de retención como estructura coadyuvadora a la estabilidad, pues con él se logra una disminución de la altura libre del talud y muy fácilmente una disminución de su inclinación. También se han usado mucho los muros de retención para detener cuerpos de talud en ladera, que de otra forma resultarían excesivamente extendidos. El método es bueno con tal de que el muro esté cimentado en un material que garantice su resistencia al desplazamiento horizontal. Además es necesario dotar

al muro de los elementos que permitan el flujo libre del agua a fin de evitar las presiones hidrostáticas sobre él.

5. Precauciones de drenaje.- Probablemente la principal fuente de peligro en cortes y una seria causa de problemas en terraplenes es el efecto del agua no debidamente controlada. Dicho efecto nocivo puede provenir del agua que fluya superficialmente o de la que lo hace por el interior del material. En los cortes, en el primer caso se tienen erosiones que pueden producir arrastres perjudiciales al tapar las cunetas, al dejar sin empaque boleos y fragmentos de roca y al producir cambios en la geometría que pueden en un momento dado amenazar la estabilidad de una porción del corte, bien sea desprendiendo lajas o produciendo secciones casi verticales en lugares aislados. Las cunetas y las contracunetas son seguramente los mejores remedios contra estos males; ha de insistirse, sin embargo, en la necesidad de construir correctamente estas obras auxiliares, pues una contracuneta permeable es una fuente de infiltración que marcará casi seguramente el inicio de una futura superficie de falla. La forestación con plantas de la región es otro medio excelente para proteger los cortes contra la erosión del agua.

El agua que se infiltra por el interior de las masas que forman un corte tiene un doble efecto sobre la estabilidad de éstos; en primer lugar, al producir un aumento de presión en el agua intersticial, disminuye la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos propiciado -

así las fallas. En segundo lugar al deslizarse entre las partículas del suelo genera sobre éstas, por viscosidad, empujes en la dirección del flujo que significan fuerzas suplementarias que amenazan la estabilidad de la estructura. En muchos casos reales este doble efecto puede cuantificarse siguiendo métodos desarrollados por la Mecánica de Suelos. Los drenes transversales de penetración en particular, el subdrenaje en general, son los medios más eficaces para controlar en taludes el efecto perjudicial de estas aguas subterráneas. Un subdrén al pie de un corte, al ofrecer una zona de mayor permeabilidad atrae líneas de flujo que de otra forma llegarían al frente del corte con los correspondientes efectos perjudiciales; además, intercepta trayectorias de flujo que de otro modo aflorarían en la corona del camino perjudicando posiblemente a las terracerías y al pavimento. Los drenes transversales de penetración son tubos perforados, formados con tubería de agua común de unos 5 a 10 cm. de diámetro, que se introducen en perforaciones previamente realizadas hacia el interior del corte, para captar y canalizar las aguas; existe equipo especial para fabricar las perforaciones casi a cualquier longitud conveniente; en México se han perforado drenes de hasta 100 m., pero en países del extranjero se ha llegado a 200 sin mayor dificultad. La separación de los drenes y, en general, el número de éstos es sobre todo un asunto de criterio y experiencia, dependiendo de las características geohidrológicas de la formación que constituye el corte, de la configuración general del agua subterránea deducida de estudios geológicos, de la observación de afloramiento de agua, manantiales, etc.

En la Fig. N°. 3 se ve un dren transversal de penetración en pleno trabajo.

Es conveniente hacer notar que una instalación de drenes horizontales pudiera estar trabajando con excelente eficiencia aún cuando el gasto en la boca de los drenes sea muy reducido o inclusive nulo, pues aun sin sacar agua pudieron estar cumpliendo la importante misión de disminuir las presiones en el agua dentro del corte, aumentando así la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y favoreciendo la estabilidad.

Las aguas superficiales en terraplenes producen efectos destructivos al erosionar los taludes; en ocasiones estas erosiones regresivas pueden amenazar seriamente las funciones más esenciales de la obra vial al invadir los acotamientos y aún las zonas de circulación. Las cunetas, los bordillos, los lavaderos y otras estructuras afines tienen efectos benéficos bien conocidos. Las aguas superficiales pueden causar grave daño a los terraplenes cuando las alcantarillas resultan hidráulicamente insuficientes o se tapan, pues en ese caso las aguas se remansan y el terraplén se ve amenazado o por efectos de tubificación o por arrastre mecánico directo, esto último especialmente cuando el terraplén llega a funcionar como vertedor. Las aguas profundas amenazan la estabilidad de los terraplenes especialmente cuando fluyen o brotan entre éstos y el terreno de cimentación. El caso es particularmente crítico en laderas inclinadas. El subdrenaje y los drenes horizontales son también las mejores armas para controlar estas situaciones.

En ocasiones se usan estructuras más complicadas para garantizar el drenaje de determinada zona de una obra vial. Entre éstas destacan la trinchera estabilizadora y la galería filtrante. La trinchera estabilizadora (Fig. 4) es una excavación que se realiza en la ladera



FIG. Nº 3

DREN HORIZONTAL EN PLENO TRABAJO

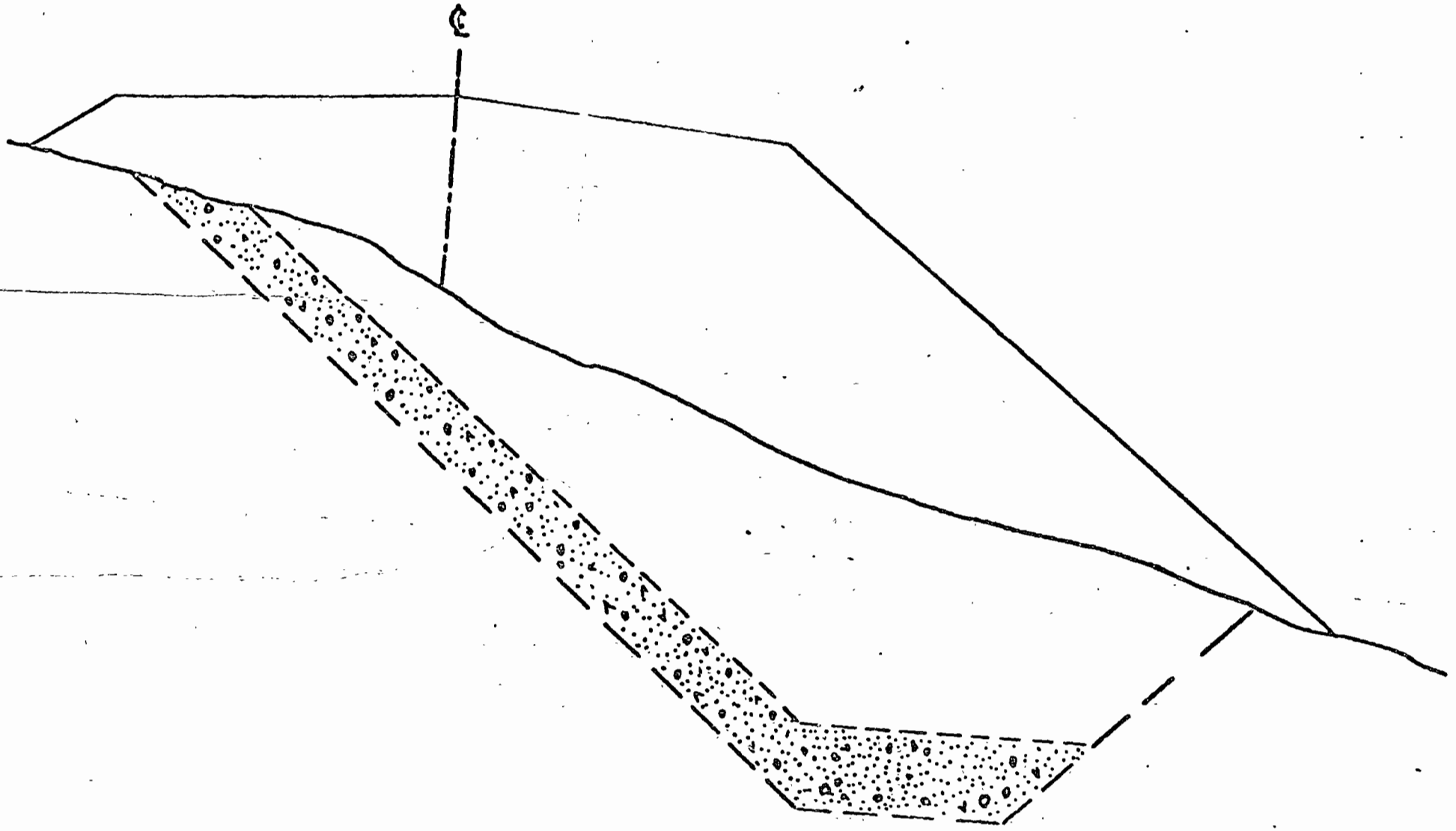


Fig. 4 - TRINCHERA ESTABILIZADORA

que se desea proteger, en la que se recubre de material filtro, el talud de donde proviene el flujo y el fondo de la excavación; un sistema de tubos desaloja a un lugar apropiado las aguas recolectadas. Una vez efectuada la excavación vuelve a rellenarse con material compactado hasta los niveles convenientes para el proyecto.

La galería filtrante es un túnel de drenaje que recoge las aguas en la zona de infiltración y las vierte a un lugar en que sean inofensivas, se construyen en forma similar a lo que es usual en la tecnología de presas de tierra.

Como comentario general cabe decir que las precauciones de drenaje superficial y profundo son el más eficaz medio de proteger una carretera contra fallas en cortes y terraplenes.

6. Tratamiento de la superficie del talud.- Se trata con estos métodos de dar estabilidad o aislamiento a la superficie de los taludes de cortes y terraplenes en aquellos casos en que, sin estar amenazada la estabilidad general de la estructura es inestable dicha zona superficial, sobre todo por efectos erosivos. En cortes se ha usado con frecuencia el concreto lanzado (gunita, gasocrete, etc.) que recubre el talud impidiendo el intemperismo y retiene zonas sueltas o fragmentos de roca en equilibrio precario; el espesor de recubrimiento está sujeto a la experiencia y criterio del ingeniero constructor. El anclaje con varillas de acero introducidas en perforaciones previas, selladas con mortero, cumple la finalidad de detener partes inesta-

bles de la superficie; existen muchas técnicas de anclaje sobre las que hay abundante literatura especializada. El recubrimiento de los taludes con malla anclada o guniteada es otro método que cubre los mismos fines; de efectos similares es la forestación del talud.

En la tabla No. 3 se resumen los métodos más comúnmente recomendados para prevenir y corregir fallas en cortes y terraplenes. Dicha tabla fue obtenida básicamente del reporte especial No, 29 del H.R.B., ya mencionado.

IV.- PRACTICAS EXTRANJERAS DE APLICACION EN LA TECNOLOGIA DE LA S. O. P.

Básicamente todas las ideas que se utilizan en las diferentes prácticas extranjeras para resolver problemas de estabilidad de taludes han sido asimiladas por la actual práctica S O P. Puede existir y de hecho existen diferencias en los medios para llevar a la práctica las diferentes ideas, así como en el énfasis o la frecuencia con que las distintas soluciones se aplican. Por ejemplo, soluciones con el empleo de trincheras estabilizadoras son muy socorridas en muchos lugares (como en el estado de California, por citar uno solo), en tanto que en México se han usado poco, sobre todo por razones de costo. Otro tanto puede decirse de las soluciones a base de galerías filtrantes o del empleo masivo de drenes de penetración transversal. La retención de terraplenes con muros ha sido ampliamente usada en el país, sin embargo, no se han utilizado algunos tipos especiales de elementos de retención, tales como muros celulares y celosías; la razón de esto es probablemente el uso todavía relativamente escaso de ciertos elementos prefabricados, que priva en nuestro me-

TABLA 3

RESUMEN DE METODOS PARA LA PREVENCIÓN Y CORRECCIÓN DE DESLIZAMIENTOS								
EFECTO EN LA ESTABILIDAD DEL DESLIZAMIENTO.	METODO DE TRATAMIENTO.	USO GENERAL		FRECUENCIA DE USO EXITOSO (1)			POSICIÓN DEL TRATAMIENTO EN EL DESLIZAMIENTO (2)	SUS MEJORES APLICACIONES Y LIMITACIONES
		PREVENCIÓN	CORRECCIÓN	FLUJO	DESPLAZAMIENTO	FLUJO		
NO SE AFECTA.	I Metodo para eludirlo. A- Relocalización.	X	X	2	2	2	Fuera de los límites del deslizamiento.	Es el mejor método si es económico. Se aplica fundamentalmente a tramos cortos en cantiles, (paralelos al centro línea).
	B- Construcción de viaducto.	X	X	3	3	3		
REDUCIENDO ESFUERZOS CORTANTES.	II Excavación (3) A- Remoción de la cabeza.	X	X	N	1	N	Parte superior y cabeza.	Grandes masas de material cohesivo. Roca sana. También grandes masas de material cohesivo en donde se remueva poco material en el pie.
	B- Abatimiento de los taludes.	X	X	1	1	1	Encima de la carretera o de la estructura.	
	C- Escalonamiento de taludes.	X	X	1	1	1	"	
	D- Remoción de todo el material inestable.	X	X	2	2	2	Todo el deslizamiento.	En masas superficiales relativamente pequeñas de material en movimiento.
REDUCIENDO ESFUERZOS CORTANTES Y AUMENTANDO LA RESISTENCIA AL CORTE.	III Drenaje A- Superficial 1) Cunetas	X	X	1	1	1	Encima de la corona.	Esencial en todos los tipos. Revestimiento de racas o delantal permeable para controlar el flujo. Benéfico en todos los tipos.
	2) Tratamiento del talud	X	X	3	3	3	En la superficie de la masa en movimiento.	
	3) Conformación de rasante.	X	X	1	1	1	En la superficie de la masa en movimiento.	
	4) Sello de grietas	X	X	2	2	2	Completo de la corona al pie.	Benéfico en todos los tipos.
	5) Sello de planos de juntas y fisuras	X	X	3	3	N	Completo de la corona al pie.	Aplicable a formaciones racosas.
	B) Subdrenaje. 1) Drenes horizontales	X	X	N	2	2	Localizado para interceptar y conducir las aguas subterráneas.	Grandes y profundas masas de suelo donde existe el flujo subterráneo.
	2) Trincheras estabilizadoras.	X	X	N	1	3		Masas de suelo relativamente superficiales con agua subterránea presente.
	3) Túneles.	X	X	N	3	N		Profundas y grandes masas de suelo con alguna permeabilidad.
	4) Pozos verticales de drenaje.	X	X	N	3	3		Masas profundas en deslizamiento, agua subterránea en varios estratos o lentes.
	5) Sifón continuo.	X	X	N	2	3		Usado principalmente como salida de trincheras o pozos de drenaje.

AUMENTANDO LA RESISTENCIA AL CORTE.	IX Estructuras de contención.								
	A- Apoyo en la base								
	1) Relleno de Roca	X	X	N	1	1	Base y pie	Roca sana o suelo firme a razonable profundidad	
	2) Relleno de tierra	X	X	N	1	1	Base y pie.	Cuando un contrapeso en el pie da resistencia adicional	
	B - Muros de retención comunes o en celosía	X	X	3	3	3	Base.	Masas movidas relativamente pequeñas o cuando la remoción del soporte sea despreciable.	
	C - Pilotes.								
	1) Fijos en la superficie de deslizamiento.		X	N	3	N	Base.	Se incrementa la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento en lo necesario para hacer fallar los pilotes.	
2) Sin fijar a la superficie de deslizamiento		X	N	3	N	Base.			
D - Anclas en roca.	X	X	3	3	N	Encima de la carretera o de la estructura.	Los estratos de rocas fijos entre sí por anclas.		
E - Banderillas en taludes.	X	X	3	3	N	Encima de la carretera o de la estructura.	Talud deleznable retenido por medio de una pantalla, la cual a su vez se ancla a una formación sólida subyacente.		
PRINCIPALMENTE AUMENTA LA RESISTENCIA AL CORTE.	X Métodos varios.								
	A - Endurecimiento de la masa deslizada.								
	1) Cementación o tratamiento químico.								
	a) En la base.		X	3	3	3	Base y pie.	Suelos no cohesivos.	
	b) En toda la masa deslizada		X	N	3	N	En toda la masa deslizada	Suelos no cohesivos.	
	2) Congelamiento.	X		N	3	3	En toda la masa deslizada.	Para prevenir movimientos temporales en masas relativamente grandes.	
	3) Electrólisis	X		N	3	3	En toda la masa deslizada.	Endurece al suelo al reducir el contenido de agua	
B - Uso de explosivos.		X	N	3	N	En la mitad inferior del deslizamiento.	Masa cohesiva relativamente superficial suprayaciendo a una masa de roca		
C - Remoción parcial del deslizamiento al pie.	-	-	N	N	N	Pie y base.	Superficie de deslizamiento fragmentada, los explosivos pueden también permitir que se drene el agua de la masa deslizada.		
							Solución temporal únicamente, generalmente disminuye la estabilidad del deslizamiento.		

- (1) : 1 - Frecuente.
 2 - Ocasional.
 3 - Raro
 N - No se considera aplicable
 (2) Relativa a la masa deslizada o potencialmente deslizada
 Exclusiva de los métodos de drenaje.

DESLIZAMIENTOS

dio. Esta misma razón hace que en la S O P haya sido poco utilizada la solución del medio viaducto o del viaducto completo volado, secciones - que, para su empleo económico, exigen una amplia disponibilidad de elementos prefabricados, y que, por otra parte, pueden ser excelentes cuando la obra vial se desarrolla por zonas acantiladas en las que o bien sea prohibitiva la excavación de una caja de corte o bien no convenga modificar el equilibrio general existente en el cantil, por temor a dar lugar a serios problemas de estabilidad. Tampoco se han usado nunca en México, más allá de la etapa de pruebas, los drenes verticales de arena para acelerar procesos de consolidación y ello, fundamentalmente por razones de costo.

Los túneles falsos, que se han usado con frecuencia en México en los ferrocarriles, pero no en las carreteras, se emplean en prácticas en muchos países extranjeros para proteger zonas de derrumbes. En lo que se refiere al tratamiento superficial de cortes y terraplenes, existen en muchas partes gran cantidad de sistemas patentados, cuyo uso específico nunca se ha intentado en México; la razón de esto es de nuevo el costo, aunado al problema que representan las patentes.

V.-COMENTARIOS.

1. Debe hacerse hincapié en el hecho de que una obra vial debe construirse, en lo que se refiere a estabilidad de cortes y terraplenes, con un factor de seguridad bajo, pues - ello conduce a un enorme ahorro de dinero, aunque sea a - costa de un cierto número de fallas, que ocurrirán además - probablemente durante el periodo de construcción; por lo - menos tal dice la experiencia de la S O P al respecto. -

A. Casagrande ha dicho que una carretera en la cual no ocurre ninguna falla de estabilidad de taludes, es una obra sobrediseñada, en la que por lo tanto se ha gastado dinero de más.

2. En cuestiones de estabilidad de taludes debe tenerse siempre muy en cuenta que la previsión de fallas es en cualquier caso más limpia y económica que su corrección. Ello no excluye los casos en que al balancear diversas rutas alternativas se encuentre conveniente adoptar aquella en la que se sepa habrá problemas de estabilidad; naturalmente que en este caso es imprescindible una buena valuación de dichos problemas con la ayuda de la Geología y la Mecánica de Suelos.
3. La evolución de la técnica en general y de la Mecánica de Suelos y de Rocas en particular, han hecho que hoy se disponga de soluciones económicas apropiadas para casi cualquier caso particular con resultados satisfactorios. Ya no se justifica el tratamiento de los problemas de estabilidad de taludes al margen de la opinión del especialista geólogo y de suelos.
4. El drenaje sigue siendo el arma más efectiva para resolver la mayor parte de los problemas ligados a la estabilidad de los taludes.

5. Siendo los problemas de estabilidad de taludes una cuestión con buena dosis de empirismo, la correcta información sobre el comportamiento de las estructuras existentes es de valor vital para los especialistas en esta materia. No existe en la S O P un procedimiento organizado para centralizar estadísticamente dicha información, por lo que en esta ponencia se propone que el cuestionario que aparece en el apéndice de la misma sea enviado por la Superioridad para que los residentes de construcción, los superintendentes de conservación, los representantes en Juntas Locales y los Jefes de Laboratorio lo contesten y remitan a la Dirección General de Proyectos de Vías Terrestres para su centralización y estudio. *

* Esta medida no ha sido aceptada oficialmente, por lo cual no se pretende, al anexar el cuestionario, que éste sea contestado, sino ilustrar exclusivamente el pensamiento de los autores y el Escenario.

CUESTIONARIO

- 1.- Indique qué tipo de tramo o frente de obra va usted a reportar en este cuestionario, señalando la longitud cubierta (en corte, en terraplén), tipo de terreno, características del camino, inclinación de proyecto de los taludes y otros detalles de interés.
- 2.- ¿Cuál es el costo aproximado por año o durante el periodo de construcción, según el caso, en el tramo a que se refiere este reporte? Proporcione el costo de las fallas emanadas de correcciones al proyecto original.

a) \$	0.00	a \$	100,000.00
b)	100,000.00	a	200,000.00
c)	200,000.00	a	300,000.00
d)	300,000.00	a	500,000.00
e)	500,000.00	a	750,000.00
f)	750,000.00	a	1.000,000.00
g)	1.000,000.00	a	2.000,000.00
h)	2.000,000.00	a	3.000,000.00
i)	3.000,000.00	a	5.000,000.00
j)	>5.000,000.00		

- 3.- Cite datos para los siguientes conceptos en el periodo a que se refiere este informe.

- a) Pérdida de vidas.
- b) Número de personas heridas.
- c) Costo de relocalizaciones para evitar deslizamientos.
- d) Costo de cualquier otra medida preventiva que se haya usado.
- e) Estimación de daños producidos por deslizamientos, no incluidos en los incisos anteriores.

4.- Respecto al periodo de este informe indique:

- a) ¿Lluvias particularmente fuertes?
- b) ¿Fue el clima particularmente severo?
- c) ¿Hubo sequía extrema?
- d) Otros aspectos que considere importantes.

5.- En el periodo cuántas fallas fueron por:

- a) Derrumbes
- b) Deslizamientos
- c) Flujo

6.- La mayoría de las fallas ocurrieron en:

- a) Roca sana
- b) Formaciones de roca alterada
- c) Suelos

7.- Señale el kilometraje, tipo y volumen removido en las principales fallas ocurridas.

8.- ¿Cuál sería la causa principal que usted citase en relación a las fallas reportadas?

- a) En derrumbes
- b) En deslizamientos
- c) En flujos

9.- ¿Qué porcentaje de fallas ocurren bajo cada una de las siguientes condiciones?

- a) En laderas naturales próximas al camino.
- b) En laderas naturales, pero aparentemente motivada por un corte.
- c) En terraplenes por erosión de un pie causada por una corriente de agua.
- d) En el cuerpo de los terraplenes.
- e) En los taludes de los cortes.
- f) En secciones en balcón afectando al terraplén.
- g) En fallas antiguas activadas por la construcción del camino.
- h) Otras.

10.- ¿Encuentra usted alguna relación entre la ocurrencia de flujo subterráneo y las fallas que reporta?

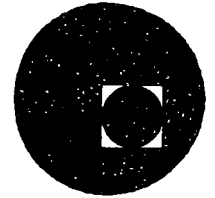
11.- ¿Qué formaciones estratigráficas ha encontrado usted particularmente susceptibles de fallar?

12.- ¿Qué métodos de prevención o corrección de fallas le han -
dado mejor resultado?

- a) Derrumbes.
- b) Deslizamientos.
- c) Flujo.



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



INGENIERIA GEOLOGICA

ANALISIS DE LA DEFORMABILIDAD Y RESISTENCIA
DE LOS MACIZOS ROCOSOS MASIVOS Y ES-
TRATIFICADOS

DETERMINACION IN SITU DE LA PERMEABILIDAD
DE SUELOS Y DE LAS ROCAS

ING. LEOPOLDO ESPINOSA GRAHAM

JULIO, 1978.

ANALISIS DE LA DEFORMABILIDAD Y RESISTENCIA DE LOS MACIZOS ROCOSOS MASIVOS Y ESTRATIFICADOS

Por : Leopoldo Espinosa Graham
Julio 12, 1978

1. INTRODUCCION

1.1 Tipos de macizos rocosos

Para efectuar los análisis de deformabilidad y resistencia de los macizos rocosos debe hacerse una caracterización de los mismos adecuada a los métodos de análisis de las deformaciones y esfuerzos inducidos por la construcción de las obras subterráneas o superficiales.

(a) Masivos elásticos

La roca es masiva si el espaciamiento entre sus juntas y fallas es del orden o mayor que las dimensiones críticas de la obra (en obras subterráneas es la anchura, generalmente y en obras a cielo abierto es la altura de sus taludes) o si la unión a través de sus juntas y fallas tiene una resistencia comparable a la de la roca intacta. La roca se considera masiva elástica cuando, además de poseer las características de la roca masiva mencionadas, no se observan evidencias de reducción de las secciones transversales o longitudinales de las obras subterráneas o a cielo abierto; o evidencias ~~de~~ notables de deformación en cimentaciones; y cuando estas reducciones y deformaciones existen, pero son insignificantes.

(b) Masivos inelásticos

La roca es masiva inelástica cuando sus características son las de una roca masiva y además, cuando ~~se construyen~~ ^{al construir} en ella obras subterráneas o a cielo abierto se observan evidencias de deformación hacia el interior de las obras como levantamiento del piso, reducción de la anchura, deformación del techo en obras subterráneas y, en general, cualquier deformación notable a partir del cambio de los esfuerzos producido por cualquier tipo de obra.

(c) Estratificados elásticos

En este tipo se incluyen las rocas sedimentarias cuyos estratos son de espesor pequeño y las metamórficas foliadas con capas aproximadamente paralelas y cuyas fronteras entre capas son planos de debilidad, es decir, cuando los planos que separan los estratos no se encuentran cementados. La roca intacta o materia rocosa que constituye los estratos tiene comportamiento relativamente elástico.

(d) Estratificados inelásticos

Este tipo de macizo difiere del anterior en el comportamiento inelástico de la roca que constituye los estratos. Son ejemplos de este tipo de roca las formaciones sedimentarias de carbón; las lutitas petrolíferas; y algunas formaciones estratificadas de potasio y halita que tienen es-

tratos que están débilmente unidos.

(e) Fisurados y fracturados

Este tipo comprende los macizos rocosos que tienen más de una familia de juntas y quedan, por tanto, divididos en paralelepípedos o bloques de otra forma geométrica. La mayor parte de las rocas de este tipo está constituida por materiales fisurados y fracturados. Por tanto, sólo cuando las discontinuidades se han cementado o cuando el espaciamiento de éstas es muy grande se clasifican como rocas masivas.

(f) Macizos competentes

Son los macizos rocosos masivos, estratificados o discontinuos que debido a sus características físicas y geológicas pueden excavarse, manteniéndose estables sin soportes estructurales, excepto los pilares y las paredes del terreno natural (los puntales, y el troquelado liviano y el anclaje de tensión - rock bolting - no son considerados soportes estructurales).

(g) Macizos incompetentes

Cuando en una masa rocosa son necesarios soportes estructurales para mantener estable una obra, queda comprendida dentro de la clase de los macizos rocosos incompetentes. Así los macizos discontinuos pueden ser incompetentes si sus discontinuidades tienen un espaciamiento pequeño en relación con el ancho de la dimensión crítica

(véase el inciso 1.1 (a) pág 1) de la obra. Por otra parte, una roca puede comportarse como competente en una obra y como incompetente en otra de mayores dimensiones o en condiciones de esfuerzo diferentes. Las masas rocosas estratificadas y aún las masivas pueden ser ~~in~~competentes, por ejemplo, cuando la obra es superficial e incompetentes cuando es una obra subterránea o a tajo abierto excavada a una profundidad tal que los esfuerzos inducidos rebasen su resistencia. Dentro del grupo de rocas masivas incompetentes quedan comprendidas las rocas expansivas que tienden a cerrar las excavaciones y hacen, por tanto, el uso de soportes estructurales para evitar la deformación.

1.2 Parámetros fundamentales del comportamiento de los macizos rocosos

En excavaciones subterráneas son importantes en el comportamiento de los macizos rocosos los parámetros siguientes:

- La resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
- RQD (Rock quality designation) Índice de calidad de la roca
- El espaciamiento de las discontinuidades
- La orientación de las discontinuidades
- Las condiciones de las discontinuidades
- El flujo de agua subterránea.

En los análisis de comportamiento de taludes son fundamentales:

- La orientación de las discontinuidades
- Las condiciones de las discontinuidades
- El flujo de agua subterránea
- Posición de los niveles piezométricos

A continuación se describen y cuentan cada uno de los parámetros antes mencionados.

(a) Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta. Se toma en cuenta como fundamental al analizar el comportamiento de un macizo rocoso al construir una obra subterránea por varias razones: Si las discontinuidades están muy espaciadas y el material es poco resistente las propiedades del material intacto regirán el comportamiento del macizo. Las propiedades de la roca intacta es importante si las fisuras o fracturas no son continuas y se emplean máquinas para realizar la excavación. Finalmente, una muestra de material rocoso o roca intacta representa a pequeña escala al macizo rocoso ya que ambos han soportado los mismos procesos geológicos.

(b) La determinación en el laboratorio de la resistencia a la compresión triaxial es una prueba estandar de laboratorio en especímenes cilíndricos.

(c) R_{QD} es un índice de la calidad de la roca ya que es una medida indirecta del grado de fracturamiento y alteración de la masa rocosa. Consiste en calcular el porcentaje del material recuperado, pero sólo se toman en cuenta los tramos de núcleo sanos y resistentes mayores de 10 cm. Es empleado como una base para seleccionar el tipo de soportes temporales de excavaciones

subterráneas aunque por sí sólo no da una idea completa del comportamiento que puede esperarse de la masa rocosa

(c) El espaciamiento de las discontinuidades. Este parámetro es de gran importancia ya que una roca con discontinuidades muy juntas es de baja resistencia aunque el material rocoso o intacto sea de alta resistencia. El espaciamiento debe determinarse en cada familia de juntas y no en el mismo terreno con recuperación de núcleos. Usualmente existen más de una familia de discontinuidades. Las discontinuidades incluyen diaclasas, fallas y planos de estratificación.

(d) Condición de las discontinuidades. Esta característica incluye tanto la abertura, como la rugosidad y el relleno de las discontinuidades y si es continua o no. La relación con la resistencia al deslizamiento es directa.

(e) Orientación de las discontinuidades. Muy importante en obras subterráneas y fundamental en la estabilidad de los taludes rocosos. La influencia de la orientación en la estabilidad de excavaciones subterráneas y a cielo abierto será tratada en el capítulo nº 3.

(f) Flujo de agua subterránea. En excavaciones subterráneas el flujo al interior de la obra es un parámetro importante en la construcción y en la estabilidad. En los taludes de las excavaciones a cielo abierto constituye una de las fuerzas que provocan la falla o deslizamiento de las masas inestables.

(g) Niveles piezométricos. Al igual que la características anterior es importante en el cálculo de las fuerzas que producen el deslizamiento de los taludes.

2. RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LA ROCA MASIVA COMPETENTE

2.1 Introducción

En obras a cielo abierto pequeñas que requieran de excavaciones en roca masiva competente los taludes son, generalmente, estables, en estos casos se emplean los análisis de estabilidad comunes a la mecánica de suelos y no serán tratados aquí. En excavaciones a cielo abierto muy grandes es mayor la probabilidad de ocurrencia de discontinuidades que afecten la estabilidad del macizo que dejará de considerarse masivo. En tal caso ~~pe~~ los métodos de análisis adecuados son los de los macizos rocosos discontinuos: estratificados o fisurados.

En este capítulo se tratará principalmente de los análisis de esfuerzos y deformaciones en obras subterráneas y los parámetros geométricos y mecánicos que intervienen.

2.2 Análisis de deformabilidad y resistencia en obras subterráneas

(a) Parámetros geométricos y mecánicos que intervienen

En roca masiva las obras subterráneas se diseñan de modo que los esfuerzos máximos que se generen al construir la obra no alcancen los niveles de resistencia de la roca y/o valores que produzcan deformaciones importantes hacia el interior de la obra.

En otras palabras, en roca masiva competente el diseño de las excavaciones subterráneas consiste en la determinación de: el máximo esfuerzo que induce la obra en el macizo y la resistencia o capacidad de la roca a soportar un cierto nivel de esfuerzo sin deformarse notablemente ni fallar.

Los parámetros necesarios para el análisis de los esfuerzos y deformaciones que induce una obra subterránea son: la geometría de la obra; la deformabilidad de la roca dada por sus parámetros elásticos ($E =$ módulo de elasticidad y $\nu =$ relación de Poisson) o inelásticos; y el estado de esfuerzos existentes en el sitio antes de la excavación. Además de la geometría de la obra es necesario conocer las condiciones de operación por las cargas, presiones que pueden existir ^{o generarse} y los requerimientos de deformación de la propia obra para funcionar adecuadamente.

Los valores de la resistencia que se emplean se determinan en pruebas de compresión y tensión de laboratorio. Estos valores se reducen por factores de seguridad que varían de 2 a 4 en compresión y de 4 a 8 en tensión ^(refs 1 y 2). Para ~~utilizar~~ ^{emplear el} valor de la resistencia ~~a la compresión~~ obtenida en el laboratorio suele utilizarse la expresión siguiente (devida a Weibull, 1939);

$$R = R_0 \left(\frac{V_0}{V} \right)^{\frac{1}{m}}$$

donde,

- m = exponente que depende de la fisuración de la roca (varía de 2 a ∞)
- R_0 = resistencia ~~a la compresión~~ medida en el laboratorio
- V_0 = volumen del espécimen del ensayo de laboratorio
- R = resistencia de la masa rocosa afectada por los esfuerzos ^{inducidos en} el campo
- V = volumen de la roca afectada en el campo

(b) Distribución y magnitud de esfuerzos

La magnitud y la distribución de los esfuerzos que se generan al construir una obra subterránea pueden estimarse de acuerdo con la teoría de la elasticidad, utilizando modelos matemáticos (v.g. ^{v.g. i.e.l.} método del elemento finito) o modelos físicos fabricados con materiales elásticos. Los valores así obtenidos son siempre mayores que los del prototipo debido a la diferencia de comportamiento que existe entre la masa rocosa en la que se construye y los materiales perfectamente elásticos. Por lo anterior, el diseño con base en los valores obtenidos a partir de modelos elásticos será siempre conservador.

La medición in situ de los esfuerzos inducidos, mediante los procedimientos que se dan más adelante, proporciona valores más cercanos a los reales y permite evaluar la diferencia señalada en el párrafo anterior.

En roca inelástica, debido a la falta de una teoría adecuada, los valores de los esfuerzos para el diseño deben obte-

nuse empíricamente mediante: (a) mediciones in situ de los esfuerzos inducidos en el prototipo y (b) determinaciones en modelos fabricados con la roca del prototipo.

Obert et al (1960) y Obert y Duvall (1969) proporcionan valores de esfuerzos y sus distribuciones alrededor de túneles de sección circular, elíptica y oval y rectangular obtenidos mediante soluciones analíticas y modelos fotoelásticos en tres condiciones diferentes de esfuerzos iniciales, suponiendo el medio homogéneo, isotrópico, continuo y elástico.

(c) Mediciones de laboratorio y de campo

La deformabilidad de una roca masiva puede determinarse en el laboratorio mediante pruebas estándar de compresión uniaxial en especímenes cilíndricos o ^{prismáticos} ~~cúbicos~~, de altura igual al doble del diámetro o del ancho de la base. En el sitio puede determinarse en socavones y trincheras aplicando cargas por medio de gatos hidráulicos a las paredes y las laterales y al techo y piso (en socavones) a través de placas de carga rígidas o flexibles. También es usual determinar en forma indirecta el módulo elástico de la roca mediante la medición de la velocidad longitudinal de las ondas sísmicas a través del medio. En barrenos se ha empleado ya en México el dilatómetro del tipo Goodman.

Las resistencias a la compresión y a la tensión se determinan en el laboratorio mediante pruebas estándar uniaxiales y triaxiales y la prueba de tensión indirecta denominada

"brasileña" que consiste en cargar una probeta ^{cilíndrica} transversalmente, es decir, a través de uno de sus diámetros.

Los esfuerzos internos de un macizo anteriores a la construcción y los inducidos durante y después de la construcción se determinan por el método de alivio de esfuerzos:

Se miden las deformaciones ϵ_A , ϵ_B y ϵ_C en tres direcciones a 60° una de otra (fig 1) en la superficie de la pared de un

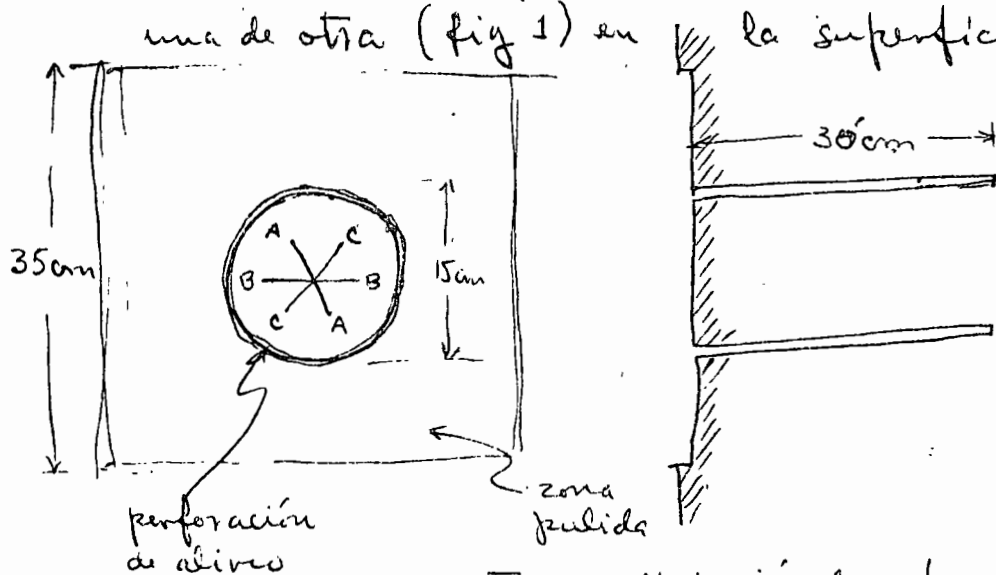


Fig 1. Medición de esfuerzos internos

so carón. Empleando el círculo de Mohr de las deformaciones (fig 2) que se obtiene mediante las relaciones siguientes:

$$\overline{OC} = \frac{\epsilon_A + \epsilon_B + \epsilon_C}{3}$$

$$\overline{OE} = \epsilon_A$$

$$\overline{FD} = \frac{\epsilon_B - \epsilon_C}{\sqrt{3}}$$

teniendo el círculo de Mohr trazado con centro en C y pasando por el punto D se obtienen las deformaciones principales ϵ_1 y ϵ_2 que son: $\epsilon_1 = \overline{OB}$ y $\epsilon_2 = \overline{OA}$

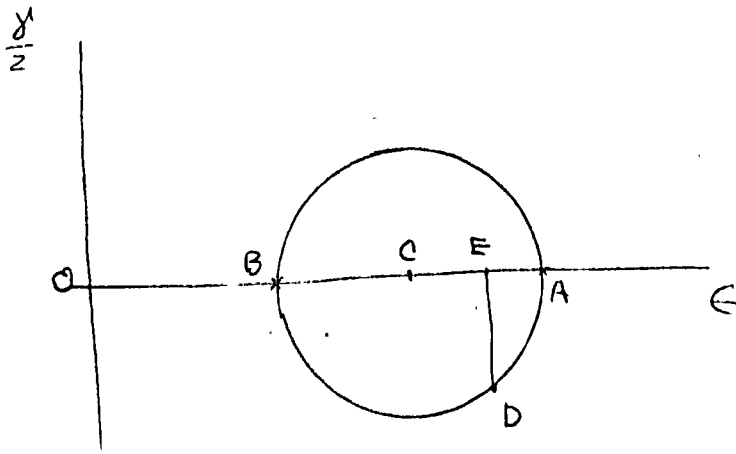


Fig 2 Círculo de Mohr de las deformaciones de la prueba de alivio.

La magnitud de los esfuerzos principales estarán dados por las expresiones:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_1 + \nu \epsilon_2) ; \quad \sigma_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_2 + \nu \epsilon_1)$$

Siendo E y ν el módulo de Young y la relación de Poisson de la roca, respectivamente, que son determinados en pruebas de laboratorio.

3. RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LA ROCA ESTRATIFICADA

3.1 Estratificación horizontal

(a) Excavaciones subterráneas

Cuando se excava una obra subterránea en roca estratificada horizontalmente el techo queda generalmente formado por un plano de estratificación. Debido a la reducida resistencia a tensión en los planos de estratificación, uno o varios estratos del techo pierden adherencia con la roca suprayacente en el momento de la excavación o después de algún tiempo. El estrato o estratos del techo que pierden adherencia con los estratos suprayacentes se han denominado (Obert y Duvall, 1967) "techo inmediato" y a los estratos suprayacentes "techo principal".

Si el techo inmediato está formado por un sólo estrato de espesor uniforme, la roca del estrato es elástica-lineal, los extremos pueden considerarse rígidamente empotrados y no existen fuerzas externas ni esfuerzos horizontales importantes, los esfuerzos máximos pueden estimarse mediante las expresiones siguientes:

— Si la obra es más larga que ancha

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{3\gamma L}{4}; \quad \sigma_{m\acute{a}x} = \frac{\gamma L^2}{2t}; \quad \gamma_{m\acute{a}x} = \frac{\gamma L^4}{32Et^2}$$

- Si la excavación es rectangular y su longitud menor que el doble de su anchura:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{6\beta\gamma'a^2}{t} ; \quad \eta_{\text{máx}} = \frac{\alpha\gamma'a^4}{Et^2}$$

donde:

$\sigma_{\text{máx}}$ = esfuerzo normal máximo

$\tau_{\text{máx}}$ = esfuerzo cortante máximo

$\eta_{\text{máx}}$ = deflexión máxima al centro del claro

L = ancho de la excavación más larga que ancha

a = ancho de la excavación rectangular

b = longitud de la excavación rectangular

t = espesor del estrato

E = módulo de elasticidad

γ' = peso volumétrico de la roca

α, β = constantes

Los esfuerzos de mayor magnitud son los de compresión y tensión (siempre que $L > 1.5t$) y ocurren en los extremos de los estratos, pero como la roca resiste varias veces más compresión que tensión la falla del techo se inicia en las fibras sometidas al esfuerzo normal máximo de tensión. Por tanto, para el diseño del claro estable se utilizan las expresiones:

$$L = \sqrt{\frac{2Rt}{\gamma'F_s}} \quad \text{si la obra es más larga que ancha y}$$

$$a = \sqrt{\frac{Rt}{6\beta\gamma'F_s}} \quad \text{en excavaciones rectangulares}$$

que han sido obtenidas despreciando L en la expresión del esfuerzo normal máximo en excavaciones más largas que anchas y a en la expresión del esfuerzo normal máximo en excavaciones rectangulares, substituyendo el esfuerzo normal máximo T_{\max} por el cociente de la resistencia a la tensión R del material y el factor de seguridad F_s cuyo valor se estima con el criterio expuesto en el inciso 2.2, pág 8.

Duvall (1948) encontró a partir de análisis en modelos foto-elásticos que a medida que el cociente del área excavada entre el área del pilar aumenta, la diferencia entre el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo se aproxima a cero. Por lo anterior, cuando la relación de extracción $R_a \geq 0.75$ el esfuerzo prome-

$$R_a = \frac{A_e}{A_t} \quad \dots \quad (0.1)$$

donde:

A_e = área excavada

A_t = $A_e + A_p$ = área total

A_p = área de los pilares (zona no excavada)

dio sobre el pilar puede tomarse como esfuerzo de diseño. Por tanto, siempre que la relación de extracción R_a cumpla con la condición arriba mencionada, la carga vertical total que actúa sobre la zona excavada se podrá supo-

ner soportadas uniformemente por los pilares y el esfuerzo promedio que actúa en los pilares podrá estimarse mediante la expresión:

$$\bar{\sigma}_p A_p = \sigma_v (A_e + A_p) \quad (D.2)$$

$$\bar{\sigma}_p = \sigma_v \left(\frac{A_e}{A_p} \right) \quad \uparrow \quad (D.3)$$

$\bar{\sigma}_p$ = esfuerzo promedio en el pilar

σ_v = esfuerzo vertical que actuaba antes de la excavación

En obras subterráneas paralelas de pilares de ancho w_p y zonas excavadas de ancho w_e la ecuación D.3 queda en la forma:

$$\bar{\sigma}_p = \sigma_v \frac{w_p + w_e}{w_p} \quad \uparrow \quad (D.4)$$

En sistemas de pilares de forma irregular como los de la fig D.1 las expresiones D.2 y D.3 son aplicables.



Fig D.1

En sistemas de pilares rectangulares de distribución uniforme (fig D.2) el área total es igual a un cierto número N de áreas idénticas de valor $(w_e + w_p)(w_e + l_p)$, esto es:

$$A_e = N(w_e + w_p)(w_e + l_p) \quad D.5$$

El área total de pilares es:

$$A_p = N(w_p l_p) \quad D.6$$

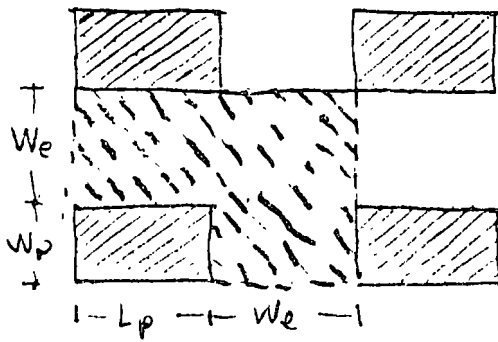


Fig D.2

Por lo anterior, el área excavada total es:

$$A_e = N [(W_e + W_p)(W_e + L_p) - W_p L_p] \quad \text{--- D.7}$$

entonces, las ecuaciones D.3 y D.1 quedan en la forma:

$$\bar{\sigma}_p = \sigma_v \left[\frac{(W_e + W_p)(W_e + L_p)}{W_p L_p} \right] \quad \text{--- D.8}$$

$$R_a = 1 - \frac{W_p L_p}{(W_e + W_p)(W_e + L_p)} \quad \text{--- D.9}$$

El diseño y evaluación de la estabilidad de los pilares o sistemas de pilares tiene una fundamental importancia en minería debido a razones económicas y a la conveniencia de mantener siempre alta la relación de extracción.

3.2 Estratificación inclinada

La estratificación en una masa rocosa induce no sólo una alteración de la distribución de los esfuerzos alrededor de la obra subterránea, sino que altera también las propiedades de la roca y, por tanto, afecta también la estabilidad de la obra.

La determinación de la distribución de esfuerzos debida a una obra subterránea construida dentro de una masa rocosa con estratificación inclinada es un problema complejo. La resistencia de la masa rocosa estratificada depende tanto de la resistencia de los planos de debilidad como de su orientación favorable o desfavorable a la estabilidad. En general, no sólo es difícil determinar la resistencia de los planos de estratificación, sino también ^(determinar) la localización, geometría y variación de las propiedades mecánicas de las discontinuidades secundarias de la masa rocosa involucrada.

Por lo anterior, los problemas de estabilidad en masas rocosas estratificadas competentes se solucionan con base en consideraciones geométricas y mecánicas simplistas.

A continuación se comentan las implicaciones de la orientación de la estratificación en la estabilidad de las obras subterráneas en los casos siguientes:

- (a) Rumbo paralelo al eje longitudinal de la obra y echado igual a α (fig A.1a)
- (b) Rumbo perpendicular al eje longitudinal de la obra y echado igual a β (fig A.1b)
- (c) Estratificación vertical cuyo rumbo forma un ángulo γ con respecto al eje longitudinal de la obra (fig A.1c)
- (d) Estratificación ondulada cuyo rumbo es paralelo al eje longitudinal de la obra (fig A.2)
- (e) Estratificación ondulada cuyo rumbo es perpendicular al eje longitudinal de la obra (fig A.3)

A.2.1 Caso 1. Cuando $\alpha = 0^\circ$ se tiene el caso tratado en A.1. Si $0^\circ < \alpha < 20^\circ$ las paredes laterales se comportan como en el caso $\alpha = 0^\circ$, ya que la roca falla ~~más bien~~ a través de los estratos ^(y no) que a lo largo de los planos de debilidad. Si el techo se forma con la misma inclinación que la estratificación, se aplica el método recomendado en A.1.1c. Por otra parte, si el techo se excava horizontalmente, los estratos interceptan el techo con un ángulo pequeño y algunos bloques quedan en situación crítica, ~~y son~~ difíciles de detectar. Esta condición aunque es importante es local y no constituye un problema de estabilidad estructural de la obra. La estabilidad ^(de los bloques mencionados) debe asegurarse con anclaje instalado en hileras longitudinales y no en grupos aislados.

Cuando $70^\circ < \alpha < 90^\circ$ la estabilidad depende en gran medida del estado de esfuerzos existente. Para un estado de esfuerzos internos tal que el esfuerzo horizontal sea igual o mayor a un tercio del vertical, el criterio de diseño y/o evaluación de la estabilidad debe ser el del inciso 2.41A relativo a excavaciones en roca masiva. Cabe hacer notar, sin embargo, que puede ser necesario sujetar algunos bloques sueltos del techo con anclas. Es posible que sea necesario también sujetar con anclas bloques en forma de cuña que tienden a desprenderse de las paredes. Para un estado de esfuerzos en el cual el esfuerzo horizontal es igual a cero o menor que un tercio del vertical, existirá esfuerzo de tensión en la clave y en el piso, y los bloques de la clave pueden caer y el caído extenderse ha-

cia arriba en la dirección de la estratificación. En la práctica este caso es común cuando se construye el túnel paralelo a la ladera del cañón de un río.

Cuando $20^\circ < \alpha < 70^\circ$ los bloques caídos de las paredes son más frecuentes debido a que los bloques pueden deslizar a través de los planos de estratificación. La sujeción de los bloques sueltos de paredes y techo puede lograrse con anclaje ligero. Para λ estado de esfuerzos en que el esfuerzo horizontal es pequeño o no existe, debido al esfuerzo de tensión en el techo, al aumentar el ángulo α la inestabilidad se incrementa.

A.2.2 Caso 2. Cuando $\beta = 0^\circ$ el problema es igual al del caso 1 cuando $\alpha = 0^\circ$. Si $0^\circ < \alpha < 20^\circ$ el problema de las paredes laterales es similar al de $0^\circ < \alpha < 20^\circ$ pero las condiciones del techo son diferentes ya que se creará la situación crítica de bloques de los extremos de los estratos, ~~transversales al eje longitudinal del túnel~~. Sin embargo, la estabilidad general de la formación suprayacente no ^{queda afectada} ~~está involucrada~~. Es conveniente asegurar la estabilidad por medio del anclaje sistemático del techo ya que es difícil detectar ^(los bloques sueltos de) los extremos de los estratos durante la excavación.

Para $20^\circ < \alpha < 70^\circ$ el soporte local del techo es menos importante a medida que β crece sobre 20° . La resistencia al corte de las paredes es menor que en rocas masivas. La orientación $\beta = 90^\circ$, aunque un tanto adversa a la eficiencia de la excavación mediante explosivos, es la de mayor estabilidad ^{para} atra-

vesar formaciones estratificadas.

A.2.3 Caso 3. Cuando $\gamma = 90^\circ$ el problema es el mismo que el caso 1 para $\alpha = 90^\circ$; y cuando $\gamma = 0^\circ$ se tiene la misma condición del caso 1 cuando $\beta = 90^\circ$ que es la más favorable para una obra ^(con techo) horizontal. Para $0^\circ < \gamma < 90^\circ$ la condición de estabilidad es tan favorable como cuando $\beta = 90^\circ$. La orientación más desfavorable es $70^\circ < \gamma < 90^\circ$ y es similar a la del caso $\alpha = 90^\circ$. Cuando $20^\circ < \gamma < 70^\circ$ puede requerirse soporte ligero en el techo y paredes laterales, pero la estabilidad general de la obra ^{queda afectada,} ~~no está involucrada,~~

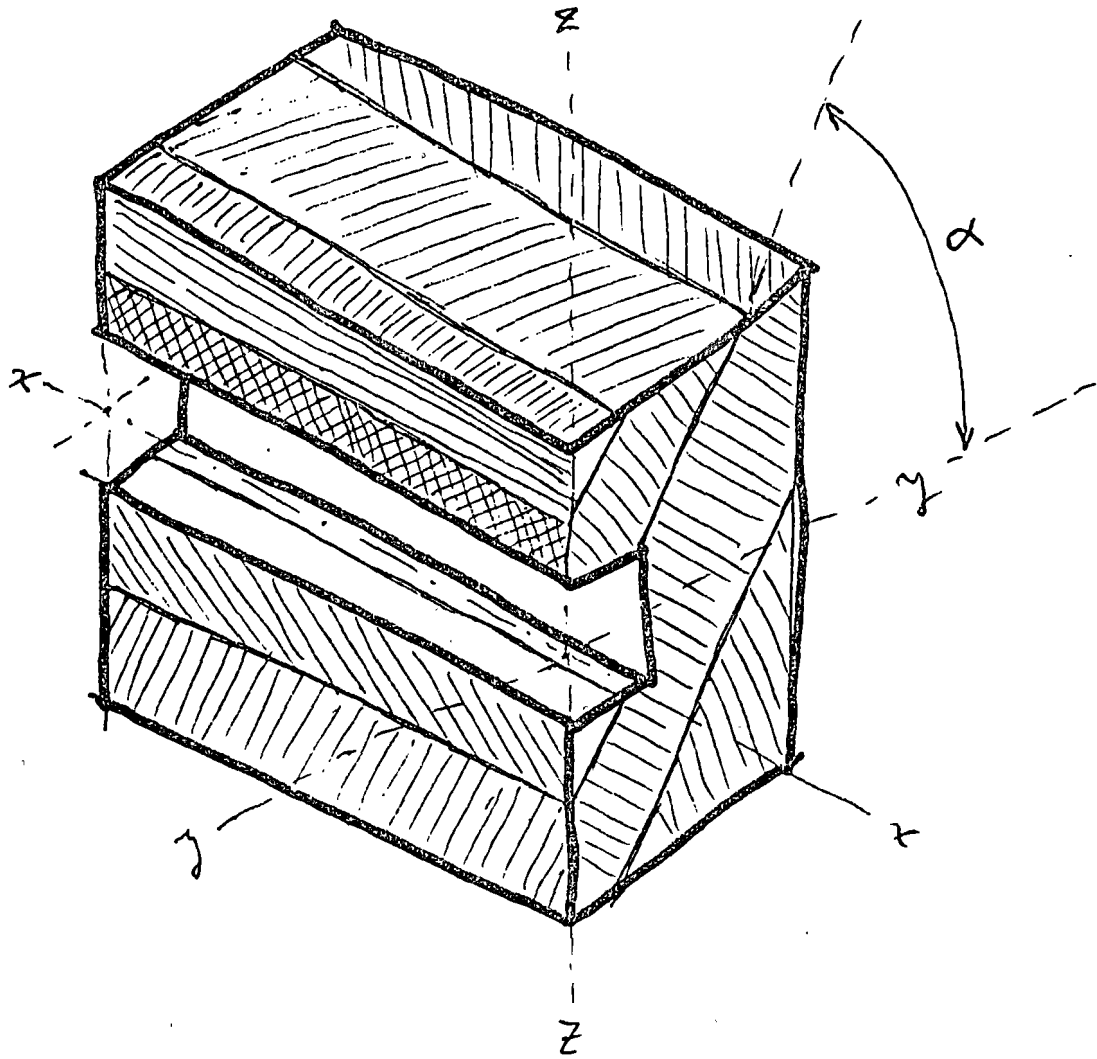
A.2.4 Caso 4. Cuando el eje longitudinal de la obra subterránea deba ser paralelo al rumbo de los estratos en una formación ondulada en la que exista anticlinal y sinclinal la obra deberá ubicarse en el anticlinal donde existirá mayor estabilidad. En el ^S sinclinal la obra quedaría expuesta a deslizamiento de bloques hacia el interior, ^{inundaciones} y a ~~inundaciones y problema de filtraciones~~ (fig A.2)

A.2.5 Caso 5. Cuando el eje longitudinal es perpendicular al rumbo de los estratos en una formación ondulada con anticlinales y sinclinales las presiones probables y, por tanto, la tendencia al deslizamiento de bloques al interior de la excavación varía a lo largo del túnel. Los tramos desfavorables son las entradas de los anticlinales y los favorables ^(las zonas centrales) ~~son los ejes~~ de los mismos. En los sinclinales las condiciones son a la inversa (fig A.3).

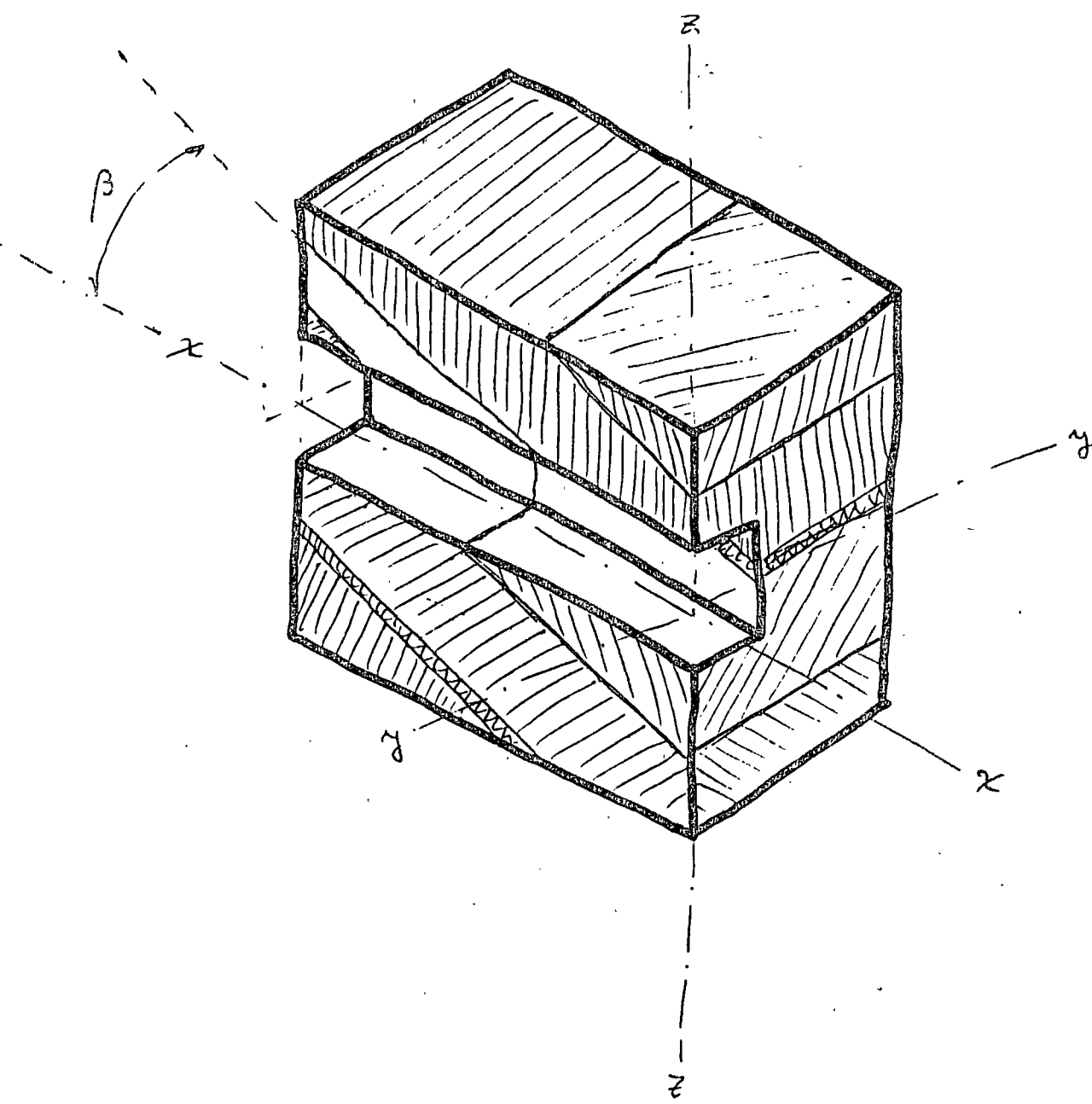
REFERENCIAS

1. Obert, L., W. I. Duvall y R. H. Merrill, "Design of underground openings in competent rock," U.S. BurMines Bull. 587 (1960)
2. Obert, L. y W. I. Duvall, "Rock mechanics and the design of structures in rock," John Wiley, N.Y. (1967)
3. Weibull, W., "A statistical theory of the strength of materials," Proc. Roy. Swedish Acad. Eng. Sci., 151 (1939)
4. Duvall, W. I., "Stress Analysis Applied to Underground Mining Problems, Part II - Stress Analysis Applied to Multiple Openings and Pillars," U.S. BurMines Rept. Invest., 4387 (1948)

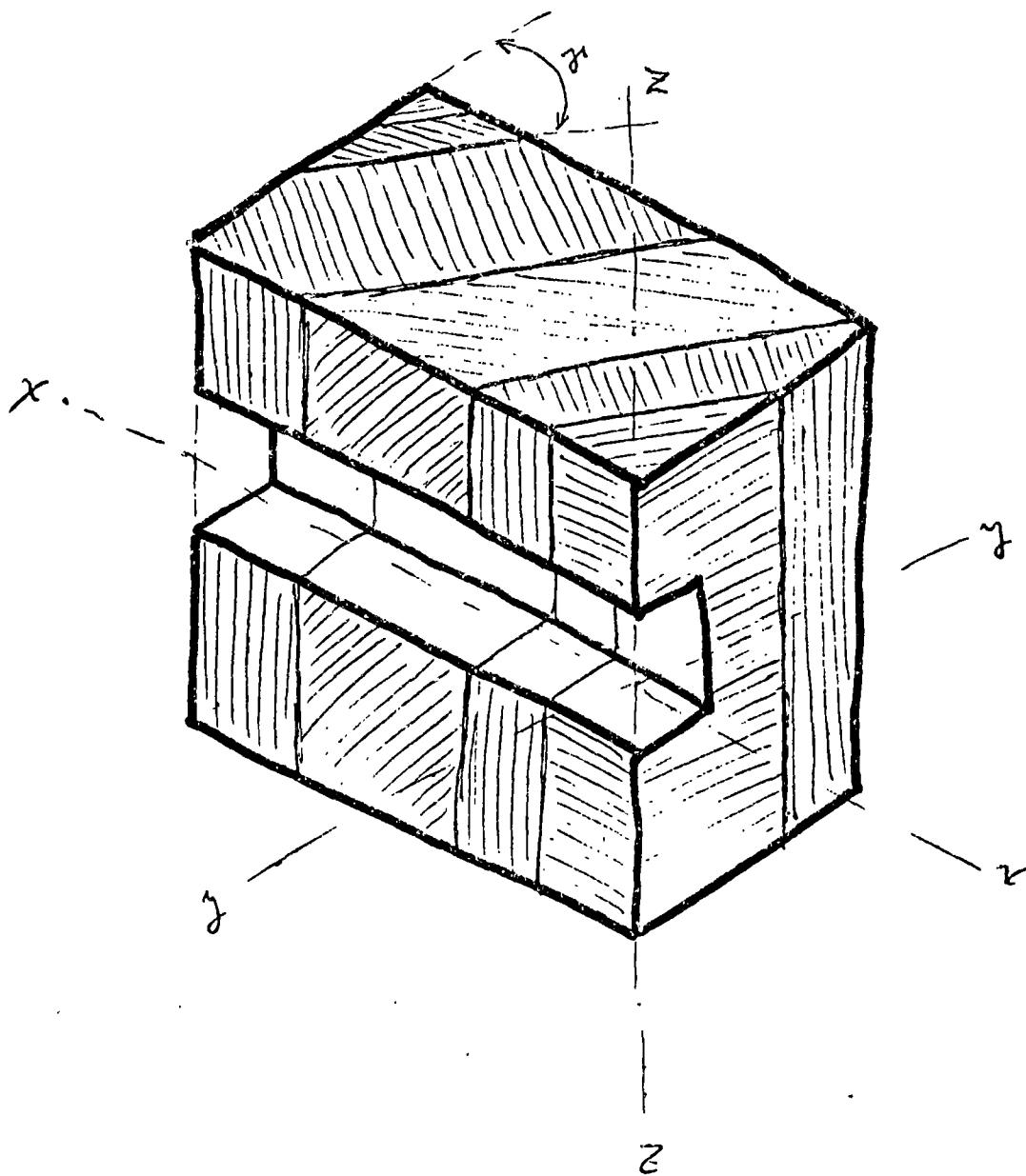
Figuras del inciso 3.2



Estratificación inclinada. Caso 1.

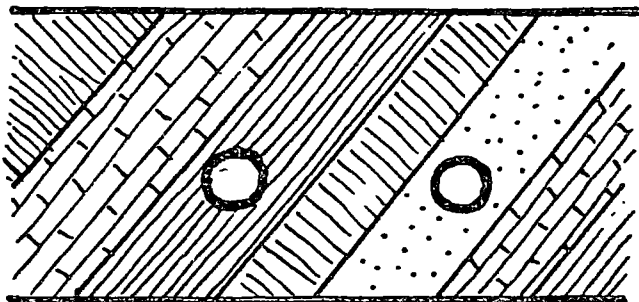


Estratificación inclinada. Caso 2.

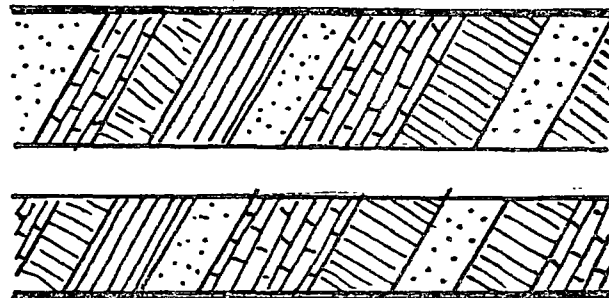


Esstratificación vertical. Caso 3.

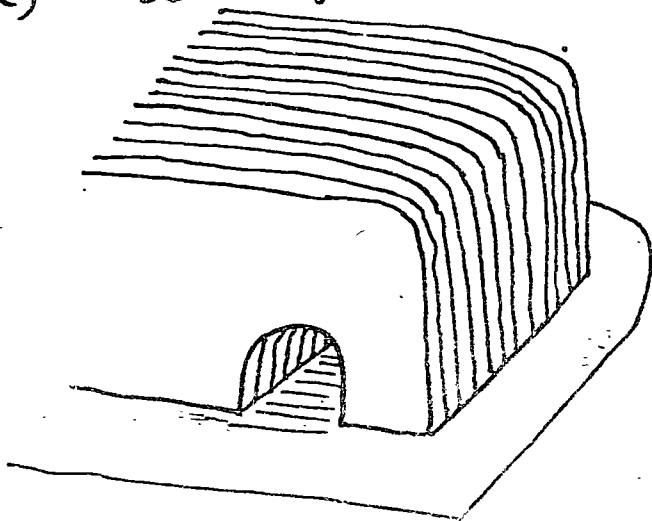
a) Caso 4



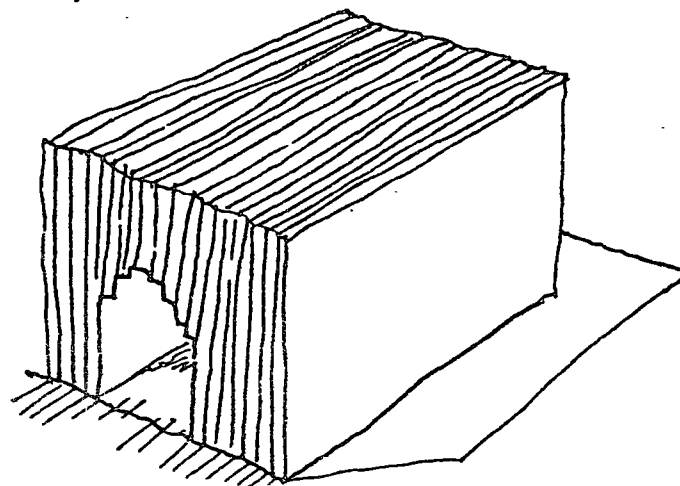
b) Caso 5

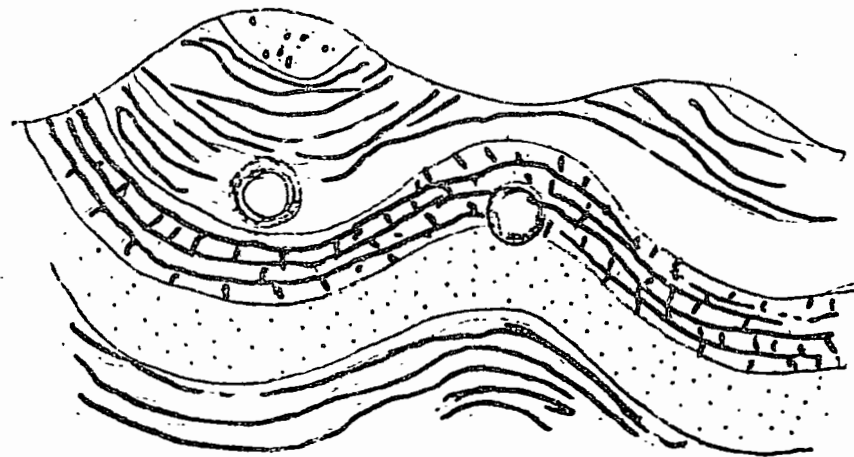
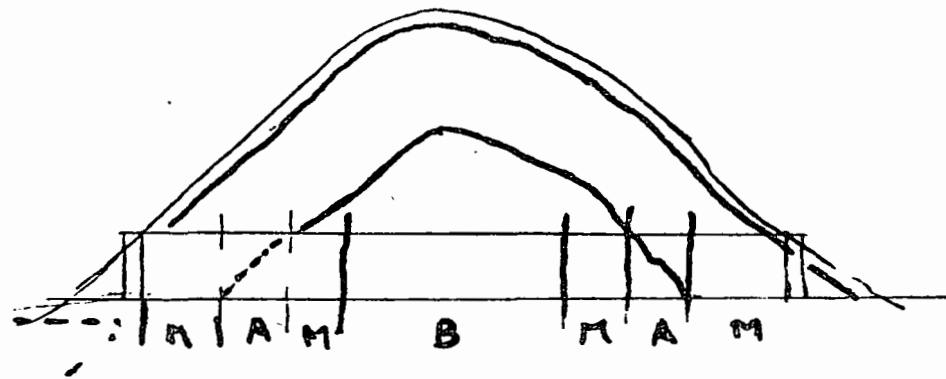
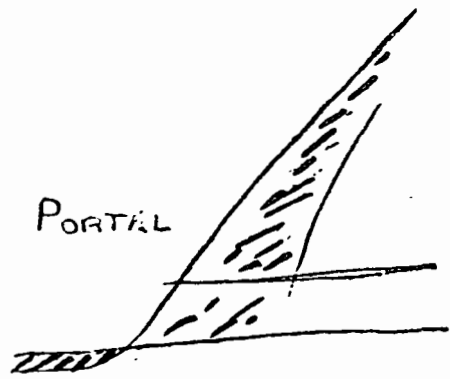


c) Caso 2 $\beta = 90^\circ$

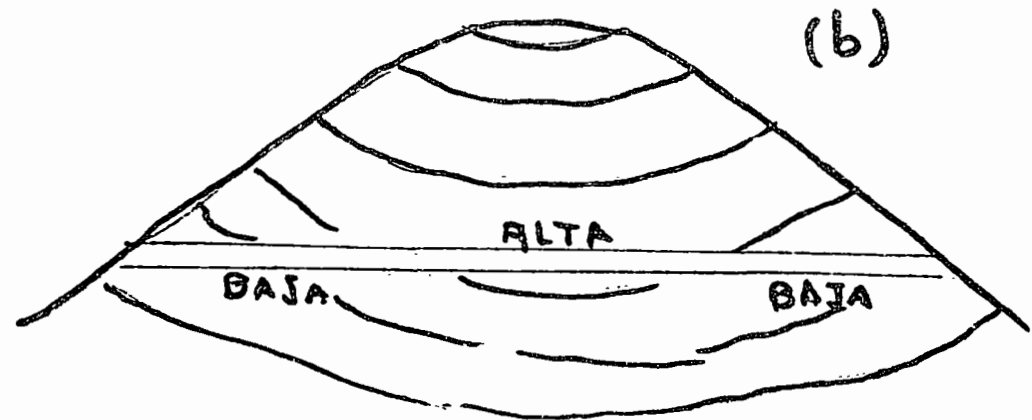
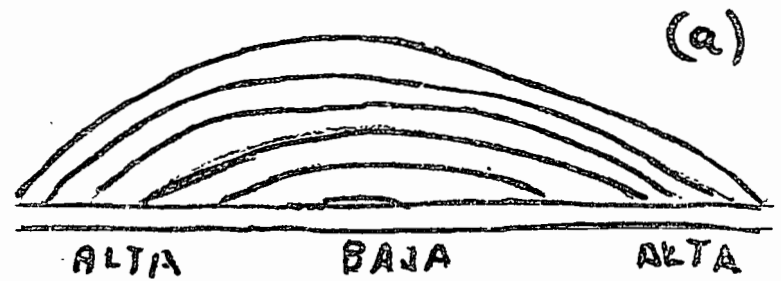


d) Caso 1 $\alpha = 90^\circ$

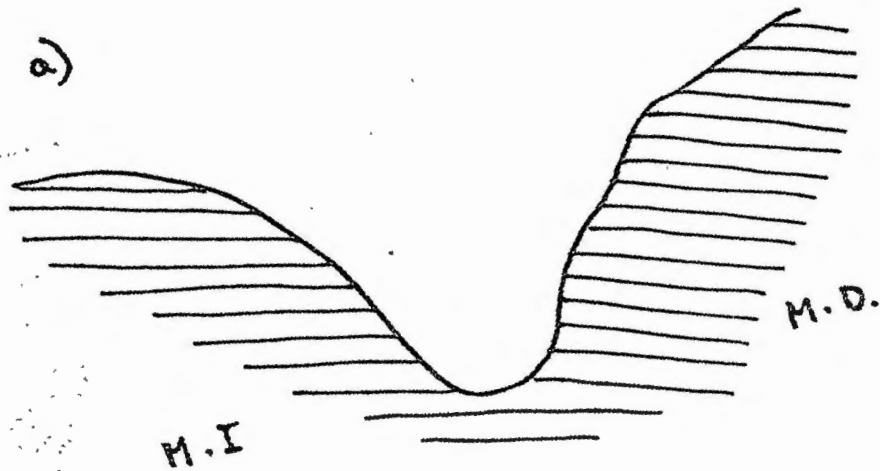




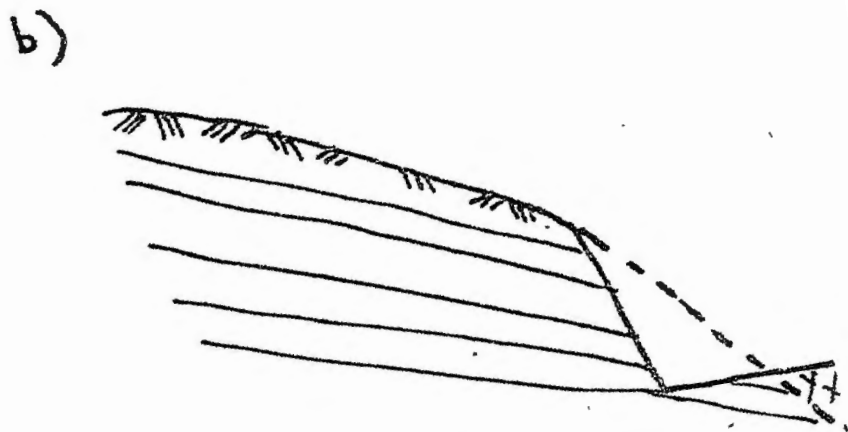
Caso 4



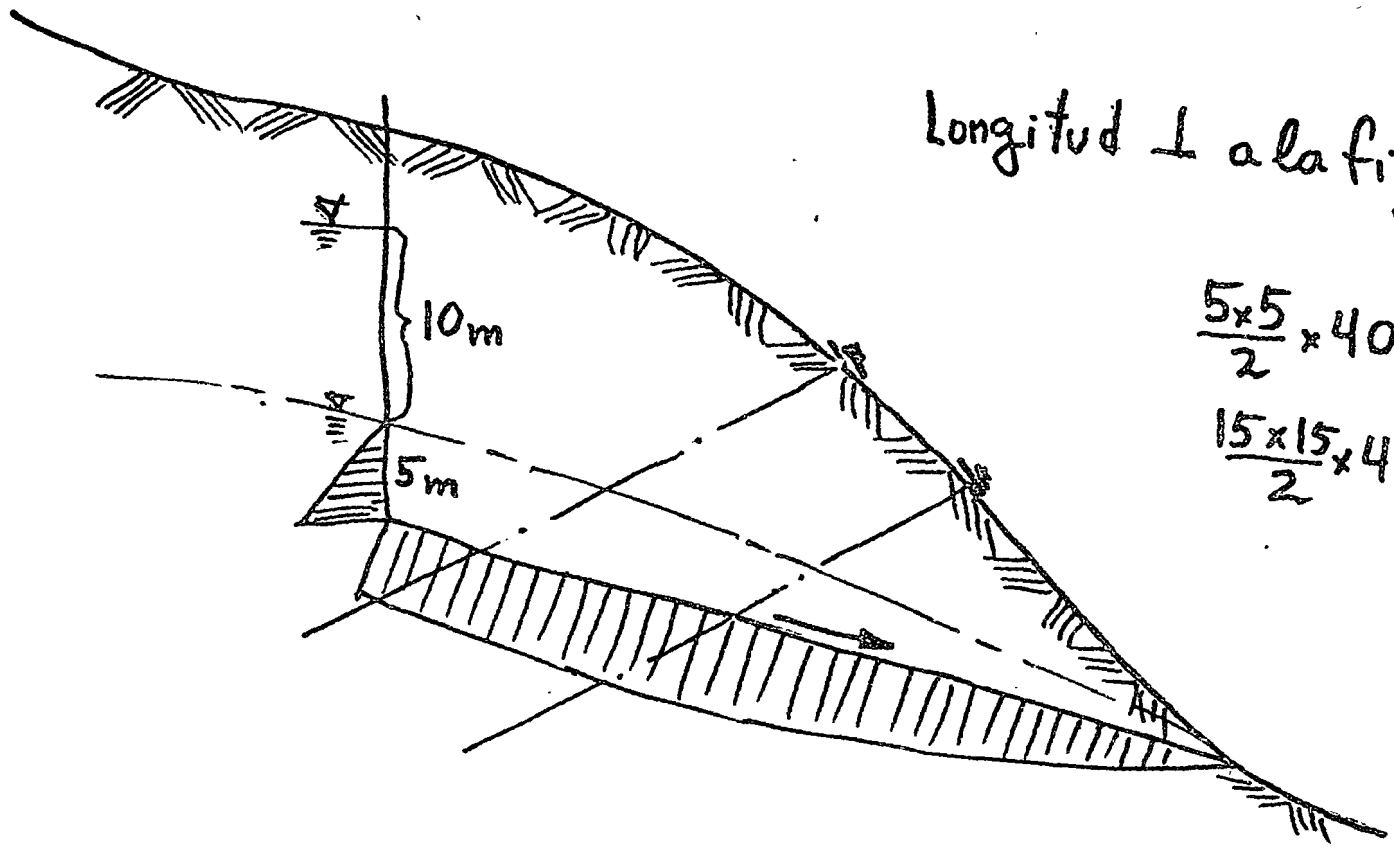
Caso 5



P.H. Chicocacán. Inclinación de los estratos en el sitio de la cisterna. (Croquis sin escala)



P.H. Chicocacán. Problemas de inestabilidad en margen izquierdo debidos a la inclinación de los estratos. (Croquis sin escala).



Longitud \perp a la fig: 40m

$$\frac{5 \times 5}{2} \times 40 = 500 \text{ ton}$$

$$\frac{15 \times 15}{2} \times 40 = 4500 \text{ ton}$$

P. H. Chicoasén. Bloque inestable del cauce en el sitio de la cortina. (Groguis sin escala)

APENDICE 1

"La Angostura dam underground powerhouse:
prediction and measurement of displacements
during excavation" Por J. Alberto Aramburu

LA ANGOSTURA DAM UNDERGROUND POWERHOUSE: PREDICTION AND MEASUREMENT OF DISPLACEMENTS DURING EXCAVATION

USINE SOUTERRAINE DU BARRAGE LA ANGOSTURA: PRÉDICTION ET MESURE DES DÉPLACEMENTS PENDANT L'EXCAVATION

MASCHINENHAUS DER ANGOSTURA: VORAUSSAGUNG UND MESSUNG DER VERSCHIEBUNGEN WÄHREND DER AUSGRABUNGEN

Jesus Alberro ARAMBURU

Facultad de Ingenieria, Universidad Nacional Autónoma de México

SUMMARY

This paper is essentially a report on the measurement of the displacements undertaken in the course of the excavation of the La Angostura Dam powerhouse and a comparison of the results with the prediction obtained by the finite element method. To justify the basic hypotheses utilized in the numerical analysis, the rock mechanics tests made in the site are first described.

RESUME

Cette communication a pour but la comparaison des déplacements mesurés pendant l'excavation de l'usine hydroélectrique souterraine du barrage La Angostura avec les résultats des prédictions obtenues par la méthode des éléments finis. Afin de justifier les hypothèses de base utilisées lors de l'analyse numérique, les essais de mécanique des roches effectués sur le site sont décrits.

ZUSAMMENFASSUNG

Diese Abhandlung ist im wesentlichen ein Bericht ueber die Vermessungen der Verschiebungen, die waehrend der Ausgrabung des unterirdischen Maschinenhauses an dem "La Angostura" Damm vorgenommen wurden, und deren Vergleich mit den errechneten Verschiebungen mittels der Finiten-Element-Methode.

Um die grundlegenden Hypothesen, die waerend der numerischen Analyse angewandt wurden, zu rechtfertigen, erscheinen anfangs die oertlichen felsmechanischen Versuche.

1. INTRODUCTION

The construction of La Angostura Dam by the Mexican Federal Electricity Commission (CFE) constitutes an important step in the development of the Grijalva-Usumacinta hydrological system, which, upon completion, will permit an installed capacity close to 5,000 MW.

Built in a narrow canyon, the dam structure includes an underground powerhouse, the behaviour of which has been the subject of a number of studies, field tests and in situ measurements.

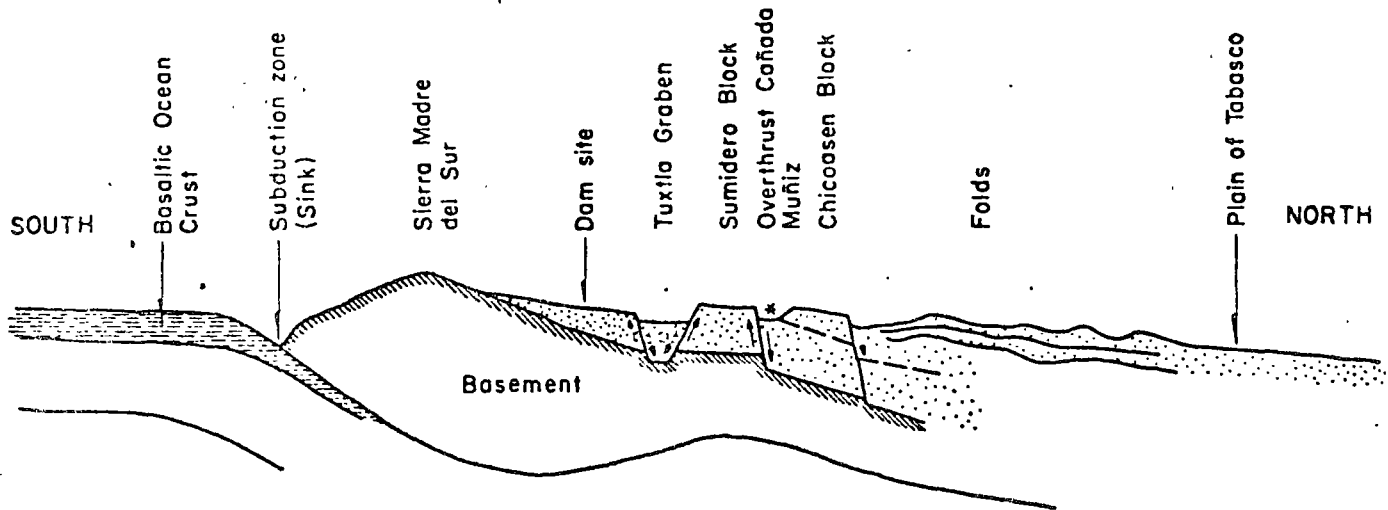
This paper is essentially a report on the measurement of the displacements undertaken in the course of the excavation of the powerhouse and a comparison of the results with the predictions obtained by the finite element method. However, to justify the basic hypotheses utilized in the numerical analysis the site will first be described.

2. GEOLOGY

La Angostura Canyon is localized 45 km to the south-east of Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, on the Chiapas Plateau, which is bounded to the

north by the Independencia and San Cristobal ranges, and to the south by the Sierra Madre del Sur. A diagrammatic representation of the structural and tectonic characteristics of the southern coast of Chiapas (Fig 1) reveals the zone divided into blocks by normal faults (Ref 1). The southern boundary lies close to a subduction zone where the basaltic Pacific crust dips under the continent (Ref 2).

In the area of the dam-site, the Grijalva River cuts its way through stratified sedimentary material, formed by limestones and shales which dip north-east at between 3 and 12° (Fig 2). The formations denominated U₂ and U₁, which outcrop in the basin and at the mouth of the reservoir, are constituted by clayey limestones of the upper cretaceous and by reefy or interstratified fine limestones of the lower cretaceous, respectively. Dissolution caverns are not generally found in the limestones U₂ and this formation may be considered impermeable from the point of view of storage. However, the limestones of the U₁ formation which underlie U₂ are highly permeable in the mass, due to the presence of numerous karsts.



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 1. Structural geology and tectonics of Chiapas. N. S. Section

The survey of the tectonic fractures at the dam site shows that they may be grouped in three sets running N-S, N45°E and N80°E, respectively (Fig 2). Geological studies in borings and drifts show that these fractures, including the widest, quickly close at depth. As well as these three sets of fractures, cracks due to tension, running parallel to the river-bed are found; their width and frequency diminish with the distance from the slope.

3. ROCK MECHANICS TESTS

The underground powerhouse is sited on the right bank of the river at a depth of 120 m below ground level. In order to be able to analyse the behaviour of this 20 m wide, 30 m high and 100 m long, excavation using numerical methods, it was necessary to determine in situ the deformability characteristics of the rock formations involved (Fig 3b), together with the magnitude and direction of the pre-existing tectonic forces. Flat jack, plate, microseismic and relaxation of stress tests were therefore carried out at the points indicated in Fig 3a, and the results are given below.

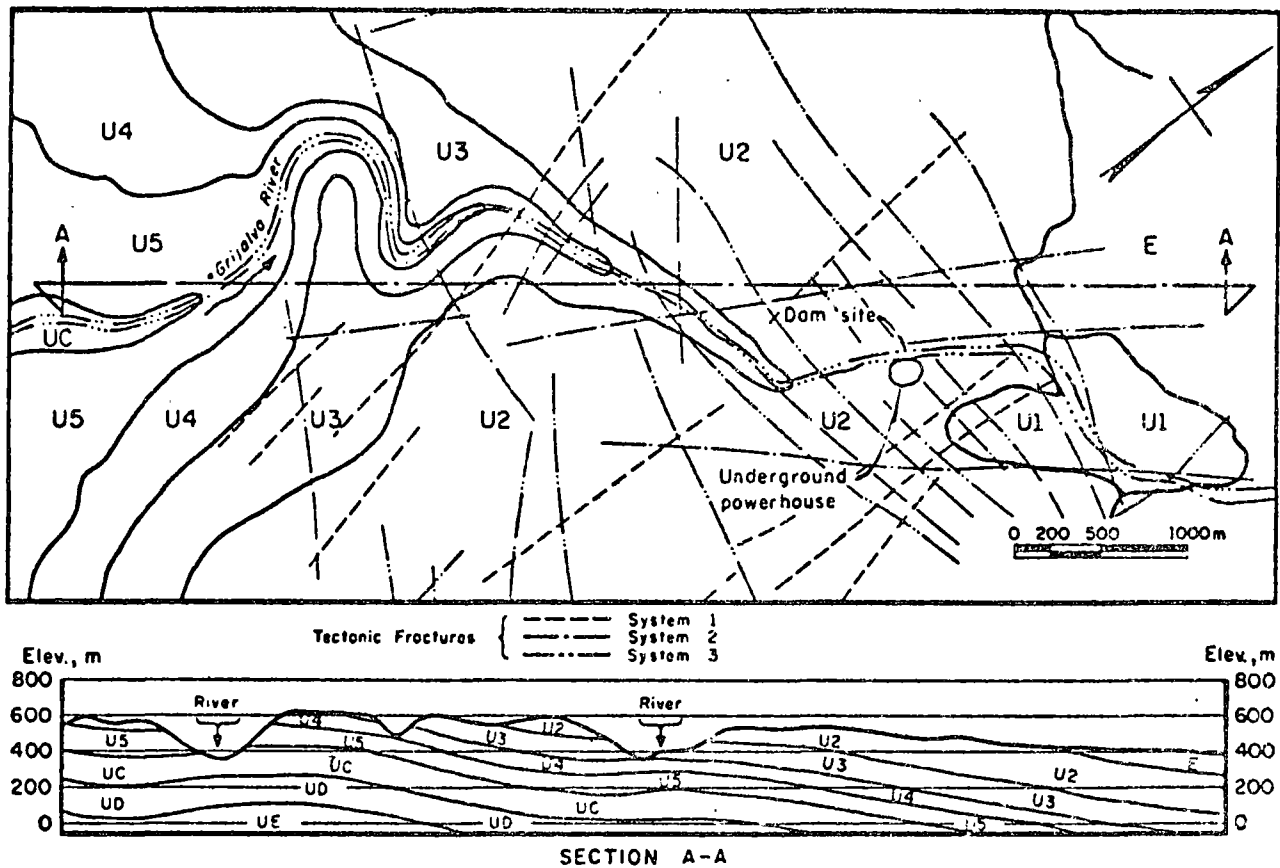
3.1 Modulus of Deformation

Table 1 summarises the values of the modulus of static and dynamic deformation obtained from rigid and flexible plate tests, Goodman jack tests and microseismic tests in the limestones of geological formation U₂.

The satisfactory agreement between the values of the static modulus measured at right an-

gles to the strata, whatever the method of measurement and in both test galleries, will be noted. However, the values of the modulus of deformation parallel to the strata are very variable; in gallery 3, close to a zone affected by vertical fractures, the modulus of horizontal deformation is low whereas the same modulus in gallery 2, in a zone of sound rock, is high. It should also be noted that the values of the horizontal modulus obtained by Goodman jack tests in test gallery 2 are low. A possible explanation might be the presence of horizontal tectonic stresses at right angles to the boring used for these measurements (see 3.2). Such stresses could produce horizontal tensile cracks in the rock around the boring.

In accordance with the data provided by the geophysical study the frequency of the transversal waves varied in the case of horizontal measurements between 280 and 340 hertz, with a dominant value of 320 hertz and between 220 and 260 hertz, with a dominant value of 250 hertz, in the case of vertical measurements. This difference in the frequency of propagation indicates the anisotropic character of the rock formation in question. When the experimentally established correlation (Ref 3) between frequencies of transversal waves passing through a rock mass and its modulus of static deformation is applied, the values are found to be equal to 50,000 ($4.9 \times 10^9 \text{ N/m}^2$) and 90,000 kg/sq. cm ($8.8 \times 10^9 \text{ N/m}^2$) in the vertical and horizontal directions, respectively. These values show satisfactory agreement with those obtained by static load tests carried out on the limestones of U₂.



- | | |
|--|--|
| 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. Site geology. La Angostura Dam, México

Laboratory tests were undertaken on many samples from borings CM1, CM2 and CM3, in the area of the future powerhouse (Ref 4). Table 2 gives the mean values, standard deviations and the coefficient of variation for tensile strength (Brazilian test) and modulus of deformation, at 50 per cent of the failure load in an unconfined compression test. The coefficients of variation of the modulus of deformation are high for the limestones both of U₂ and U₃.

To select the values of the modulus of deformation of the U₂ and U₃ limestones which would be used in the numerical analysis of the stability of the powerhouse, the results of both the laboratory tests and field tests mentioned above were used. Table 3 gives the values of the modulus of deformation and the Poisson ratios chosen for the various rock formations affected during the excavation.

3.2 Tectonic Stresses

At the test sites, shown in Fig 3a, relaxa-

tion of stress and flat jack tests were also carried out to establish the magnitude and direction of the tectonic stresses existent prior to excavation.

For each of the nine relaxation tests carried out in the lateral walls of tests gallery N° 2, the values of the acting stresses were calculated: vertical normal σ_y , horizontal normal σ_x , and shear stress τ_{xy} . Assuming the limestone to be transversally isotropic with respect to an axis of vertical symmetry, the mean values for σ_x , σ_y , and τ_{xy} , are:

$$\bar{\sigma}_x = 102 \text{ kg/sq cm } (1.0 \times 10^7 \text{ N/m}^2)$$

$$\bar{\sigma}_y = 71 \text{ kg/sq cm } (0.70 \times 10^7 \text{ N/m}^2)$$

$$\bar{\tau}_{xy} = 0.6 \text{ kg/sq cm } (0.59 \times 10^5 \text{ N/m}^2)$$

These stresses measured in the walls of test gallery N° 2 derive from two stress states: one is due to body forces, and the other to local tectonism. To establish the magnitude

versally isotropic medium (Ref 5). Therefore, the tectonic stresses are:

$$(\sigma_x)_{\text{tect}} = 80 \text{ kg/sq cm } (0.76 \times 10^7 \text{ N/m}^2)$$

$$(\sigma_y)_{\text{tect}} = 0$$

$$(\tau_{xy})_{\text{tect}} = 0$$

Thus the relaxation of stress tests reveals the existence of a horizontal compression of 80 kg/sq cm ($0.76 \times 10^7 \text{ N/m}^2$) parallel to the Grijalva River: this result was subsequently confirmed by flat jack tests.

On the right bank of the dam-site, sets 1 and 2 of geological faults (Fig 2) are symmetrical with respect to the direction of the river and form an angle of 35° between each other. Given the result of the measurement of the tectonic stresses, it may be inferred that both sets of faults constitute transversal faults corresponding to a maximum principal stress horizontal and parallel to the river, in conjunction with a minimum principal stress horizontal and at right angles to the river.

Finally, the existence of a normal tectonic compression stress in the zone under study should be related to the action of the nearby subduction zone which constitutes the boundary between the Cocos tectonic plate and the continental block.

4. NUMERICAL ANALYSIS AND IN SITU OBSERVATIONS

4.1 Basic Hypothesis

The excavation of the underground powerhouse was studied, utilizing the finite element method. Two possibilities were initially selected regarding the mechanical behaviour of the rock mass: in the first a linear elastic behaviour of the rock was admitted and in the second it was assumed that the rock did not resist tensile stresses. Furthermore, in both cases, the rock mass was considered to be transversally isotropic, the representative moduli of deformation being those given in Table 3. It was assumed that a normal tectonic stress of 80 kg/sq cm ($0.76 \times 10^7 \text{ N/m}^2$) parallel to the river acted upon the rock mass. Since the length of the excavation was five times its breadth, the problem was assumed to be bidimensional with a plane strain condition in the central plane normal to the axis of symmetry of the powerhouse. The boundaries of the zone analysed were ground level, a horizontal plane 160 m beneath the powerhouse floor and two vertical planes located at a distance of 125 m from the vertical walls of the excavation each side. The area so delimited was divided into 514 triangular elements with 270 nodes.

Three stages of excavation were considered: 1) Excavation of the vault to El. 436.00; 2) To El. 424.00, and 3) To the powerhouse floor at El. 414.00.

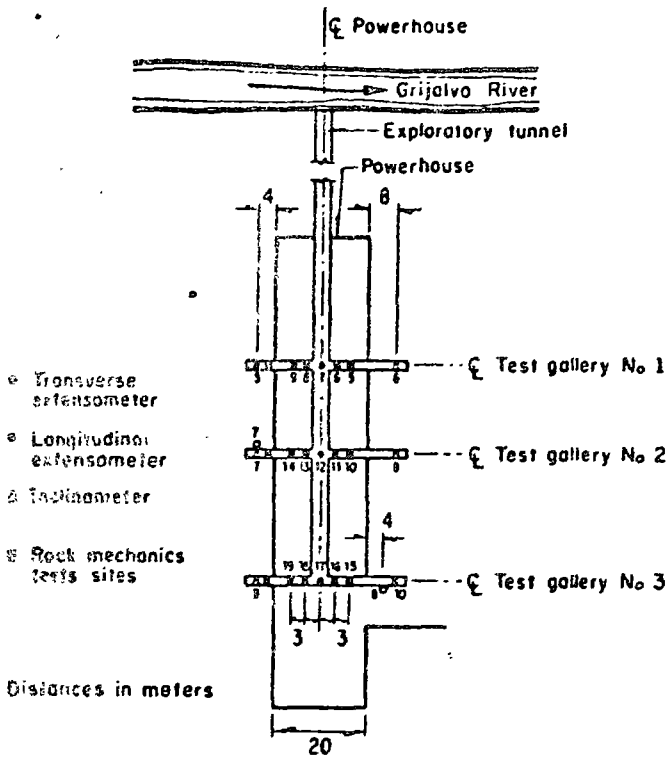


Fig 3a. Localization in plant of the powerhouse, the instrumentation and the rock mechanics tests sites

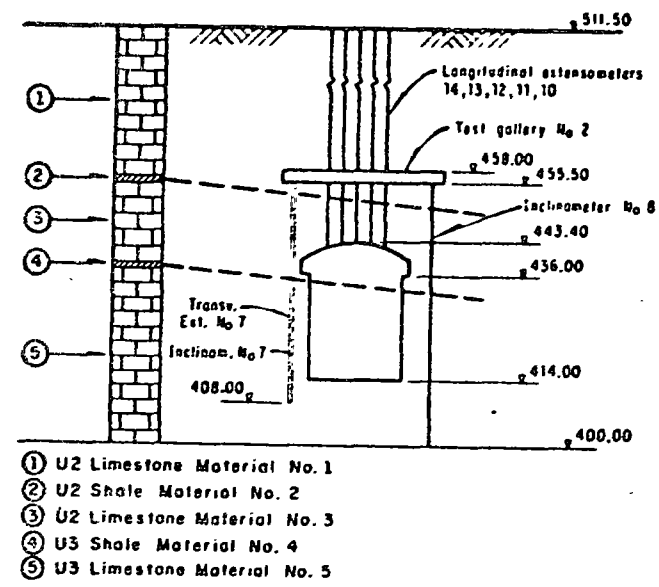


Fig 3b. Section in the test gallery No 2

of the tectonic stresses it was therefore necessary to subtract the stresses due to the weight of the rock from those measured. The former are the stress concentrations generated by the weight of the rock around a circular tunnel set in a semi-infinite and trans-

TABLE 1. MODULUS OF DEFORMATION DETERMINED IN SITU LIMESTONES OF FORMATION U₂

Test site	Type of test	Direction*	Modulus of deformation D, in kg/sq.cm (0.98x10 ⁵ N/m ²)	Interval of stresses applied, kg/sq.cm (0.98x10 ⁵ N/m ²)	Mean value of D, kg/sq. cm (0.98x10 ⁵ N/m ²)	Comments
Test Gallery 3	Rigid plate φ = 28 cm	//	14 612	0-30	17 520	Zone affected by joints perpendicular to the strata. Test carried out parallel (//) and at right angles (⊥) to strata.
		//	8 600	0-30		
		//	29 340	0-30		
		⊥	63 720	0-30		
		⊥	24 349	0-30		
		⊥	29 083	0-30		
	Flexible plate φ = 1.00 m	//	54 100	0-30	54 100	
		⊥	50 688	0-30		
		⊥	38 990	0-30		
	Microseismic	//	170 000	0-30	170 000	
Test Gallery 2	Rigid plate φ = 28 cm	//	181 602	0-30	130 380	Tests carried out parallel (//) and at right angles (⊥) to strata.
		//	113 400	0-30		
		//	113 400	0-30		
		//	113 130	0-30		
		⊥	66 960	0-30		
		⊥	65 340	0-30		
		⊥	25 447	0-30		
		⊥	15 319	0-30		
	Flexible plate φ = 1 m	//	165 528	0-30	126 825	
		//	167 864	0-30		
		//	86 362	0-30		
		//	87 553	0-30		
	Goodman Jack	⊥	79 785	0-30	55 980	
		⊥	32 171	0-30		
		//	43 000	0-30	57 500	
		//	65 000	0-30		
		//	61 000	0-30		
		//	68 000	0-30		
	//	51 000	0-30			
	//	57 000	0-30			
Microseismic	⊥	50 000	0-30	49 000		
	⊥	48 000	0-30			
Microseismic	//	190 000		190 000		
	⊥	150 000		150 000		

* // parallel to stratification
⊥ normal to stratification

4.2 Stresses

In Fig 4 the distribution of the principal stresses around the powerhouse and upon the conclusion of the excavation is shown, assuming a linear elastic behaviour of the rock. In fact, in this case, the magnitude, direction and sign of the principal stresses calculated were found to be independent of the assumed mechanical behaviour of the rock mass. This is not surprising since the tensile stresses computed upon the supposition of a linear elastic behaviour are small; therefore, it is only to be expected that the process of relaxation of these stresses should not modify appreciably the initial result.

The extent of the tensile zones, shaded in Fig 4, and localized around the vertical walls of the excavation, is noteworthy. To the centre of the vault the compressive stresses are high, but smaller than the unconfined compression strength of the rock samples (the mean for formation U₂ was 410 kg/

sq cm (4.0 x 10⁷ N/m²). Concentrations of compressive stresses are also found beneath the floor of the excavation.

It was recommended that 15 m rock bolts be driven into the vault and walls, staggered in lines at 2.5 m centres vertically and at 5 m centres horizontally. As was shown analytically, the 10T (9800 N) load imposed upon the rock by each of these bolts would not modify the magnitude of the stresses around the excavation appreciably; however, they are useful since they help to avoid the fall of blocks bounded by tension cracks. The excavation of the powerhouse, now concluded, was carried out in this fashion without problems or delays.

4.3 Measured and calculated displacements

In order to check the numerical results given by the analysis, several instruments were

TABLE 2. RESULTS OF LABORATORY TESTS. LIMESTONES OF FORMATIONS U₂ AND U₃

Test	Formation	Boring CM-1				Boring CM-2				Boring CM-3			
		n	\bar{x}	σ	V%	n	\bar{x}	σ	V%	n	\bar{x}	σ	V%
Porosity	U ₂	44	14.1	9.1	64.6	62	10.7	2.6	24.6	75	13.7	5.7	41.8
	U ₃	38	22.8	5.0	21.9	33	15.4	2.7	17.8	23	22.6	6.3	27.7
Unconfined compression strength σ_c in kg/cm^2	U ₂	55	404	95.5	23.6	56	405	126.6	31.2	65	420.0	156.7	37.3
	U ₃	51	202	78.6	38.8	42	280	119.2	42.5	19	288.5	71.5	24.8
Tensile strength σ_t in kg/cm^2	U ₂	23	32.4	46.4	69.8	15	38.4	11.5	30.1	27	36.9	15.3	41.5
	U ₃	20	22.9	10.7	46.6	7	20.1	4.6	22.7	10	23.5	8.6	34.7
Modulus of deformation D, in $10^3 kg/cm^2$	U ₂	27	166.30	59.3	35.6	38	191.7	111.6	58.2	38	157.7	92.2	58.4
	U ₃	29	126.5	46.7	36.9	21	119.9	33.7	28.1	11	119.6	56.5	47.3

n number of samples tested
 \bar{x} mean

σ standard deviation
 V% coefficient of variation

Porosity is expressed in percentage, modulus of deformation in ton/sq. cm ($0.98 \times 10^6 N/m^2$), and strength in kg/sq cm ($0.98 \times 10^4 N/m^2$)

installed prior to the excavation. Fig 3 indicates the positions of the digital inclinometers (Slope Indicator Type), the extensometers CFE and the transversal extensometers (Slope Indicator Type) which were installed in the three galleries driven at right angles to the longitudinal axis of the powerhouse and 12 m above the vault key.

TABLE 3. MODULUS OF DEFORMATION AND POISSON RATIO SELECTED FOR THE CALCULATION

Formation	Rock	Material No	D //(1)	ν //(1)	D (2)	ν (2)
			ton/sq cm ($0.98 \times 10^6 N/m^2$)		ton/sq cm \perp ($0.98 \times 10^6 N/m^2$)	
U ₂	Limestone	1	135	0.20	80	0.34
	Shale	2	0.40	0.40	0.40	0.40
	Limestone	3	135	0.20	125	0.21
U ₃	Shale	4	0.40	0.40	0.40	0.40
	Limestone	5	105	0.25	0.65	0.40

- (1) D //, ν //: modulus of deformation and Poisson ratio of the rock parallel to the stratification.
 (2) D \perp , ν \perp : modulus of deformation and Poisson ratio of the rock normal to the stratification.

As explained before, the numerical analysis was carried out assuming in one case a linear elastic behaviour and in the other a state of no tension in the rock. The displacements calculated on the basis of these two hypotheses are very similar, as may be noted in Fig 10 for example, and therefore the comparisons between observed and calculated displacements will henceforth refer only to a linear elastic behaviour in the rock mass.

In Fig 5 the observed and calculated vertical displacements upon the conclusion of the first stage of excavation are given, taking as a reference the ends of the longitudinal extensometers, set in instrumentation gallery N° 2 in order to eliminate errors due to the direct leveling of these end-points. The correlation between observation and computation is acceptable.

Similarly, Figs 6, 7 and 8 show observed and calculated horizontal displacements for the excavation from El. 424.00 to El. 414.00. Here, both the computed and measured horizontal displacements were referred to the line joining the ends of the inclinometers to eliminate errors in the absolute movements of these end-points. The total horizontal displacements, both measured and calculated, upon the completion of the excavation are presented, following the same criterion, in Figs 9 and 10.

4.4 Discussion

In general, the calculated displacements exceed the observed displacements; the ratio

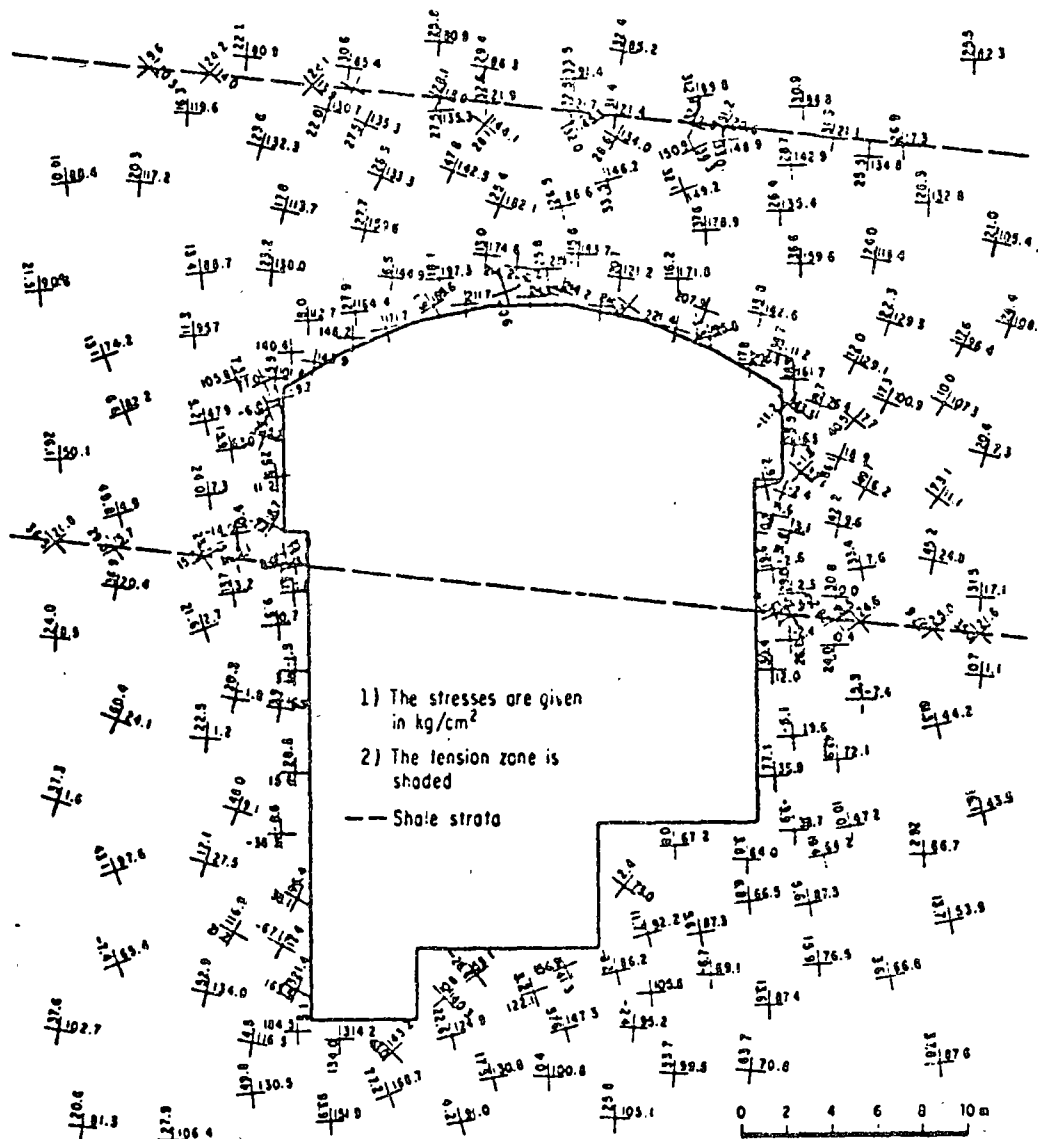


Fig 4. Principal stresses in the vicinity of the powerhouse, at the end of the excavation

between the two being of the order of 2. In the cases analysed in Refs 6, 7 and 8, the quotient of calculated and observed displacements varies similarly between 3 and 6. Thus, discrepancies between calculation and observation are high and the causes are varied.

In the case of the excavation of the powerhouse at La Angostura, the fundamental causes of the discrepancy are believed to be four:

a) The calculation assumed plane strain state. In fact, the problem is not strictly bidimensional, particularly if it is recalled that the excavation of the powerhouse itself was subsequent to the sinking of the surge shafts (13 m in diameter at a distance of 28 m from the powerhouse face). This prior excavation produced a modification in the initial state of stresses around the powerhouse which was not considered in the calculation.

b) The coefficients of variation of the modulus of deformation established in the laboratory (Table 2) are high. Assuming that the same applies in the case of the modulus determined in the field, then the deformability of the rock mass is very variable, even within the same geological formation, and the choice of a mean modulus of deformation, representative of the mass, is delicate indeed, since the number of field tests is small.

c) A linear elastic behaviour of the rock masses was assumed, but actually it is of the viscous type. The excavation of the powerhouse was completed in June 1972, and after this date the displacements continue to increase; transversal extensometers 7 and 8 recorded a deferred displacement between June 1972, and January 1973, equal to 20 per cent of that observed in June 1972. To complement this information, Fig 11 presents the meas-

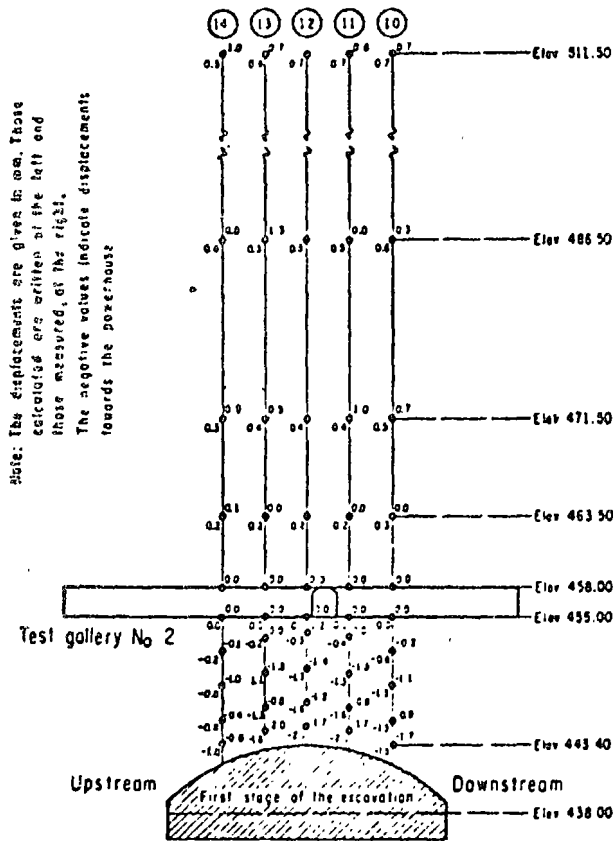


Fig 5. Comparison between the observed and calculated displacements. Linear elastic behaviour

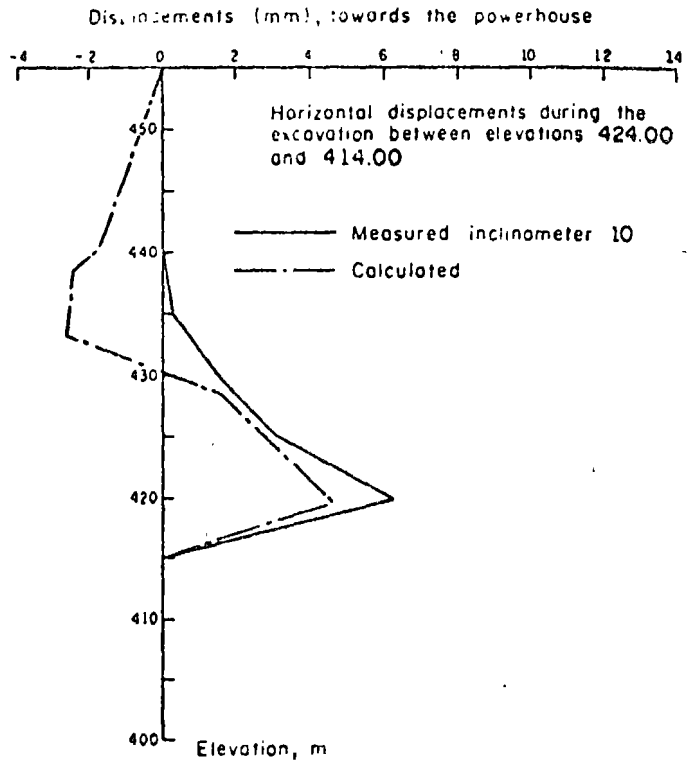


Fig 7. Horizontal displacements measured and calculated. Third stage of excavation. Inclinometer 10. Linear elastic behaviour

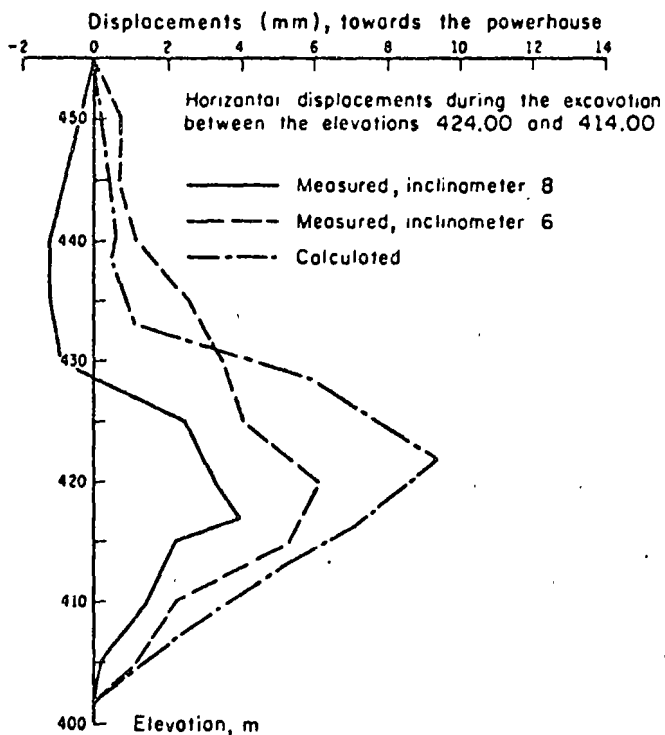


Fig 6. Horizontal displacements calculated and measured. Third stage of excavation. Inclinometers 6 and 8. Linear elastic behaviour

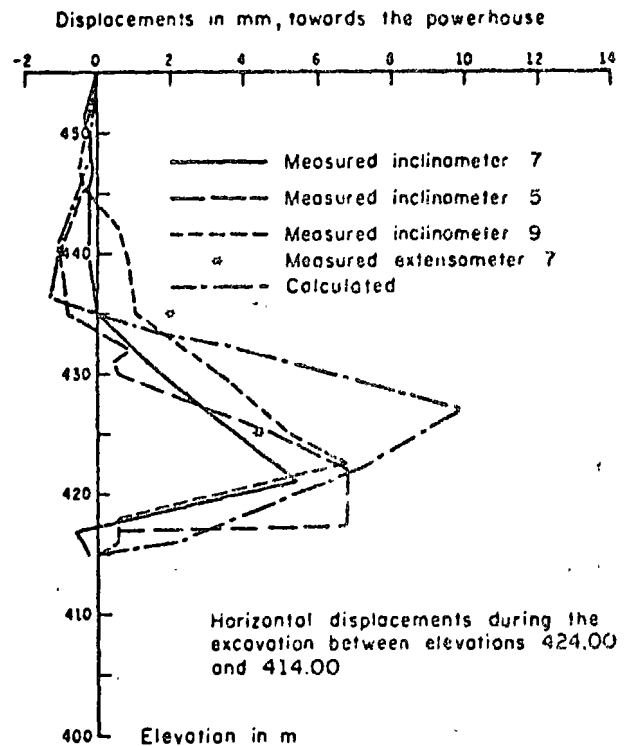


Fig 8. Horizontal displacements, measured and calculated. Third stage of excavation. Inclinometers 5, 7, 9 and extensometer 7. Linear elastic behaviour

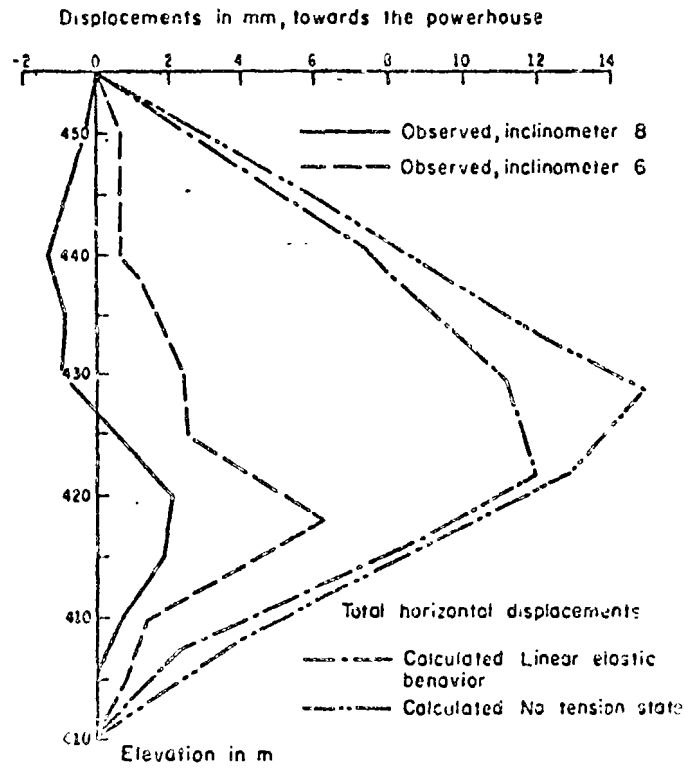
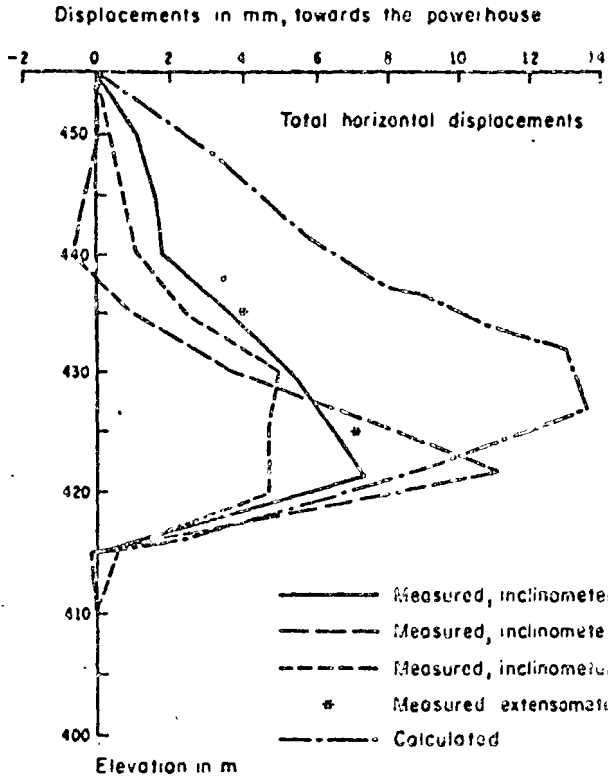


Fig 9. Total horizontal displacements at the end of the excavation, measured and calculated. Inclinerometers 5, 7, 9 and extensometer 7. Linear elastic behaviour

Fig 10. Total horizontal displacements, measured and calculated, at the end of the excavation. Inclinerometer 6, 8

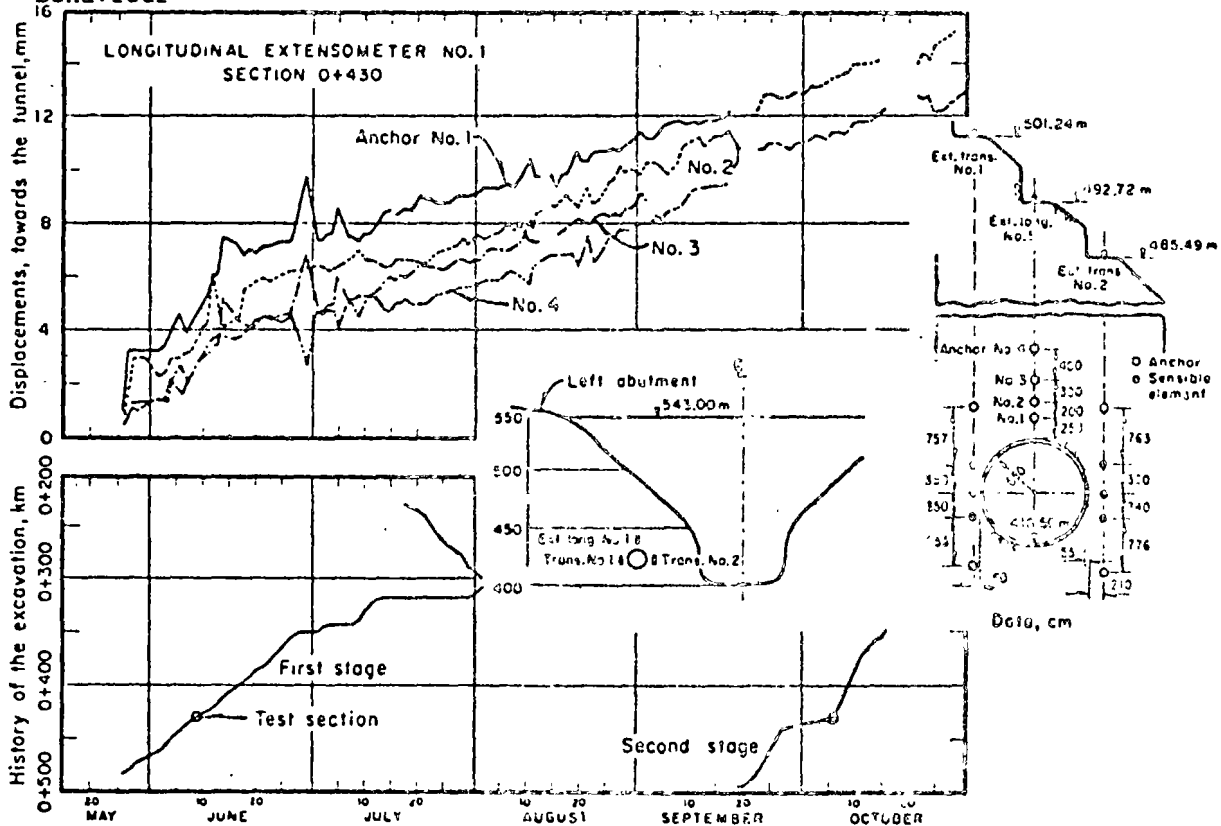


Fig 11. Displacements near the top of the tunnel versus time

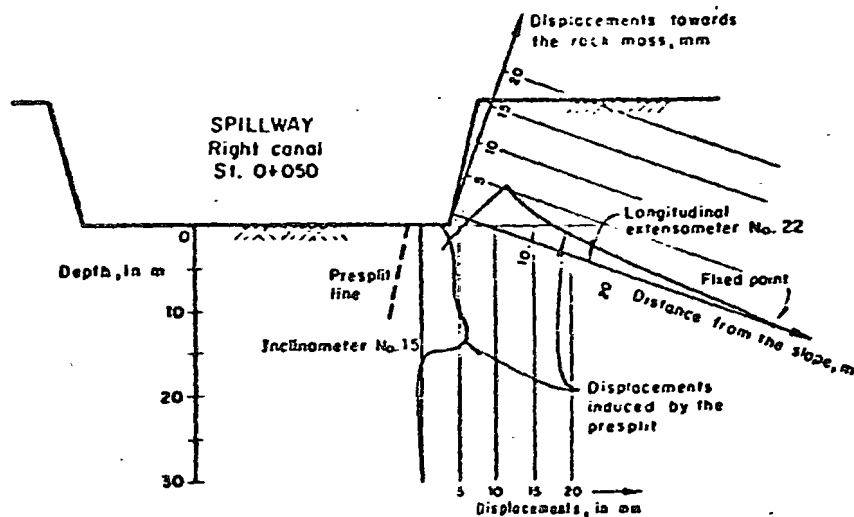


Fig 12. Displacements induced by presplit

urement of displacements recorded by longitudinal extensometer N° 1 in diversion tunnel N° 1, sited on the left bank. The importance of deferred deformations in the limestones of Formation U₂ are clearly shown in the above figure. By taking for the numerical calculation of displacements a modulus based upon static field tests, one has selected, implicitly, a certain modulus of deformation of the rock mass which takes its viscous behaviour into account. Here, in part, is the explanation of the discrepancy between the movements observed in the short term and those calculated:

d) The excavation generates a discharge in the rock mass, and the modulus of deformation to be considered in this condition is greater than the mean static modulus for loading and nearly equal to the dynamic modulus of deformation. In fact, the agreement between calculated displacements and short term observed displacements would have been excellent had the field dynamic modulus of deformation been adopted for the computations.

e) The method of excavation by explosives provoked a transitory increment in the normal stresses acting upon the rock mass close to the powerhouse face, which in turn induced plastic deformations which were not, of course, taken into account in the numerical calculation. It is worth insisting that these irreversible displacements may be large in support of this, Fig 12 reveals the 6 mm displacement induced in inclinometer N° 15 by the presplit on the bank of the right hand canal of the spillway. Since the maximum discrepancy between calculated and observed displacements in the powerhouse is of the order of 6 mm, it is clear that it may be largely due to the construction method.

5. CONCLUSIONS

In this paper a comparison has been made between field measurements and the results of

an analysis by the finite element method relating to the excavation of the powerhouse at La Angostura Dam. The comparison has been discussed and an attempt been made to justify the choice of mechanical properties and boundary conditions of the problem, taking both the field and laboratory tests carried out as a basis.

This study shows, in particular, how delicate the choice of deformability characteristics of the rock in question can be, even after numerous field and laboratory tests. If the dynamic field modulus is taken as representative of short term deformation conditions, then the comparison between measurements and calculations is excellent; but by adopting in the calculations the modulus of deformation derived from plate tests then the computed displacements are something like double those measured in the short term. Would it be valid, to use the dynamic field modulus for short-term prediction taking into account that the rock mass is unloaded upon excavation. To answer this, numerous case histories will be required, in which the values of static and dynamic field and laboratory modules, tectonic forces, and the variation of measured displacements against time are given in detail, together with a consideration of the effects of the construction procedures utilized which, as has been shown in this particular case, may be of significance.

ACKNOWLEDGEMENTS

This study was undertaken under the auspices of the Mexican Federal Electricity Commission; the installation and reading of the instrumentation in the field and the execution of laboratory tests were carried out by the Experimental Studies Department of the Commission. I must particularly thank R. Cuellar for his enthusiastic collaboration and L. Espinosa for the dedication he showed in the analytic aspect.

REFERENCES

1. MOOSER, F., Personal Communication, 1973
2. DEWEY, J. F., "Plate Tectonics", Scientific American, May, 1972
3. ROUSSEL, J. M., "Etude théorique et expérimentale du module dynamique des massifs rocheux", Revue de L'Industrie Minérale, Paris, August, 1968
4. CUELLAR, R., "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". Department of Experimental Studies, Federal Electricity Commission, México, 1969
5. JAEGER, J. C., COOK, N. G. W., "Fundamentals of Rock Mechanics", Methuen, London, 1969, p 285
6. CHING-YUNG CHANG, NAIR K., "A Theoretical Method for Evaluating Stability of Openings in Rock", Final Report to U. S. Bureau of Mines, Contract N° HO 210046, Woodward Lundgren and Associates, 1972
7. ISENBERG, J., "Analytic Modeling of Rock-Structure Interaction", Final Report to U. S. Bureau of Mines, Contract N° HO 220035, Agbabian Associates, 1973
8. KULHAWY, F. H., "Analysis of Underground Openings in Rock by Finite Element Methods", Final Report to U. S. Bureau of Mines, Contract N° HO 210029, Dept. of Civil Engineering, Syracuse University, 1973

DETERMINACION IN SITU DE LA PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS Y DE LAS ROCAS

1. PRUEBAS DE CAMPO PARA LA DETERMINACION
DE LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS IN SITU *
2. PRUEBAS DE PERMEABILIDAD DE CAMPO DE
MASAS ROCOSAS **

* SRH, "Manual de Mecánica de Suelos" Quinta
edición (1970) pp

** Marsal, R. J. y D. Reséndiz, "Presas de Tierra y Euro-
cemento", LIMUSA, (1975) pp 296 - 299

I. PRUEBAS DE CAMPO PARA LA DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS *IN SITU*

1.1 Introducción

Antes de la construcción de una estructura de tierra, es importante verificar que las propiedades del suelo de la cimentación sean las indicadas para garantizar la estabilidad y el funcionamiento adecuado de la obra. En algunos casos, dichas propiedades pueden obtenerse en el laboratorio a partir de muestras inalteradas obtenidas en la forma indicada anteriormente (Parte I, cap. 3); sin embargo, es frecuente que, al no poder obtener muestras inalteradas o suficientemente representativas, se tenga que recurrir a pruebas de campo para el mismo fin. Las pruebas de campo tienen que adaptarse a las peculiaridades de cada obra y, en general, no es posible ni deseable establecer un procedimiento estándar para su realización. En lo que sigue solo se incluye una breve descripción de algunas de las pruebas más generalmente aceptadas.

1.2 Pruebas de permeabilidad de campo

Las pruebas de permeabilidad de laboratorio son útiles cuando la estructura que se estudia está formada por un material que puede considerarse homogéneo, isótropo o anisótropo, como en el caso del corazón impermeable de una cortina construido con la tierra de un banco de préstamo homogéneo. En cambio, en las formaciones naturales, generalmente compuestas por mantos distintos, con variaciones importantes tanto en la disposición de los mismos como en las características de los materiales, es difícil estudiar el escurrimiento a partir de un número

limitado de ensayos sobre muestras inalteradas. En mantos de arena y grava es casi imposible obtener especímenes inalterados. En estos casos es necesario recurrir a las pruebas de campo.

El tipo de prueba de permeabilidad útil en cada caso particular depende de numerosos factores, tales como tipo de material, localización del nivel freático y homogeneidad o heterogeneidad de los distintos estratos de suelo, en cuanto a permeabilidad se refiere. La selección del tipo de prueba por realizar es, por tanto, un problema delicado.

En la tabla I.1, tomando en cuenta ciertas características del problema bajo estudio, se expone la aplicabilidad de los diversos tipos de pruebas de permeabilidad a los suelos aluviales típicos de las boquillas de las presas.

TABLA I.1. APLICABILIDAD DE LOS DIVERSOS TIPOS DE PRUEBAS DE PERMEABILIDAD A LOS SUELOS ALUVIALES

NIVEL FREÁTICO	MATERIAL	PRUEBA LEFRANC	BOMBEO CON MEDICION DEL CONO DE ABATIMIENTO	BOMBEO CON COLOCACION DE PIEZOMETROS	ABSORCION Y FILTRACION	TRAZADORES RADIO-ACTIVOS	MICROMOLINETE
Por encima del nivel freático	Homogéneo				X		
	Heterogéneo				X		
Por debajo del nivel freático	Homogéneo	X	X				
	Heterogéneo	X		X		X	X

Cada tipo de prueba se analiza con métodos de cálculo más o menos elaborados; sin embargo, los resultados obtenidos de los diversos métodos de interpretación, propios de cada prueba, son semejantes; debe prestarse especial atención a la forma en que se lleva a cabo el ensayo, ya que, dependiendo de los proce-

dimientos utilizados, los resultados pueden variar en forma significativa.

Además de las pruebas mencionadas en la tabla I.1, se presenta la prueba de permeabilidad Lugeon, generalmente usada para determinar la permeabilidad de masas rocosas, pero aplicable asimismo a materiales granulares parcialmente cementados.

1.2.1 Prueba Lugeon

La prueba consiste en inyectar agua a presión en tramos de perforación, lo cual tiene por objeto tener una idea aproximada de la permeabilidad en grande, o sea la debida a las fisuras de la roca o del material granular cementado estudiado. Se varía la longitud de los tramos probados, así como la presión a la que se inyecta el agua. La llamada unidad Lugeon corresponde a una absorción de 1 litro de agua por minuto, por metro de sondeo, con una presión de inyección de 10 kg/cm².

En la práctica, la prueba consiste en obtener, para distintos tramos, curvas de gastos de absorción en función de la presión de inyección.

La longitud de los tramos de perforación en los que se realiza la prueba debe adaptarse a la naturaleza del terreno. En numerosos casos resulta adecuado el empleo de tramos de prueba de longitud reducida (1 m o aun menos), con objeto de analizar detalladamente zonas de características excepcionales.

a) Equipo

Los elementos necesarios para llevar a cabo una prueba Lugeon son:

Un obturador o empaque con su correspondiente tubo de inyección. Existen numerosos tipos de obturadores. Los mecánicos son adecuados para perforaciones de diámetro mayor de 90 mm; el sello se logra comprimiendo una serie de rondanas de hule que presionan sobre las paredes de la perforación.

En los obturadores de copa de cuero, la presión de inyección acuña una serie de copas contra las paredes de la perforación; este tipo de obturador requiere que las perforaciones sean muy regulares y perfectamente cilíndricas. Los obturadores neumáticos constan de cubiertas cilíndricas de hule que se expanden por inyección de aire comprimido; estos obturadores son eficientes pero de colocación delicada. En todos los casos, la longitud del obturador debe ser de 30 cm por lo menos y de preferencia de más de 1 m.

Una bomba. La bomba necesaria para inyectar agua a presión debe ser tal que no produzca variaciones rápidas de la presión, por tanto, debe usarse una de varios pistones, o de gusano, pero de preferencia una centrífuga de alta presión.

Medidor de gastos de agua. Solo los medidores del tipo Venturi permiten determinar el gasto con la precisión suficiente (del orden del 1 por ciento).

Uno o varios manómetros. El manómetro empleado para medir la presión debe ser de buena calidad y encontrarse en buen estado. Se calibrará cuidadosamente por comparación con un manómetro de precisión. Para evitar daños al manómetro, este no debe colocarse directamente en la manguera o tubería de desfogue de la bomba, ya que sufriría el golpeteo debido al funcionamiento irregular de los pistones de la bomba.

Agua. El agua de inyección debe ser limpia y sin materiales en suspensión, para evitar taponamientos en el medidor de gastos de agua, así como en las fisuras del terreno por probar, los cuales pueden inducir errores apreciables en la prueba.

El esquema general de montaje del equipo necesario aparece en la Fig. 1.1.

b) Procedimiento

Verificación del sello

La colocación de los empaques en la perforación, con objeto

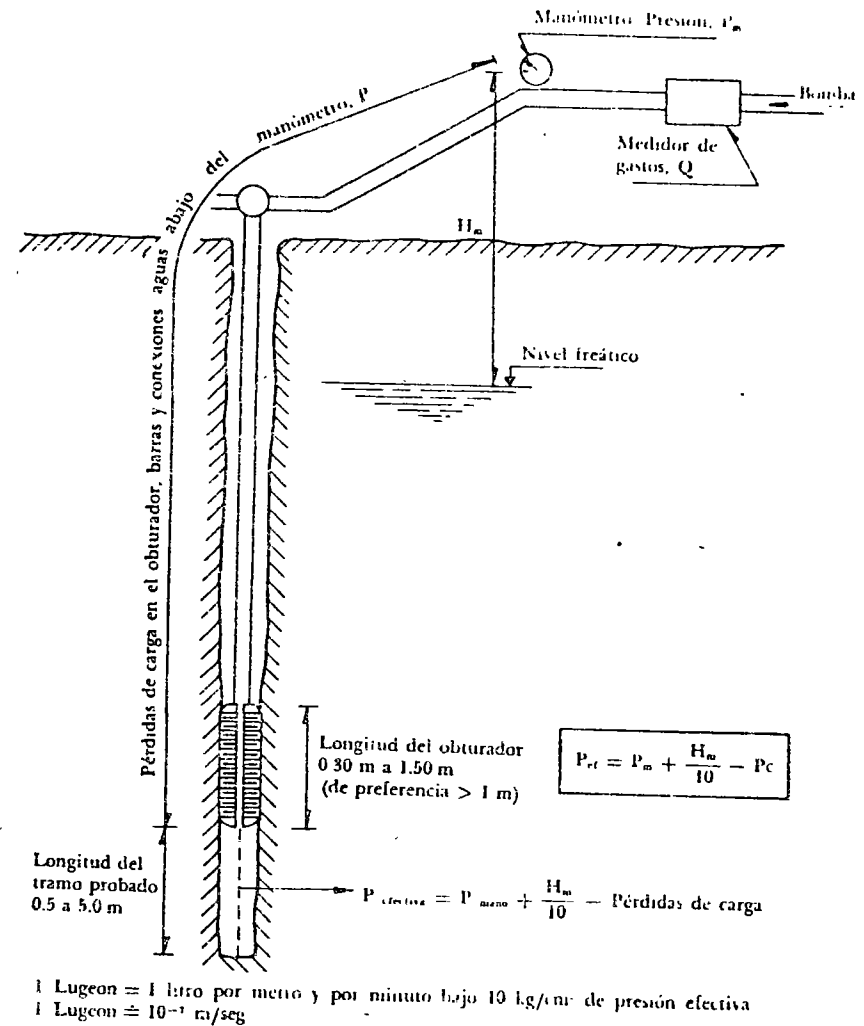


FIG. 1.1

de sellar el tramo por probar, puede resultar muy delicada. Para apreciar la calidad del sello, se inyecta agua y se observa si sube por la perforación. Si el agua sube, esto puede deberse a dos causas:

1. La perforación no es regular y el empaque no ajusta.
2. El terreno está muy fisurado y se establece un cortocircuito alrededor del empaque.

En el primer caso es necesario desplazar el empaque algunos centímetros, y en ocasiones algunos metros, hasta poderlo ajustar perfectamente o aumentar la longitud del empaque para lograr un mejor sello. En el segundo, resulta difícil la realización de la prueba, y se debe pensar en efectuar otro tipo de ensaye (Lefranc en material saturado, Matsuo o Nasberg en caso contrario).

Realización de la prueba

1. Verificado el sello, se anotan los datos correspondientes al tramo probado: profundidad del nivel freático (obtenida después de estabilizarse el nivel del agua en la perforación), profundidad y longitud del tramo probado, y diámetro y longitud de la tubería de inyección.

2. Se aplica el primer incremento de presión de inyección, se observa el gasto correspondiente, y se espera de 5 a 10 min a que este se estabilice. Se anotan los valores del gasto y de la presión correspondiente en el registro de prueba (lámina 1.1).

3. Se repite el paso anterior hasta llegar a una presión máxima de 10 kg/cm², y se procede, entonces, a aplicar decrementos de presión, anotando asimismo los valores de la presión y del gasto correspondiente. La secuencia de presiones aplicadas puede ser, por ejemplo, de 1, 2, 4, 6, 8, 10, 8, 6, 4, 2, 1 kg/cm². Es conveniente trazar el diagrama gasto-presión conforme progresa la prueba para ir observando las particularidades de la curva obtenida. La presión considerada debe ser la presión efectiva,

SRH.

DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS
PERMEABILIDAD DE CAMPO
PRUEBA LUGEON

Obro _____
 Localización _____

Fecha _____
 Pozo _____
 Prueba N° _____
 Inclinación _____
 Profundidad del nivel freático _____

Altura del manómetro con respecto al nivel del terreno _____

TUBERIA DE INYECCION

Diámetro interior _____
 N° de capes _____
OBTURADOR

Tipo _____
 Longitud _____

Presión, en kg/cm²

Gasto Q, en l/min

Presión, en kg/cm ² leída en el manómetro	Gasto (Venturi) l/min	Duración, en min	Observaciones	Presión corregida, en kg/cm ²	Gasto, en l/min

Observaciones _____
 Operador _____ Calculó _____ Fecha _____

Lámina 1.1

P, en la zona de prueba, y obtenerse a partir de la presión leída en la superficie, P_m , tomando en cuenta las pérdidas de carga en la tubería y en el obturador, P_e , así como la profundidad del nivel freático con respecto al plano de lectura del manómetro, H_m .

$$P = P_m + \frac{H_m}{10} - P_e$$

Resulta delicado valorar P_e , sobre todo en lo referente a pérdidas de carga en el obturador; las pérdidas de carga en tuberías pueden calcularse con nomogramas adecuados, tomando en cuenta la naturaleza del material que las constituye. Es deseable que se desarrolle un sistema de medición directa de la presión en la cámara que elimine las graves incertidumbres en cuanto a estas correcciones.

4. Se calcula el valor de la absorción, en unidades Lugeon, dividiendo el gasto correspondiente a una presión de 10 kg/cm², expresado en lt/min, entre la longitud de la zona probada, expresada en metros. Para dar una idea aproximada de lo que representa una unidad Lugeon, se puede establecer que, si se tuviera un medio poroso y homogéneo, en lugar de roca fisurada, sometido a una prueba de inyección, que diera una absorción igual a una unidad Lugeon, su permeabilidad sería $k = 1.3 \times 10^{-5}$ cm/seg.

c) Interpretación de la prueba

El valor de la absorción en unidades Lugeon no es la única información que se puede obtener de esta prueba. La forma de las curvas gasto-presión es muy variable (Fig. 1.2) y depende esencialmente de las características de fisuración de la masa: distribución y espesor de las fisuras, tipo de relleno de estas, etc. Al aumentar la presión de inyección, se puede observar que la variación del gasto no es lineal, salvo en contados

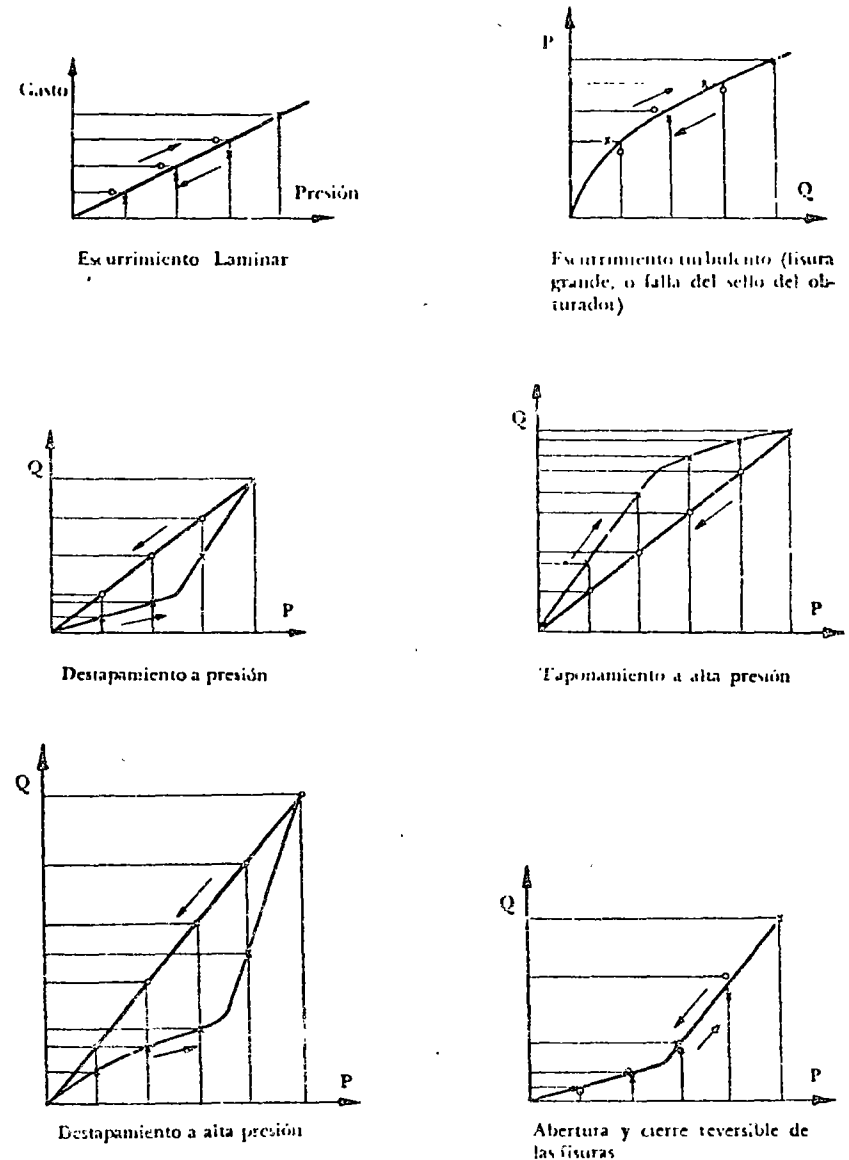


Fig. 1.2

casos. El tapamiento y destapamiento de las grietas con materiales de relleno provocan, a diversas presiones, fenómenos de aumento o disminución de la permeabilidad. Esta variabilidad de la permeabilidad en grande de la masa debe tomarse en cuenta para valorar la permeabilidad de diseño de la misma.

A menudo se observan pseudodiscontinuidades en las curvas gasto-presión las cuales pueden atribuirse a la abertura y cierre reversibles de las fisuras que provocan una variación no lineal del gasto con la presión de inyección.

1.2.2 Pruebas Lefranc-Mandel

Esta prueba tiene por objeto medir con cierta precisión el coeficiente de permeabilidad en algún punto de un terreno aluvial, o de una roca muy fisurada cuando existe un manto freático que satura el material.

La prueba consiste en inyectar agua en una cavidad del terreno, de forma geométrica definida, situada debajo del nivel freático, con una carga pequeña constante de agua. La medida del gasto y de la carga que lo origina permite calcular el coeficiente de permeabilidad, K , en la vecindad de la cavidad con una buena aproximación.

Si Q es el gasto de inyección y ΔH la carga aplicada, se tiene

$$Q = C K \Delta H$$

donde C es un coeficiente que tiene dimensión de longitud y que caracteriza geoméricamente la prueba (forma de la cavidad y distancia H del tramo de ensaye al nivel freático).

Se demuestra que C tiene los siguientes valores para cavidades de forma geométrica sencilla:

Cavidad en forma de disco de radio r

$$C = 4r$$

Cavidad semiestérica de radio r $C = 2\pi r$

Cavidad esférica de radio r $C = 4\pi r$

Tubo perforado de longitud L y radio r $C = \frac{4\pi}{L} \log \frac{L}{r} - \frac{1}{2H}$

a) Equipo

El equipo necesario para llevar a cabo una prueba Lefranc-Mandel consta de los siguientes elementos:

Bomba.

Sistema de medición del gasto, incluyendo un recipiente elevado con rebosadero, una válvula de aguja, un cono al que se adapta una válvula de tres pasos, un recipiente de volumen conocido y un cronómetro (Fig. 1.3).

Tubería de longitud suficiente para alcanzar la cavidad de inyección.

Sonda eléctrica para medir el nivel de agua en la perforación, con amperímetro de buena sensibilidad.

b) Procedimiento

La forma más usual de efectuar la prueba es la siguiente:

1. Se realiza una perforación hasta la profundidad deseada, estabilizando las paredes mediante un ademe, el cual se rellena con grava limpia de muy alta permeabilidad (grava uniforme de 3 cm, por ejemplo) sobre una longitud igual a la deseada para la prueba, por lo general un metro. A continuación se levanta el ademe un metro, quedando la perforación lista para realizar la prueba. Se anota el diámetro del ademe en la lámina 1.2.

2. Se mide la profundidad del nivel freático, H_0 , respecto

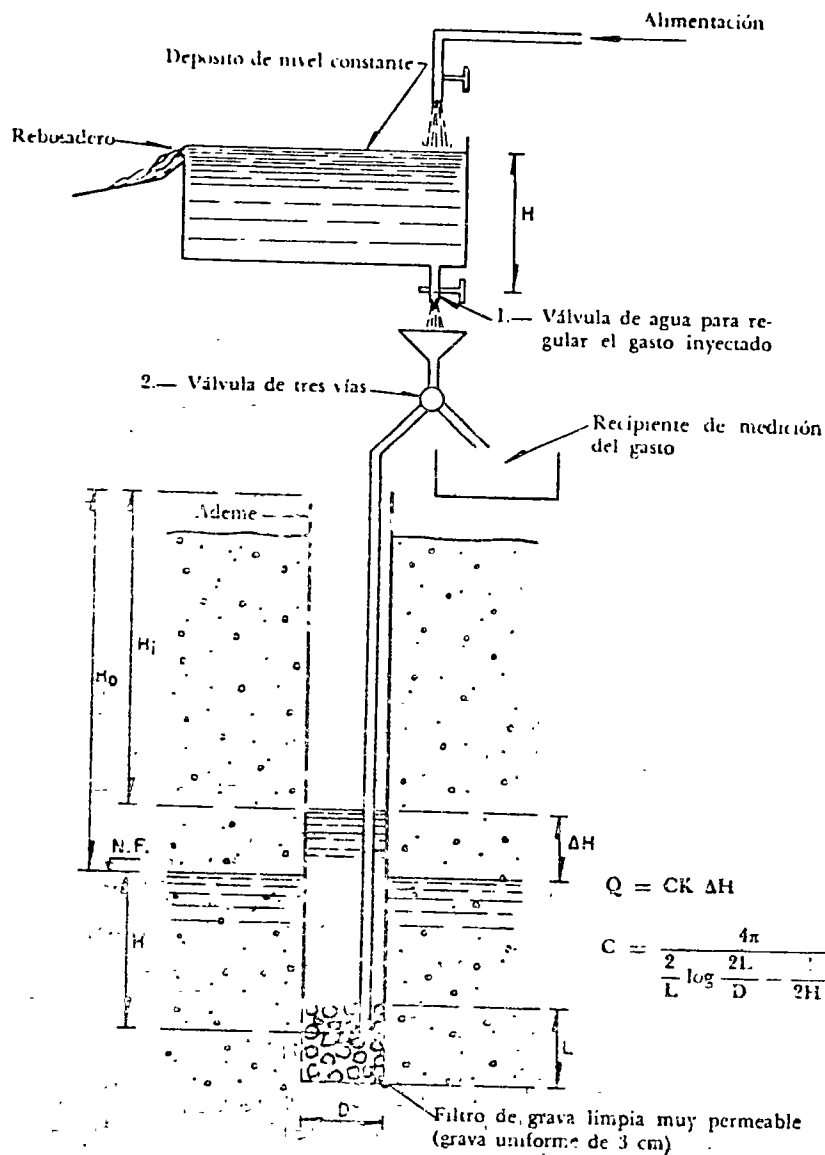


Fig. 1.5

a la parte superior del ademe, repitiendo esta medición a distintos tiempos para asegurarse de que este nivel se ha estabilizado.

3. Se pone en marcha la bomba que alimenta el recipiente elevado con rebosadero.

4. Al derramar el agua del recipiente, se abre la válvula 1 (Fig. 1.3) con la válvula 2 conectada a la perforación. El agua que se derrama debe canalizarse hasta cierta distancia del punto de medición, o formar un circuito cerrado con el agua bombeada para no perturbar la prueba.

5. Se mide la variación con el tiempo del nivel de agua, h , en la perforación, respecto a la parte superior del ademe.

6. Cuando dicho nivel queda estabilizado durante 10 min. se anota el valor correspondiente, H_i .

7. Se conecta la válvula 2 con el recipiente de volumen conocido, y se mide y anota el tiempo, T , necesario para llenarlo.

8. Se repite la prueba en el mismo punto, variando los gastos inyectados y midiendo los respectivos niveles estabilizados de agua en la perforación.

9. Se calcula el coeficiente de permeabilidad del material mediante las fórmulas correspondientes al caso de un tubo perforado de longitud L (generalmente 1 m) y radio r :

$$Q = C K (H_i - H_0)$$

Por lo tanto

$$K = \frac{Q}{C(H_i - H_0)}$$

donde

$$C = \frac{4\pi}{L \log \frac{2L}{D} - \frac{1}{2H}}$$

SRH.

DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS

PERMEABILIDAD DE CAMPO
PRUEBA LEFRANC-MANDEL

Otro _____
 Localización _____ Fecha _____

Pozo N° _____ Prueba N° _____
 Longitud ensayada, L, de _____ a _____ Operador _____
 Nivel freático, H_0 , _____
 Diámetro del difusor, D , _____
 Volumen del recipiente de gastos _____

Lectura del nivel de agua en la perforación h	Tiempo, en min	Tiempo necesario para llenar el recipiente de volumen conocido	Gasto inyectado
h_1	t_1	T_1	Q_1
h_2	t_2		
$r_n = H_1$	t_n		
h_1	t_1	T_2	Q_2
h_2	t_2		
$r_n = H_2$	t_n		

Niveles, h_i

$Q = CK \Delta H$
 $\Delta H = H_0 - H_i$

$C = \frac{4\pi}{2 \log \frac{2L}{b} - \frac{1}{2H}}$

$H =$ Profundidad del tramo probado con respecto al nivel freático

Tiempos, t_i

Observaciones _____
 Operador _____ Cálculo _____ Fecha _____

Lámina 1.2

siendo H la profundidad media del tramo probado con respecto al nivel freático.

1.2.3 Pruebas de bombeo

Para estimar la permeabilidad de un manto potente de material permeable, del que es difícil obtener muestras inalteradas, es recomendable recurrir a una prueba de bombeo, la cual se lleva a cabo perforando un pozo central de bombeo con ademe ranurado y, en forma concéntrica, una serie de pozos de observación, donde se colocan ademes ranurados para observar directamente la superficie libre del cono de abatimiento creado por el bombeo (manto homogéneo) o piezómetros, con el objeto de conocer las presiones de agua en toda la zona afectada (manto heterogéneo).

La interpretación de la prueba y, en particular, el cálculo del coeficiente de permeabilidad del medio supuesto homogéneo pueden hacerse por medio de las fórmulas de Dupuit-Thiem o de Theis-Lubin, que se aplican a escurrimientos en régimen permanente y transitorio, respectivamente. Ambos métodos suponen que el pozo de bombeo abarca la totalidad del manto permeable, sin embargo, la prueba puede realizarse, sin incurrir en grave error, con un pozo que cubra solo parcialmente el manto.

a) Equipo

- El equipo para realizar una prueba de bombeo es el siguiente:
 - Un ademe ranurado para el pozo de bombeo.
 - Una bomba de pozo profundo.
 - Un tanque amortiguador en la descarga de la bomba, el cual constará de una pantalla de malla de acero, rellena de grava para disipar la energía del agua, así como un medidor de gastos (del tipo vertedor triangular delgado y escala de gancho, o Venturi).

Canal para alejar de la zona bajo estudio el agua bombeada.
 Tubetas ranuradas para los pozos de observación o los piezómetros; las ranuras son generalmente de 3 mm de ancho y 10 cm de longitud, y se encuentran distribuidas a razón de 20 ranuras por metro.

Sonda de tipo eléctrico para medición de los niveles en los pozos de observación o piezómetros.

Reloj.

Herramientas diversas.

b) Procedimiento

Habiendo instalado en la zona de interés el conjunto de elementos necesarios para la realización de la prueba, se empieza a bombear con un valor del gasto prelijado después de haber anotado los niveles iniciales de agua en los pozos de observación o piezómetros. Durante los primeros momentos de bombeo, es necesario tomar lecturas continuas de los niveles, con objeto de disponer de datos suficientes durante la etapa de flujo transitorio. Posteriormente, puede aumentarse el intervalo de tiempo entre mediciones. En caso de querer interpretar los datos con base en la teoría de Dupuit, es necesario esperar, manteniendo el gasto de bombeo constante, a que el flujo de agua sea permanente, lo cual significa que los niveles de la superficie de escurrimiento alrededor del pozo de bombeo se mantengan constantes. Habiendo alcanzado este estado, se suspende el bombeo, y se observa la recuperación de los niveles de la superficie de escurrimiento. En la misma forma que durante el inicio del bombeo, se toman lecturas continuas de dichos niveles durante la etapa transitoria.

Habiéndose recuperado totalmente el nivel de agua alrededor del pozo de bombeo, se vuelve a bombear agua, pero con un valor del gasto diferente al inicial, y se prosigue con la misma secuencia de operaciones.

Según que se usen pozos de observación o piezómetros, se registran los datos en las láminas 1.3 o 1.4.

c) Interpretación de las pruebas

Los datos de las pruebas se interpretan según el método de Theis-Lubin para el flujo transitorio y de Dupuit para el flujo establecido. Los resultados arrojados por los dos métodos son similares, pero el del flujo establecido tiene la desventaja de requerir tiempos de bombeo muy largos para lograr la estabilización de niveles, suponiendo que esta pueda lograrse efectivamente.

Método de Theis-Lubin

Este método se basa en las hipótesis siguientes:

El manto permeable es homogéneo, isótropo, de permeabilidad uniforme y extensión infinita.

El pozo central de bombeo atraviesa todo el espesor del manto acuífero y su radio es muy pequeño. El agua fluye inmediatamente fuera de la zona abatida.

La fórmula de Theis-Lubin proporciona el valor de la transmisibilidad, T , de un manto, conociendo el valor del gasto constante de bombeo, q , y del abatimiento, Δ , del nivel freático, en un pozo, a una distancia R del pozo central, después de cierto tiempo de bombeo, t . La transmisibilidad, T , es el producto del coeficiente de permeabilidad horizontal del terreno, K , por el espesor, H , del manto permeable, $T = KH$.

La fórmula de Theis-Lubin es la siguiente:

$$\Delta = \frac{q}{4\pi T} \int_{R-s}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du$$

SRH.

DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS

PERMEABILIDAD DE CAMPO
PRUEBA DE BOMBEO
NIVELES EN POZOS TESTIGOS

Obra _____

Localización _____ Fecha _____

Gasto de bombeo, Q _____ m³/seg; Inicio bombeo _____ hr _____ min; Suspensión _____ hr _____ min

Pozo Nº	R, en m	Profundidad, en m	Cota boca del pozo	Hora de lectura	t (min) INICIO	t' (min) SUSP.	z, en m	h, en m	Δ, en m	$\frac{\Delta}{Q}$	$\frac{t}{R^2}$

R Distancias al pozo central de bombeo
z Lecturas de la boca del pozo a la superficie del agua
h Alturas de agua referidas al nivel de bombeo
t y t' Tiempos transcurridos desde el inicio y la suspensión del bombeo

Observaciones _____

Operador _____ Cálculo _____ Fecha _____

Lámina 1.3

SRH.

DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS

PERMEABILIDAD DE CAMPO
PRUEBA DE BOMBEO
NIVELES PIEZOMETRICOS

Obra _____

Localización _____ Fecha _____

Gasto de bombeo Q _____ m³/seg; Inicio del bombeo _____ hr _____ min; Suspensión _____ hr _____ min

Piezómetro Nº	Profundidad, en m	Hora de lectura	t (min) Inicio	t' (min) Suspensión	z, en m	Altura piezométrica, en m

t y t' Tiempos transcurridos desde el inicio y la suspensión del bombeo
z Lecturas de la boca del piezómetro a la superficie del agua

Observaciones _____

Operador _____ Cálculo _____ Fecha _____

Lámina 1.4

donde S es el almacenaje específico del material * que puede determinarse, como se verá más adelante, junto con la permeabilidad.

Cuando el tiempo transcurrido desde el inicio del bombeo es grande (varias horas), la ecuación de Theis-Lubin se simplifica y se puede aplicar (con tal de que T/R²S no sea demasiado pequeño) la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{2.303q}{4\pi T} \log_{10} \frac{2.25Tt}{R^2S}$$

la cual puede reducirse a

$$\frac{\Delta}{q} = \frac{2.303}{4\pi T} \left(\log_{10} \frac{2.25T}{S} + \log_{10} \frac{t}{R^2} \right)$$

Llevando, en un diagrama semilogarítmico, en el eje de las ordenadas el valor Δ/q y, en de las abscisas, la cantidad t/R², el bombeo con gasto constante, q, queda representado, independientemente del pozo testigo considerado y del tiempo, t, de bombeo, por una recta que muestra la evolución sintética de todo el manto de agua. Esta recta permite determinar las características T y S del terreno (lámina 1.5).

Un método de cálculo muy útil para corroborar los anteriores valores, obtenidos por medio del bombeo, es el basado en el análisis de la recuperación de un pozo. Si se bombea en un pozo durante un tiempo conocido, t, y luego se le permite recuperarse, el abatimiento residual será el mismo que si el bombeo

* $S = \gamma_w n \beta \left(1 + \frac{m_v}{\beta} \right)$, donde γ_w es el peso específico del agua, n la porosidad del material, m_v el coeficiente de variación volumétrica del material, y β la compresibilidad del agua.

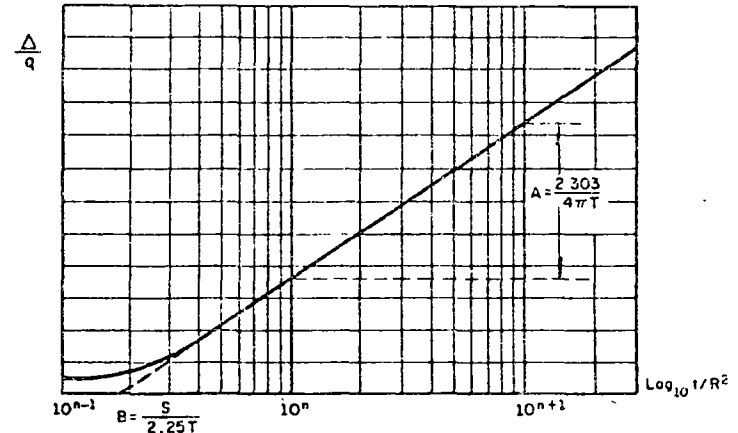


DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS

PERMEABILIDAD DE CAMPO
PRUEBA DE BOMBEO
INTERPRETACION DE LAS OBSERVACIONES DEL FLUJO TRANSITORIO

Obra _____
Localización _____ Fecha _____
Pozo testigo N° _____ Espesor del manto permeable, H, _____ m

Interpretación por medio del método de Theis-Lubin. A partir de los datos de la lámina 1.4, se traza una gráfica similar a la representada, y se obtienen los valores de A y B correspondientes



Trasmisibilidad del manto.....T = $\frac{2.303}{4\pi A}$ = _____
Almacenaje específico del material.....S = 2.25 BT = _____
Permeabilidad del material.....K = T/H = _____ m/seg

Observaciones _____
Operador _____ Cáculo _____ Fecha _____

Lámina 1.5

372 PRUEBAS DE CAMPO

se hubiera mantenido, a la vez que se inyectase en el pozo el mismo gasto. Basándose en esta superposición de efectos, se puede obtener la siguiente fórmula para el cálculo de K:

$$K = \frac{2.3q}{4 \pi \Delta H} \log_{10} \frac{t}{t'}$$

donde

- H espesor del manto permeable, en m
- K coeficiente de permeabilidad, en m/seg
- q gasto constante de bombeo, en m³/seg
- t tiempo transcurrido desde el inicio del bombeo
- t' tiempo transcurrido desde la suspensión del bombeo
- Δ abatimiento residual en uno de los pozos de observación

Método de Dupuit-Thiem

Este método se basa en las hipótesis siguientes:

El material es homogéneo y el nivel freático estático.

Lejos del pozo, el gradiente hidráulico es constante con la profundidad a lo largo de la superficie exterior de un cilindro, cuyo eje de revolución coincide con el del pozo, el cual abarca la totalidad del manto permeable.

Suponiendo que se verifican tales hipótesis, el gradiente, a lo largo de un cilindro de revolución de radio r, es igual al valor de la pendiente de la superficie libre del escurrimiento en el punto de intersección de dicha superficie con el cilindro de radio r.

Si las observaciones se realizan mediante piezómetros, es posible verificar la validez de la última hipótesis mencionada, trazando la red de flujo.

El cálculo del coeficiente de permeabilidad se realiza tomando como base una curva media de abatimiento para cada uno

de los gastos de bombeo utilizados. La curva de abatimiento se construye con el promedio de los valores de abatimientos registrados en los pozos situados a una misma distancia del de bombeo, y en el momento de la suspensión del bombeo (en este momento se supone que el flujo es permanente).

Con estos datos, y aplicando la fórmula

$$K = \frac{2.3q}{(h_1^2 - h_2^2)} \log_{10} \frac{R_2}{R_1}$$

donde

- q gasto de bombeo, en m³/seg
- h₁, h₂ alturas, en m, del nivel libre del agua con respecto al extremo profundo del pozo de bombeo, para las líneas de los pozos 1 y 2, respectivamente
- R₁, R₂ distancias de las líneas de los pozos 1 y 2 al de bombeo

se obtiene el valor del coeficiente de permeabilidad, K, en metros por segundo.

1.2.4 Pozos de absorción

Esta prueba se realiza en materiales no saturados. Con base en el estudio de Nasberg sobre escurrimiento en suelo seco, a partir de una fuente situada en la masa, Terlerstkata ha obtenido una fórmula semiempírica que relaciona el gasto de absorción, q, en un pozo, bajo tirante de agua constante, h, con el coeficiente de permeabilidad del terreno (Fig. 1.4).

$$K = \frac{0.423}{h^2} q \log_{10} \frac{4h}{d}$$

donde d es el diámetro de la perforación bajo la condición

$$25 < \frac{h}{d} < 100$$

1.2.5 Pozos de filtración

Esta prueba se realiza, al igual que la anterior, en materiales no saturados.

Se excavan dos pozos de planta rectangular, dispuestos paralelamente de modo que entre ellos quede un prisma del material, cuyo coeficiente de permeabilidad se desea conocer. La distancia entre las caras correspondientes de los pozos puede elegirse de acuerdo con el suelo, puede tomarse, por ejemplo, igual a 1 m.

Se trata de determinar el coeficiente de permeabilidad con la ayuda de la red de flujo y de la medida, en un tiempo, t , de las cantidades de agua que es necesario agregar a los pozos para mantener una diferencia constante de nivel entre ellos, previa saturación de los materiales. El coeficiente se calcula con la fórmula aproximada:

$$K = \frac{N_v F}{N_c H_m t l}$$

donde

- H_m desnivel medio entre los tirantes de los pozos
- K coeficiente de permeabilidad, en m/hr (para obtener K , en cm/seg, se debe multiplicar por 0.0278)
- l distancia entre pozos
- N_c número de canales de flujo, que resultan del trazo de la red de flujo
- N_v número de partes en que se divide arbitrariamente la caída de potencial en la red de Flujo que se forma entre los dos pozos
- t tiempo en que se midió el volumen de agua añadido a cada pozo

El valor de F se obtiene de la siguiente expresión:

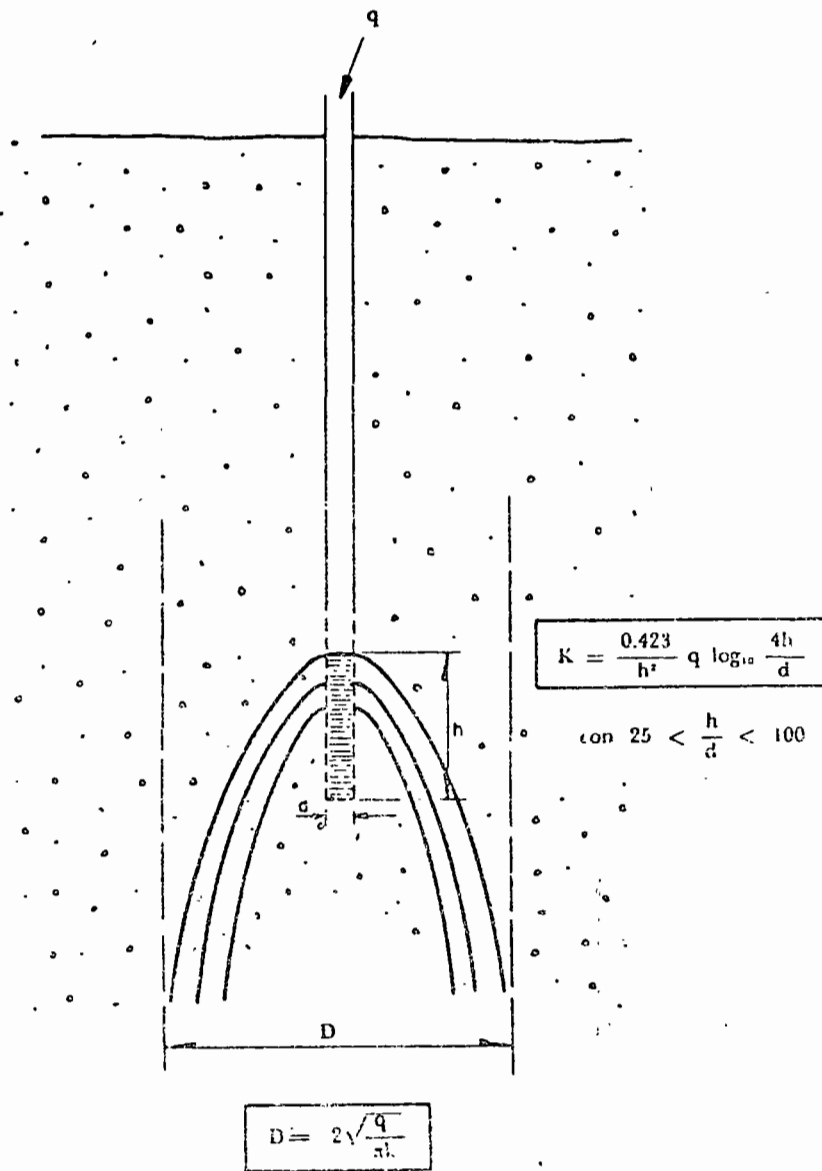


FIG. 1.4

$$F = \frac{C_1 A_2 H_{2m} - C_2 A_1 H_{1m}}{A_2 H_{2m} + A_1 H_{1m}}$$

donde

- A_1 área media mojada del pozo 1
- A_2 área media mojada del pozo 2
- C_1 volumen de agua añadido al pozo 1
- C_2 volumen de agua añadido al pozo 2
- H_{1m} tirante medio del pozo 1
- H_{2m} tirante medio del pozo 2

Para las dimensiones mostradas en la Fig. 1.5, el valor de K se obtiene mediante la expresión

$$K = \frac{5F}{12.3 H_m t}$$

El procedimiento de prueba es el siguiente:

1. Se hacen dos pozos con las medidas que se indican en el croquis de la Fig. 1.5, procurando que las bocas de los pozos queden al mismo nivel.
2. Se coloca la mayor de sus dimensiones en sentido normal al del flujo que se desea investigar, y de preferencia en el centro de la región por ensayar.
3. Se llena el pozo N° 1 a 20 cm del borde, y el N° 2 a 1.20 m, de modo que exista un desnivel de agua de 1 m entre ambos.
4. Se conservan los pozos a los niveles especificados en 3, añadiendo o quitando agua para mantener las condiciones iniciales durante 48 hr.
5. Se continúa así durante 4 hr más, midiendo la cantidad de agua que se agrega a cada pozo. Se anotan el volumen de agua añadido a cada pozo, los niveles iniciales y finales, y el tiempo transcurrido.

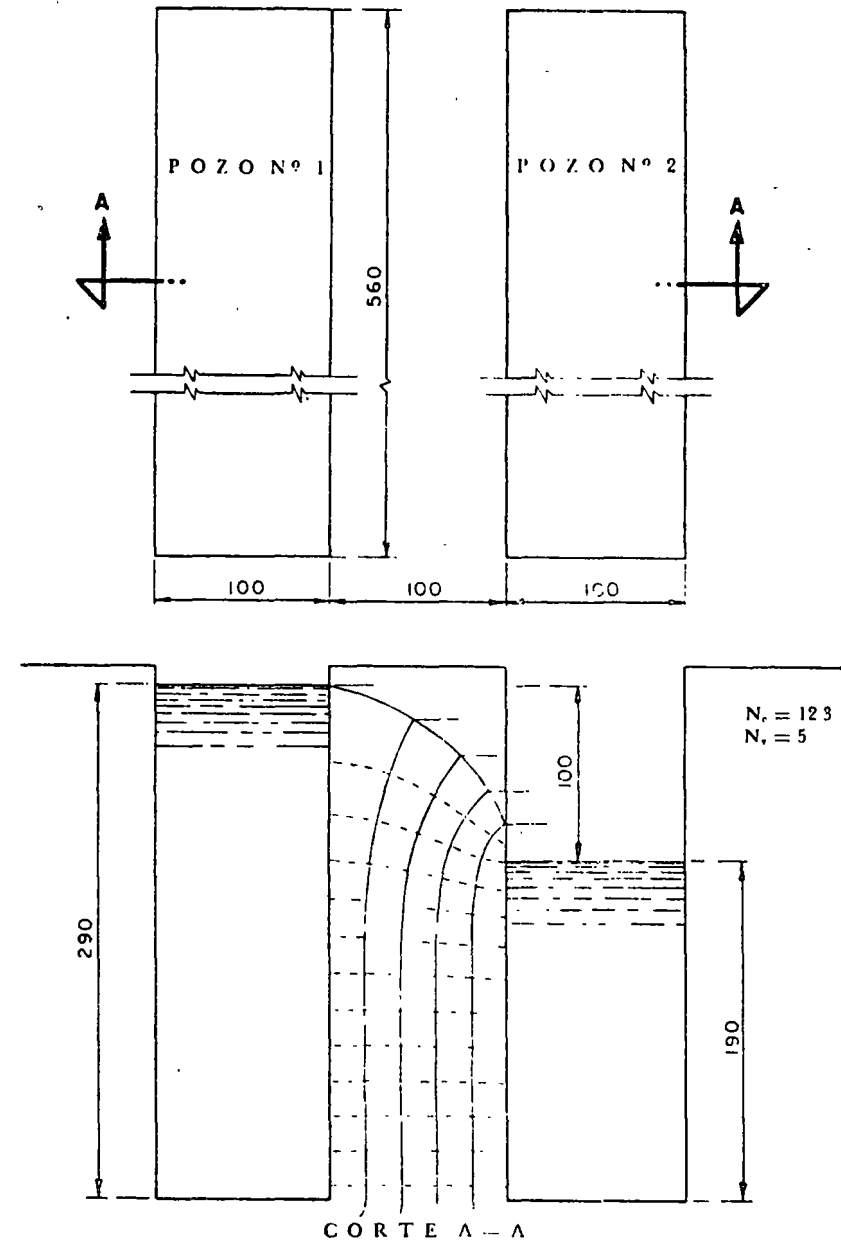


Fig. 1.5

ger, se mide durante el bombeo el número de golpes registrados a distintas profundidades. Evidentemente, al nivel de una capa muy permeable, el número de golpes registrados es elevado, mientras que es reducido al nivel de una capa poco permeable. Se puede, en esta forma, diferenciar cualitativamente la permeabilidad de los diversos estratos existentes.

En forma semejante, midiendo las velocidades de flujo vertical con un micromolineté en una perforación, durante un proceso de bombeo, se obtiene cualitativamente el espectro de permeabilidad de los diversos estratos de la masa.

1.3 Prueba de veleta en el campo

No es posible determinar con precisión, en el laboratorio, la resistencia al esfuerzo cortante y la sensibilidad de los materiales cohesivos de una cimentación, debido a las alteraciones sufridas por las muestras durante su extracción y después. La prueba de veleta se ha desarrollado para medir estas características *in situ*. En su forma más sencilla, la veleta está constituida por un vástago desmontable en cuyo extremo inferior se coloca la veleta propiamente dicha (Fig. 1.6).

Para realizar la prueba se hince la veleta a la profundidad deseada. Esta operación se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor que el nivel donde la prueba ha de realizarse. Se aplica gradualmente un par torsor en el extremo superior del vástago, y se determina la relación entre el ángulo de rotación de la veleta y el momento de torsión. El momento máximo aplicado antes de que se presente la falla es igual a los momentos resistentes generados a lo largo de la superficie cilíndrica que pasa por los extremos de las aspas de la veleta y a lo largo de los planos horizontales que coinciden con la parte superior e inferior de las mismas. En esta forma se mide directamente la resistencia al esfuerzo cortante, s , del material, la cual se calcula como

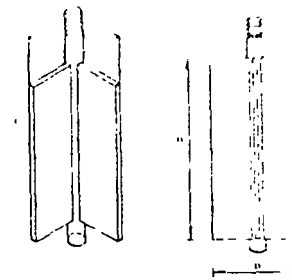


Fig. 1.6

$$s = \frac{6 (\Gamma \text{ máx} - F)}{D^2 (3H + D)}$$

donde

Γ momento de torsión máximo aplicado

D diámetro de la veleta

F momento de fricción en el sistema de apoyo y a lo largo de las barras de perforación

H altura de la veleta

El momento de fricción en el sistema de apoyo y en la perforación es, en general, difícil de estimar. En la Fig. 1.7 se presentan los esquemas de dos veletas actualmente usadas en el Instituto de Ingeniería, UNAM.* En ambas, el momento de torsión se mide mediante un elemento sensible cilíndrico, instrumentado con extensómetros eléctricos y colocado inmediatamente arriba de la veleta. Se eliminan en esta forma los errores debidos a fricción. La llamada veleta para suelos blandos permite medir resistencias al esfuerzo cortante hasta de 1 kg/cm^2 , con aproximación de $\pm 15 \text{ g/cm}^2$. La de suelos duros opera en materiales hasta de 13 kg/cm^2 de resistencia

* E. Santoyo, *Cambios en la resistencia al corte de las arcillas del lago Texcoco debidas a consolidación y explosiones*, Volumen Carrillo, Proyecto Texcoco, México (1969).

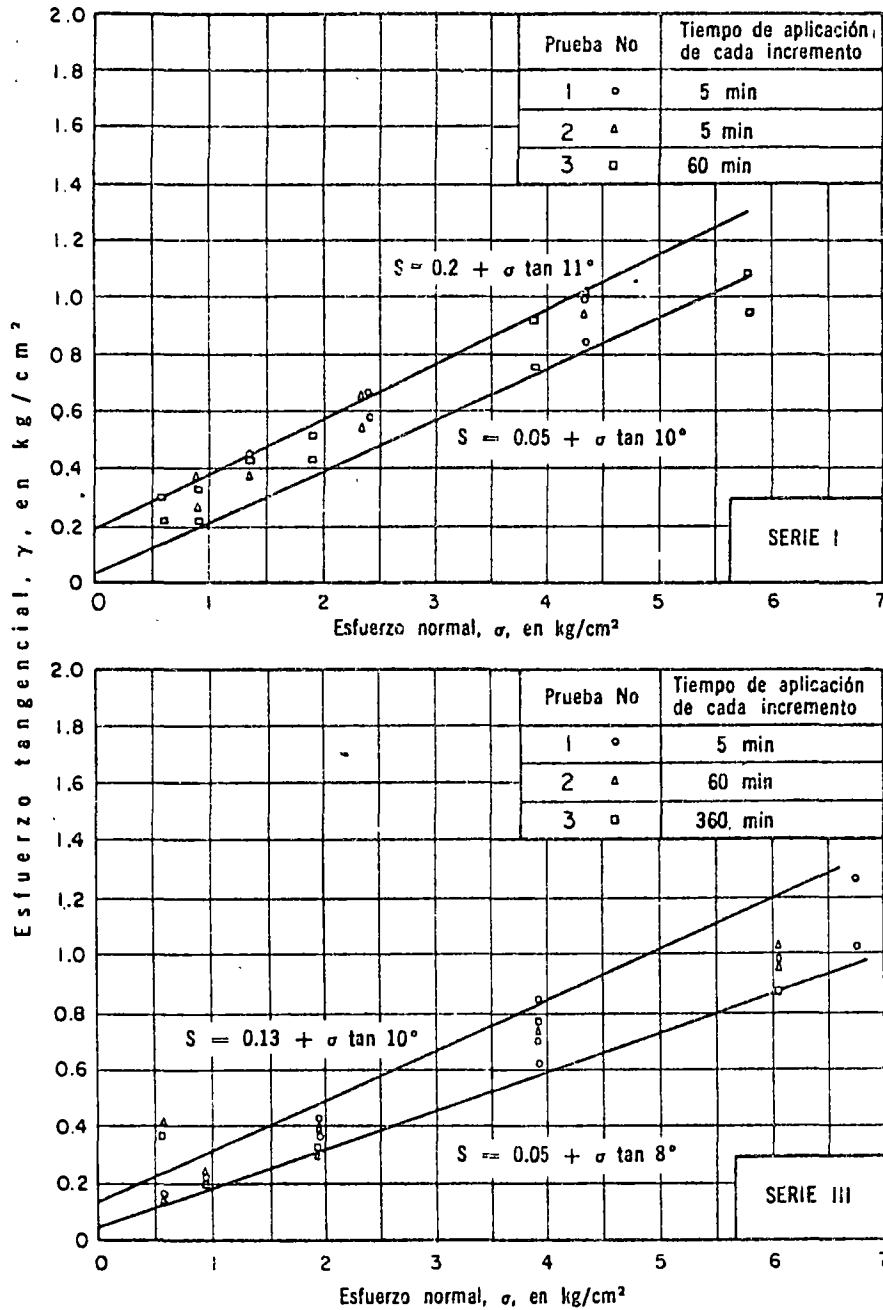


Fig 11.34 Resistencia al corte. Prueba de lutitas arcillosas fisuradas

can los límites superior e inferior de dichas resistencias. Los resultados de ambas series de ensayos difieren poco entre sí, y la influencia de la velocidad de carga es pequeña. La diferencia entre las resistencias máxima y residual es prácticamente nula, salvo en el primer incremento de carga; esto se debe a la forma de realizar la prueba, pues las deformaciones impuestas después de alcanzar la falla en el primer incremento de carga provocan toda la reorientación que las partículas arcillosas son capaces de sufrir dada la dirección de los desplazamientos inducidos por la prueba.

11.2.5 Pruebas de permeabilidad. En la mayo-

ría de las cimentaciones o empotramientos formados por rocas, la permeabilidad es consecuencia de su fracturamiento o disolución. Sin embargo, ciertas areniscas, tobas y conglomerados, tienen una permeabilidad intrínseca no despreciable.

En México, las formaciones que han dado lugar a permeabilidad alta son las calizas cavernosas o cársticas y las formaciones volcánicas jóvenes que han sufrido un proceso muy rápido de enfriamiento. Son ejemplos de las primeras las presas Benito Juárez, Oax., Presidente Alemán, Oax., y La Boca, N. L.; de las segundas, las presas El Bosque, Mich., Huichapan, Hgo., y Chihuahua, Chih. También la permeabilidad in-

trínseca de ciertas tobas volcánicas con estratos pumíticos o de arena poco cementada, como en las presas Endó, Hgo. o La Vega, Jal., puede ser elevada.

Por lo menos en un caso se ha observado que el enfriamiento de la roca, al llenarse el vaso, contribuye a que las fracturas ya tratadas con inyecciones se abran nuevamente, provocando un aumento sustancial de las fugas de agua. Al hacer exploraciones geológicas se han registrado en la roca temperaturas de 30 a 35 °C, mientras que la del agua almacenada en el vaso es de 10 a 20 °C, en promedio. Este factor, pocas veces mencionado en la literatura, puede ser importante en países de clima semejante al de México.

El gasto de filtración, Q , a través de una masa rocosa varía en función de la presión aplicada, p , según la ec 11.3 del inciso 11.1.1.

Resulta, por tanto, importante determinar el gasto de filtración a través de las fisuras de una

masa rocosa, variando la magnitud de la presión aplicada. Los ensayos de campo que permiten llevar a cabo esta determinación son la prueba Lugeon y la prueba Lefranc.

Prueba Lugeon. Consiste en medir el gasto de agua en litros por minuto y por metro lineal de perforación que absorbe un manto bajo una presión de 10 kg/cm². La prueba se realiza, comúnmente, en tramos de 3 a 5 m de longitud, aislándolos con empaques de cuero o de hule (fig 11.35). Empero, la longitud del tramo de prueba no debe fijarse rígidamente, sino que, por lo contrario, ha de adaptarse a la naturaleza del terreno. En un material interestratificado con estratos de permeabilidad muy variable y de espesor menor de 5 m, resulta necesario reducir la longitud del tramo de prueba con objeto de obtener resultados correspondientes a cada estrato. En caso que la masa de roca por estudiar

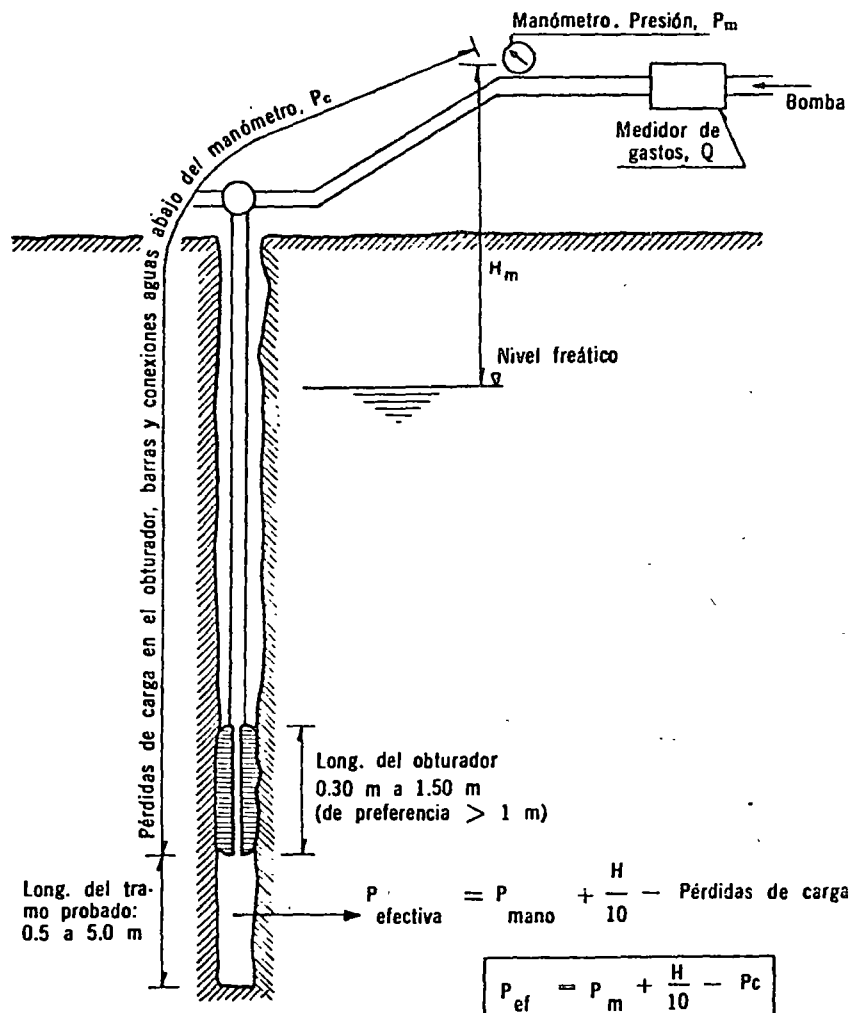


Fig 11.35 Prueba Lugeon

1 Lugeon = 1 litro por metro y por minuto bajo 10 kg/cm² de presión efectiva
 1 Lugeon $\approx 10^{-7}$ m/seg

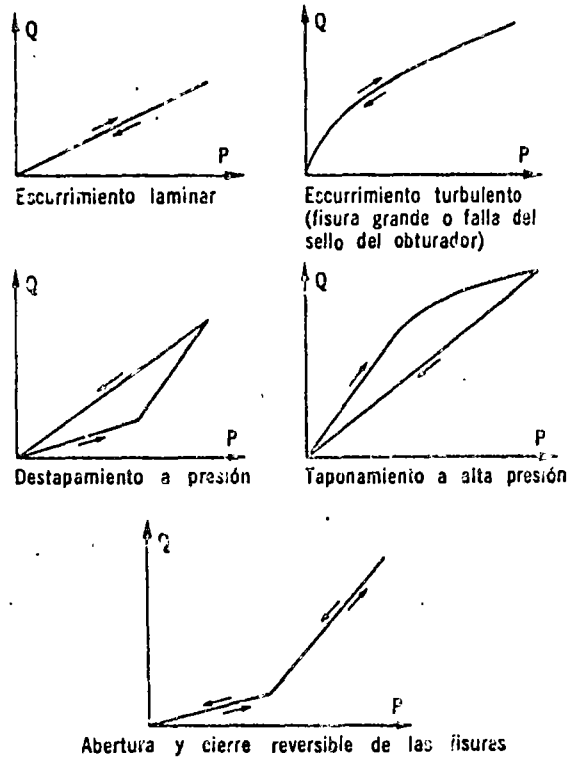


Fig 11.36 Pruebas Lugeon. Gasto de absorción vs presión de inyección

sea homogénea, se podrá fijar de antemano la longitud del tramo de prueba. Sin embargo, aun en este caso, al mantener constante la longitud del tramo de prueba resulta imposible formarse una idea precisa de las características de fisuración de la roca. En efecto, si un tramo de 5 m de longitud absorbe 10 lt/min a una presión de 10 kg/cm², esto puede deberse a la presencia de una sola fisura grande o a 100 fisuras de dimensiones reducidas o a 100 fisuras muy finas. Para lograr un conocimiento más detallado de la fisuración de la roca, es recomendable variar la longitud del tramo de prueba. En caso que exista una fisura única en un tramo de 5 m, en 4 de las pruebas efectuadas con longitud de 1 m la absorción será nula, y será grande durante el ensayo del quinto tramo. De ser homogénea la distribución de las fisuras a lo largo de los 5 m, las absorciones medidas en las cinco pruebas de 1 m de longitud serán idénticas. La diferencia entre los dos casos, fisura única o fisuración uniformemente distribuida, es importante para el diseño del proceso de inyección de la masa rocosa.

Para obtener el gasto de absorción en términos de la presión de inyección, se varía en un mismo tramo la presión aplicada según la secuencia: 1, 2, 4, 6, 8, 10, 8, 6, 4, 2, 1 kg/cm². La presión de inyección leída en el manómetro debe corregirse por pérdidas de carga en la tubería y por altura del nivel freático con respecto al tramo probado (fig 11.35).

La forma de las curvas de gastos de absorción en función de la presión de inyección es muy variable. Salvo en contados casos, no es lineal. La fig 11.36 presenta varios casos típicos. Como no es lineal la relación entre gastos y presiones, resulta inadmisibles extrapolar los datos obtenidos; es frecuente que, por limitaciones en la bomba, no se alcance la presión de 10 kg/cm² e ingenuamente se proporcionen absorciones extrapoladas; esto es incorrecto. En particular, al aumentar la presión se observa a menudo una pseudo-discontinuidad en las curvas gasto-presión, a partir de la cual los gastos aumentan muy rápidamente. Esta pseudo-discontinuidad, que por lo general se atribuye a un fracturamiento inducido en la roca, puede deberse a una apertura progresiva de las fisuras existentes en la roca (Saðarly, 1968). En la fig 11.36 se presenta un ejemplo de esta situación. Así, la predicción teórica del proceso de apertura y cierre de las fisuras por efecto de las presiones de inyección se verifica experimentalmente en forma notable.

Las pruebas Lugeon toman mucho tiempo, pues para cada presión debe esperarse hasta alcanzar la condición de flujo establecido. Por ello se prefiere realizarlas después de terminada la perforación. La determinación es susceptible de errores importantes por fugas en los empaques o por flanco en rocas muy fracturadas. En este último caso se utiliza, comúnmente, el método Lefranc.

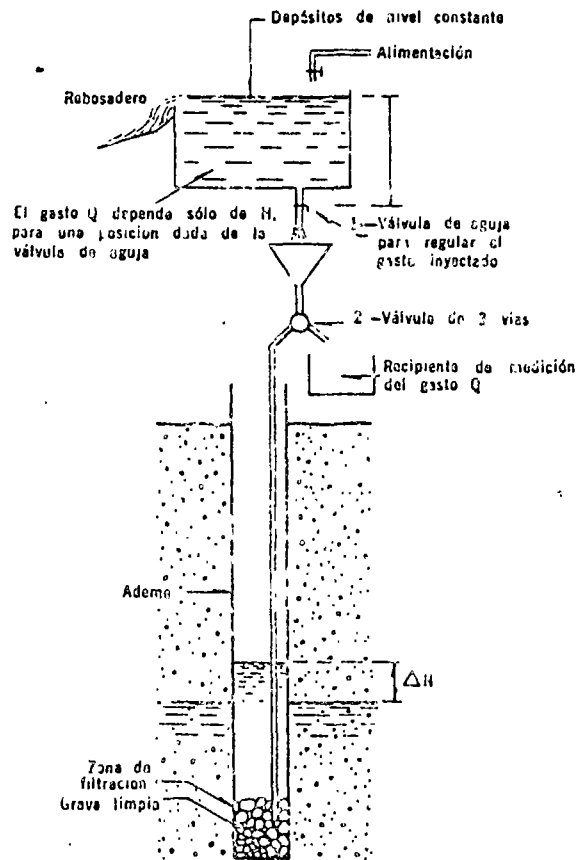


Fig 11.37 Prueba Lefranc. Dispositivo de ensayo

Pruebas Lefranc. Consisten en inyectar agua en el terreno saturado, convirtiendo el pozo en un permeámetro de carga constante (fig 11.37). Con base en el gasto de inyección Q y el valor de la sobrecarga ΔH , se determina la permeabilidad k del medio por la ecuación

$$Q = Ck \Delta H \quad (11.43)$$

C es un coeficiente que caracteriza la geometría del área de infiltración. Si esta es cilíndrica, de longitud L y radio r , el valor de C resulta

$$C = \frac{4\pi}{\frac{1}{2L} \text{Log} \frac{L}{r}} \quad (11.44)$$

La ec 11.44 procede del análisis del flujo establecido de agua en un material saturado. Por tanto, antes de efectuar la prueba, es esencial asegurarse de que el material está localizado bajo el nivel freático.

Este método proporciona el valor del coeficiente de permeabilidad horizontal de un volumen reducido de material que rodea el tramo ensayado. Por tanto, las heterogeneidades locales en la zona de inyección influyen en el resultado de la prueba.

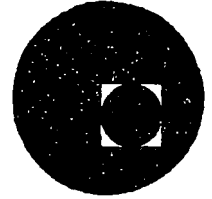
11.3 CONCLUSIÓN

Cabe subrayar que, al estudiar las propiedades mecánicas de formaciones rocosas, medios esencialmente discontinuos, es imprescindible alentar la colaboración entre los geólogos responsables de la definición de la estructura del macizo de cimentación y los ingenieros civiles, cuyo papel es precisar las propiedades mecánicas e hidráulicas de los diversos componentes estructurales así definidos.

Ninguno de los resultados obtenidos utilizando los métodos de la geología estructural o de la mecánica de las rocas es autosuficiente. Todos han de integrarse en un marco general de comparación que, a la larga, resultará en un conocimiento más correcto de los factores esenciales que gobiernan el comportamiento de las formaciones rocosas. Quedan aún por aclarar muchos conceptos, por verificar muchas hipótesis y por desarrollar, en particular, una teoría de la distribución de esfuerzos y de la resistencia de un medio discontinuo. Sin lugar a dudas, estas investigaciones redundarán en mayor seguridad y menor costo de las obras construidas sobre o dentro de masas rocosas.



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



INGENIERIA GEOLOGICA

PERMEABILIDAD Y FLUJO DEL AGUA SUBTERRANEA

ING. ANTONIO BLANCO A.

JULIO, 1978.

PERMEABILIDAD Y FLUJO DEL AGUA SUB-TERRANEA

El tema de esta lectura podemos considerarla dentro del campo de la - hidráulica sub-terranea, tema amplisimo al que muchos investigadores han dedicado su esfuerzo. Al final de este artículo aparece una bibliog~~ra~~fa sobre artículos   libros que he considerado interesante de con- sultar para quien guste profundizar en este aspecto.

Mi proposito no es abundar sobre planteamientos demasiado teoricos -- que son motivo de análisis profundo si no más bien proponer lineamien- tos   interpretación practicas que resulten utiles y entendibles XXXX XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX u los profesionales que en su vida practica tro- piecen con problemas de esta naturaleza. Iniciaremos la plática hablan- do sobre el concepto de permeabilidad que va intimamente ligado al -- concepto del flujo del agua sub-terranea.

Concepto de Permeabilidad.

Una definición de LITRE: Propiedad que tienen ciertos cuerpos de de- jar pasar a otros a través de sus poros.

Además BUFFON expresa a la permeabilidad como una indicación no abso- luta, imperfecta y desigual de toda materia solida.

Bien que la permeabilidad se puede tratar de fluido gaseoso   líquido, en este papel nos referimos exclusivamente al efecto de fluidos l qui- dos y especificamente al agua, sin embargo empezaremos por definir la permeabilidad de cualquier fluido.

a).- Permeabilidad Intrinseca para todo Fluido.

La corriente de un fluido sea líquido   gaseoso est  regida por la fórmula general:

$$Q = C \frac{k \gamma g H}{\mu} \quad (1)$$

$Q \text{ m}^3/\text{s}$ = Gasto del fluido medido presión media entre --- aguas arriba y agua abajo del flujo.

$k \text{ (Perm)}$ = Permeabilidad; que depende unicamente de la estruc- tura del material. $k \leq \frac{d^2}{700}$, (d=di metro de los granos de suelo en cms).

$\gamma \text{ (t/m}^3\text{)}$ = Masa del fluido bajo la presión atmosférica y a la temperatura a la cual se efectúa el ensayo.

$g \text{ (m/s}^2\text{)}$ = Aceleración de la Gravedad.

$H \text{ (m)}$ = La carga que provoca la corriente expresada en altu- ra del fluido medida a la presión atmosférica.

μ (Poise) = Viscosidad dinámica del fluido.

C (m) = Factor que se puede calcular matemáticamente si se conocen las dimensiones exactas de la Bolsa de prueba.

b).- Permeabilidad Práctica para el Agua.

$$K^{m/s} = k \text{ Perm} \times \frac{\gamma \text{ ton/m}^3 \cdot g \text{ m/s}^2}{\mu \text{ Poise}} \quad (2)$$

(K se expresa como una velocidad en m/s y no hay que confundirla con la permeabilidad intrínseca k.)

Para simplificar:

Despreciamos al temperatura ya que la viscosidad μ varía de:
0.0078 para 30° C y
0.0130 para 10° C

y reemplazando γ , g y μ por sus valores la fórmula se reduce a:

$$K^{m/s} = 1000 k(\text{Perm}) \quad (\text{Para temperatura entre } 20/21^\circ \text{ C})$$

Entre las fórmulas (1) y (2) y reemplazando γ , g y μ por sus valores obtenemos:

$$Q^{m^3/s} = C^m \cdot K^{m/s} \cdot H^m$$

Es decir aplicando ésta fórmula a una circulación de agua conocida se puede evaluar la permeabilidad K.

$$K = \frac{Q}{C H} \quad (3)$$

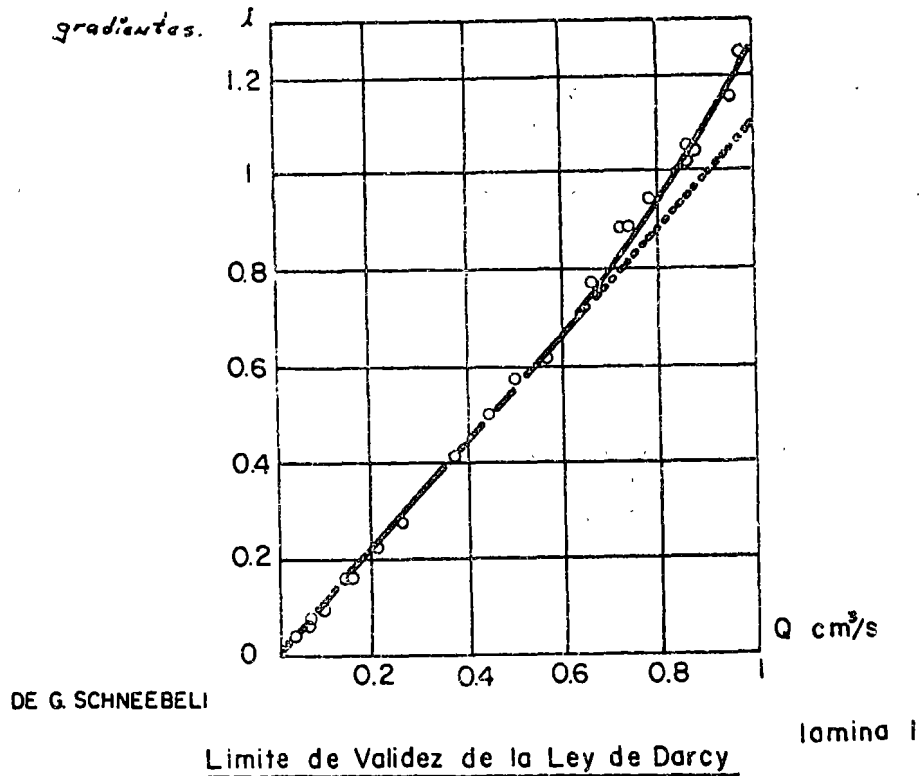
Que es realidad una forma de expresar la Ley de Darcy:

$$i = \frac{1}{K} \frac{Q}{A} \quad (4)$$

donde:

$$i = \text{gradiente hidráulico}$$

Las limitaciones de aplicación: son valaderas para un flujo laminar - no valaderas para cuando se trate un flujo turbulento.



Al hablar de las permeabilidades del terreno se nos presentan dos inquietudes:

- Una saber estimar ó medir las permeabilidades de los terrenos.
- Otra habiendolas medido para que es util al Ingeniero conocer la permeabilidad.

Abordemos por ahora el primer punto

Determinación de las permeabilidades de los terrenos.

a).- Medida en laboratorio.

Una forma eficiente de medir la permeabilidad es en el laboratorio, donde bastaría con tomar sistemáticamente muestras de los terrenos estudiados y someterlos a ensayos en unos dispositivos donde se establece un flujo ó circulación de agua controlando las pérdidas de carga, tales dispositivos se conocen como permeametros sea de carga constante ó carga variable.

Para cualquiera de los dos tipos, las permeabilidades se pueden determinar siguiendo también como base la Ley de Darcy pudiendo medirse tanto la permeabilidad horizontal como la vertical la cual representa una ventaja sobre las pruebas en sitú que más adelante discutiremos otras más es la confiabilidad de contar -

con un dispositivo bien montado y tener precisión en las medidas.

La principal desventaja es de que dada la heterogeneidad de los terrenos los resultados de las permeabilidades sobre un espécimen ó una batería de especímenes no pueden llegar a ser más que medianamente representativas de un estrato ó formación dada, aún cuando se empleara un análisis exhaustivo estadístico de los resultados, lo que por otro lado podría agravar el costo económico de un problema específico.

No abordaremos más sobre como operar con los permeámetros, ya que cualquier tratado de mecánica de suelos explica con claridad la ejecución de estas pruebas.

b).- Determinación de la Permeabilidad en Sitú.

Analizaremos los dos tipos de pruebas de uso más generalizado.

A).- Pruebas de permeabilidad puntuales ó locales

B).- Pruebas de permeabilidad en grande de un volumen de terreno interesado.

A).- Pruebas de permeabilidad locales.

Principio General.

Una prueba de permeabilidad local necesita un sólo sondeo pero como su nombre lo indica, proporciona unicamente una permeabilidad local (por oposición a una prueba de bombeo que necesita varios piezómetros pero da una permeabilidad media de un volumen de terreno).

Para realizar una prueba de permeabilidad local, es preciso equipar el sondeo de manera a reducir las circulaciones posibles de agua entre sondeo y terreno a un cierto tramo (cámara) de altura l y de diámetro d .

Según que se cree entonces en el sondeo una sobrepresión o una depresión de agua, se observa que cierto gasto se infiltra en el terreno vecino o es aspirado del mismo.

La relación entre el gasto Q (m^3/s) y la carga H (expresada en metros de agua) esta dada por la expresión (3) ó (4) según la Ley de Darcy.

$$Q = C K H$$

de la cual se deduce:

$$\text{Permeabilidad } K = \frac{1}{C} \cdot \frac{Q}{H} \quad (5)$$

C = coeficiente que depende de las dimensiones y forma de la cámara filtrante.

Prueba LEFRANC.

Se recomienda realizar este tipo de pruebas en terrenos de naturaleza granular sean aluviones con arenas, gravas, boleos limos ó suelos arcillosos.

Preparación.

Previamente a la ejecución de la prueba se necesita perforar un sondeo de diámetro conveniente, generalmente por economía se recomiendan de 75 á 100 mms. de diámetro a percusión ó a rotación pero empleando agua limpia como fluido de perforación. Con este sondeo puede determinarse también la estratigrafía del terreno en ese punto, aprovecharse como piezómetro etc.

Aislamiento de la Cámara Filtrante de Altura

En general se logra colocando en el sondeo un ademe provisional cuyo diámetro sea superior al diámetro del sondeo para obtener el aislamiento de la cámara filtrante del resto del sondeo.

Modo de Realización de la prueba e Interpretación.

- Para las permeabilidades relativamente altas se miden en el sondeo los niveles de agua correspondientes a varios gastos (cada gasto - siendo mantenido constante hasta la estabilización del nivel de agua).

Sean $H_1, H_2 \dots H_n$ las sobreelevaciones de nivel medidas en relación con el nivel freático y sean $Q_1, Q_2 \dots Q_n$ los gastos correspondientes.

Normalmente los H son proporcionales a los Q (formula (1) y la relación $\frac{Q}{H}$ da la permeabilidad K dividida por el coeficiente $\frac{1}{C}$.

Conociendo $\frac{1}{C}$ se determina K .

Un valor aproximado de $\frac{1}{C}$ se puede obtener a partir de la formula:

$$\frac{1}{C} \approx \frac{\log_{10} \frac{(0.74 \cdot 1)}{d}}{2.73 \cdot 1} \quad (6)$$

- Para las permeabilidades bajas, se llena el ademe de agua rápidamente y se mide el descenso del nivel de agua en función del tiempo t .

Sea S la sección interior del ademe en m².

Sean H₁, H₂, H₃ los niveles de agua medidos a los instantes t₁ y t₂ :

el nivel medio es
$$\frac{H_1 + H_2}{2}$$

y el gasto medio es
$$- S \cdot \frac{H_2 - H_1}{t_2 - t_1}$$

Se aplica de nuevo la formula (5) para obtener K.

- Resultados obtenidos.

El resultado tipo de una prueba esta indicado en la gráfica anexas

Gráfica II.- Para permeabilidades relativamente altas. Lamina II

Gráfica III.- Para permeabilidades relativamente bajas. Lamina III

Pruebas LUGEON.

Se recomienda este tipo de prueba desarrollada por el Ing. LUGEON como medida de la "permeabilidad" ocasionada por el fracturamiento de las rocas.

Preparación.

Se necesita también un sondeo perforado previamente en la roca por estudiar, se realiza a rotación con diamante y el diámetro económico recomendado generalmente es de 75 mms., usando agua limpia como fluido de perforación.

Aislamiento de la Cámara de Altura

En muchos casos el aislamiento del tramo de prueba se ha obtenido por medio de un obturador neumático. Ver dispositivo en lamina IV.

Modo de realización de la prueba.

La subida en presión del agua en el sondeo se obtuvo por medio de una bomba y se controló con un manómetro.

La presión real del agua en el centro de la cámara era igual a :

- la leída en el manómetro.
- aumentada de la presión correspondiente a la columna de agua en la tubería.
- disminuída de la presión correspondiente a la pérdida de carga en la tubería.

Interpretación.

Habitualmente se expresan los resultados de tales pruebas en Unidades LUGEON. (Lamina IV-A)

" La Unidad LUGEON es el gasto en litros por minuto que se infiltra por un sondeo normal de diámetro corriente (de 60 a 100 mm. de diámetro), sobre un metro de altura y bajo una presión de 10 kg/cm²."

La correspondencia aproximada entre la Unidad LUGEON y la permeabilidad es:

Una Unidad LUGEON $\approx 10^{-7}$ m/s

Pruebas de Permeabilidad con Micromolinete.

Aunque esta prueba puede quedar dentro del rango de prueba de permeabilidad local tiene la ventaja de proporcionar una gráfica de la variación de las permeabilidades a todo lo alto de la columna estratigráfica de un cierto sondeo estudiado y por lo tanto definir con exactitud la magnitud y espesor de los estratos tanto permeables como impermeables.

a).- Descripción del dispositivo (Micromolinete) y conducción general de la prueba.

El micromolinete es un dispositivo que permite medir las velocidades del flujo sub-terráneo del agua en un sondeo a partir de las cuales se puede determinar el orden de grandeza de las permeabilidades de las diferentes formaciones que sean atravezadas por el sondeo.

Las velocidades del agua se determinan a partir del movimiento de una hélice colocada en el sondeo y número de vueltas de la hélice se capta por medio de una lámpara y célula foto-eléctrica; el número de vueltas se mide por impulsiones en un detector colocado en la superficie del terreno. La hélice se desciende paulatinamente dentro del sondeo y a toda la altura por estudiar

El Micromolinete puede detectar las velocidades naturales del agua ó también las velocidades del flujo creado al producirse un abatimiento ó una sobrecarga del nivel de agua en el sondeo. Ver Lamina V.

Cuando el nivel freático se encuentra cerca de la superficie se produce un abatimiento del manto por bombeo midiendo las velocidades del flujo de agua creada por éste motivo; previamente ó posteriormente se miden las velocidades naturales del agua en el sondeo.

Cuando el nivel freático es profundo lo más conveniente es inyectar un gasto dentro del sondeo, es decir produciendo una sobrecarga. Realizando las medidas como se explico en el párrafo anterior.

Deberán controlarse los gastos bombeados ó inyectados en el sondeo, verificando continuamente con sonda eléctrica los niveles de agua en el mismo de tal forma a mantener un nivel estable -- durante la duración de un ensayo completo. En caso de variación apreciable tanto en gasto como en nivel de agua se recomienda -- repetir la prueba.

Interpretación.

Se establecen gráficas de velocidades del flujo en función de la profundidad para cada sondeo a partir de las lecturas de campo. Ver lamina VI.

Se grafica tanto las velocidades naturales del agua en el sondeo sea ascendente ó descendente como las velocidades del flujo creado; sea -- por abatimiento sea por sobrecarga definiendo también si son ascendentes o descendentes. La suma algebraica de ambas gráficas da las velocidades resultantes.

A partir de éstas gráficas hemos podido determinar el orden de grandeza de las permeabilidades a diferentes profundidades que corresponden a la variada permeabilidad en los aluviones. La cual se calculó de -- acuerdo con la expresión (3) y de la página 2.

$$\text{Esto es: } K = \frac{Q}{C H}$$

El coeficiente C se determinó por la fórmula (BRILLANT)

$$C = \frac{2 \pi l}{2.3026 \cdot \log_{10} \frac{1}{0.67957 d}} \quad (7)$$

Que corresponde a una "bolsa" de ensayo cilindrica donde:

l = Longitud del tramo considerado
d = diámetro de la "bolsa de ensayo.

Como podrá observarse a partir del resultado tipo, los terrenos aluviales del ejemplo muestran claramente los estratos permeables.

B).- Pruebas de permeabilidad en grande de un volumen de terreno interesado a partir de pruebas de bombeo.

Aquí el concepto de flujo sub-terráneo va ligado al concepto de permeabilidad ya que para la realización de una prueba de este tipo se necesitan.:

- Un pozo filtrante. Por donde se ejecuta una prueba de bombeo que abata el manto freático.
- Una serie de piezómetros. Al rededor del pozo generalmente dispuestos según una espiral logaritmica y que servirán para medir el abatimiento del manto fuera del pozo de prueba.

Un esquema recomendable se muestra en la lamina VII

Fines de una Prueba de Bombeo.

Aunque a este inciso lo hemos catálogado como pruebas de permeabilidad en realidad la prueba de bombeo nos permitirá determinar además de la permeabilidad.

- Las características hidrologicas del manto acuífero tanto -- cerca del pozo como en la región donde se localice y nos dá:
 - + Transmisivilidad KH
 - + Coeficiente de almacenamiento
 - + Permeabilidad
 - + Radio de acción del pozo etc.

Y al mismo tiempo.

- Las condiciones optimas de explotación de un pozo.

Conducción de los Ensayos.

Se procede inicialmente a:

- comprobar la buena marcha de las instalaciones para las pruebas,
- verificar el correcto funcionamiento de los piezómetros de control.

Ensayos de Corta Duración.

Estos ensayos comprenden: La realización de etapas sucesivas de bombeo a gasto constante y medidas de recuperación del manto de unos diez minutos de duración cada una.

Las pruebas de corta duración permiten determinar:

- los gastos que pudieran mantenerse constantes para los ensayos de mediana y larga duración.
- los coeficientes de transmisividad KH a corta distancia.
- las características del pozo.

Ensayos de Mediana Duración.

Se establecen a partir de los resultados de la prueba de corta duración (corta duración) puede variar según el caso de 5 a 10 horas.

Determinando.

- los coeficientes KH de transmisividad a mediana distancia,
- evaluación de la potencialidad del manto y determinando el gasto para la prueba de larga duración.

Ensayos de Larga Duración.

Según los previos resultados, se establece en definitiva la duración de la etapa de bombeo y la duración de las medidas de recuperación cuando menos igual a la de bombeo. (De 10 á 30 horas son comunes)

Se determinan:

- abatimientos residuales a grande distancia según los piezómetros de control.
- Coeficiente de transmisividad KH a larga distancia,
- permeabilidad media entre los piezómetros, ó entre piezómetros y pozo.
- radio de acción R del pozo (efectividad del bombeo).

Métodos de Interpretación.

Consistentemente y dependiendo del tipo de manto freático es decir:

- manto libre
- manto semicautivo
- manto cautivo

Para la interpretación del abatimiento de un manto freático siguiendo a DARCY se usan los criterios DUPUIT y THEISS cuyo esquema general -- para el caso de un manto libre se expresan a continuación.

Formula de DUPUIT.

La fórmula general se escribe:

$$S = \frac{2.3 Q \log_{10} \frac{R}{x}}{2 \pi K.M.}$$

- S = abatimiento en metros.
- Q = gasto bombeado (constante) m3/seg.
- R = radio de acción en metros.
- X = distancia de piezómetro al pozo
- K = permeabilidad m/seg.
- M = espesor del estrato permeable en metros

Para el caso de nuestro estudio se trata de un manto libre y la fórmula quedará:

$$S - \frac{S^2}{2 H} = \frac{2.3 Q \log_{10} \frac{R}{x}}{2 \pi K. M.}$$

Siendo H el espesor inicial del estrato permeable. Se puede escribir:

$$S - \frac{S^2}{2H} = \frac{2.3 Q \log \frac{R}{10}}{2 \pi K \cdot H} - \frac{2.3 Q \log \frac{X}{10}}{2 \pi K \cdot H}$$

Expresión que es de la forma:

$$S - \frac{S^2}{2H} = B - C \log_{10} x \quad (8)$$

o sea que si se representan sobre un gráfico los abatimientos $S - \frac{S^2}{2H}$ en ordenadas en función de $\log_{10} X$ en abscisas se deberán obtener puntos alineados sobre una recta. La pendiente de esta recta es inversamente proporcional al producto KH y su intersección con las abscisas nos da un punto que es el radio de acción del pozo.

Fórmula de THEISS.

La fórmula general.

$$S_x = \frac{Q}{4 \pi T} \text{Ln} \cdot \frac{1.5}{x^2} \frac{T \cdot t}{S}$$

T = KM llamado coeficiente de transmisividad.

Estudiemos las curvas de recuperación del manto después de terminar la etapa de bombeo para lo cual sean:

- t = tiempo transcurrido desde el inicio del bombeo.
- R = radio de acción correspondiente.
- t' = tiempo transcurrido después del fin del bombeo.
- R' = radio de acción correspondiente.

Todo sucede como si se superpusiese un bombeo de gasto Q_0 para el instante $t = 0$ y una inyección de gasto $-Q_0$ al instante $t' = 0$.

La fórmula general queda en la forma:

$$S = \frac{Q_0}{4 \pi K \cdot M} \text{Ln} \cdot \frac{t}{t'} = \frac{0.183}{K M} Q_0 \log_{10} \frac{t}{t'} \quad (9)$$

S = abatimiento residual

Con la formula de THEISS se interpretan correctamente los abatimientos

en mantos cautivos, sin embargo también se puede tener una interpretación bastante aceptable para mantos libres y la fórmula (9) queda en la forma:

$$S - \frac{S^2}{2H} = \frac{0.183}{KH} Q_0 \log_{10} \frac{t}{t'}$$

Establecemos gráficas: en abscisas valores de $\log_{10} \frac{t}{t'}$

y en ordenadas valores de $S - \frac{S^2}{2H}$ obteniendo las curvas de recuperación del manto. A partir de las cuales se pueden determinar los valores KH.

El valor del radio de acción según THEISS es función del tiempo que dure el bombeo y puede expresarse por la ecuación.

$$R = 1.5 \sqrt{\frac{K \cdot H \cdot t}{n}}$$

n = porosidad idráulica del suelo.

En las láminas VIII y IX se manifiestan dos ejemplos tipos de aplicación de DUPUIT y THEISS respectivamente para la obtención de las características hidrológicas de un acuífero.

Ahora bien en el caso de THEISS para que sus fórmulas sean rigurosamente aplicables es necesario que se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

- la formación debe ser homogénea e isotrópica en toda su extensión.
- la formación debe ser de espesor uniforme.
- la formación debe extenderse infinitamente en todos los sentidos.
- en manto no debe estar realimentado.
- todo el espesor de la capa acuífera debe ser utilizado.
- el agua sale instantáneamente del terreno acuífero al operar el abatimiento del manto.

Se apreciará que estas condiciones son excepcionales y no se encuentran simultáneamente casi jamás en ninguna obra por lo tanto A. MABILLOT recomienda ciertos métodos prácticos que probados en varias obras muestran que los cálculos previstos con sus gráficas correspondientes se acercan suficientemente a la realidad y dan confianza para ser generalizados.

Bajo esta consideración MABILLOT introduce los siguientes conceptos:

Función: Abatimiento - Tiempo.

Se traza la curva abatimiento-tiempo para un gasto dado (coordenadas aritméticas) lámina X fig. 1.

Se puede observar que la curva de recuperación es prácticamente la -- imagen inversa del abatimiento. Dibujando entonces la gráfica de recuperación que se puede dibujar con mayor precisión ya que el control -- de la subida del manto se facilita al parar el bombeo, se puede trazar la curva abatimiento-tiempo.

La diferencia entre los niveles de recuperación (después de varias horas de parado el bombeo) y el nivel estatico se llama abatimiento residual.

Usando grafica semilogaritmica la curva abatimiento-tiempo se vuelve línea recta. Ver Lamina XI.

Utilicemos un ejemplo numérico que siempre ilustra mejor el problema.

Consideraciones:

- + esquema del pozo filtrante lamina XII
- + Gasto normalizado a unos 14 l/s (unos 50 m³/h)
- + medidas tomadas en un piezometro de control a unos 3.00 m. - del pozo.

- Después de 2 hs. de bombeo nivel abatido á 20.50 m. (ó sea 0.50 m. abajo del nivel estatico). Fijar punto A en el diagrama.
- Diez horas de bombeo desde el inicio. Fijamos punto B (abatimiento 2.50 m.)

La curva A-B (línea recta) es la curva abatimiento-tiempo prolongada hacia la derecha del diagrama permite determinar el abatimiento en el piezometro más alla de las 10 horas de bombeo.

La recta A-B puede quedar definida por un punto y su pendiente la cual para determinar empleamos la noción de "ciclo logaritmico". El cual para este ejemplo se indica como la diferencia de abatimiento para -- dos tiempos donde su cociente sea 10. Esto es medido el nivel abatido a 2 hrs. y luego a 20 hrs. la diferencia es el "ciclo logaritmico", - en nuestro ejemplo representado por la línea DN = 2.85 m. y se le designa AS.

Prolongando hacia la izquierda la línea AB hasta cortar la absisa en C determinamos una constante del acuífero. A partir de C se pueden -- trazar todas las graficas abatimientos-tiempo para todos los gastos.

Conclusión: con solo dos observaciones de niveles tomadas a tiempos -- diferentes para un mismo gasto puede uno predecir todos los abatimientos, para cualquier tiempo de bombeo a gastos de diferentes.

Función: Abatimiento-Distancias.

En la lamina XIII se indica lo que se conoce como cono de depresión -- influencia ó abatimiento que no es más que la limitación de la zona -- de influencia del pozo al bombear.

Un corte vertical del cono pasando por el eje del pozo.

Define la curva de abatimiento-distancia.

La forma del cono varía con la naturaleza del acuífero (es decir más ó menos permeable) y con el gasto extraído.

El volumen del cono de depresión varía según:

- el gasto extraído del acuífero
- la realimentación del manto (lluvias, lagos ríos etc.)

Cuando los dos fenómenos se equilibran el cono es estable y caemos en un régimen permanente, lo cual es más bien raro y se cae entonces en un régimen transitorio.

En la lamina X fig. 2 se indica la curva abatimiento-distancia y se -- aprecia la necesidad de perforar varios piezómetros para definirla --- (ver pág. 10 y 11 discusión THEISS y DUPUIT).

Los abatimientos varían según los logaritmos de las distancias usando una gráfica semi-logarítmica la gráfica se vuelve recta (ver lamina XI) y su pendiente es contraria a la curva abatimiento-tiempo y puede ser definida por un punto y su pendiente.

Para encontrar el punto tomamos un valor del abatimiento (piezómetros situado a 3.00 m.) para un gasto dado y después de un tiempo de bombeo dado, se determinará el punto buscado.

La pendiente $\Delta S'$ (toma de niveles para un ciclo logarítmico de distancias). Ocurriendo que con todos los donados iguales $\Delta S' = 2 \Delta S$.

Para nuestro ejemplo: $\Delta S = 2.85$; $\Delta S' = 2.85 \times 2 = 5.70$ m.

Uniendo el punto 5.70 en ordenadas (correspondiente a una distancia de 1 m) al punto 10 m. (ciclo logarítmico 10) en abscisas con ordenado 0, se obtiene la recta donde la pendiente corresponde a $\Delta S'$ ó sea 5.70 m. y que pertenece a todas las curvas abatimiento-distancia para todos -- los tiempos de bombeo con gasto de 14 l/s.

Es decir para trazar la curva después de 10 horas de bombeo para el -- mismo gasto partimos de punto B con una horizontal hasta cortar la ordenada 3 en E (3 m = distancia del piezómetro al pozo) y desde este -- punto trazamos la recta con la pendiente tipo lo que da FG que es la -- curva buscada. (Abatimiento medidas en el piezómetro a 3 m. del pozo)

En consecuencia el punto G donde el abatimiento es nulo es el límite -- de la zona de influencia del pozo.

Esto es? $OG = 8.10$ m.

que es el radio del cono de abatimiento.

- varia con los tiempos de bombeo pero es el mismo para todos los gastos.
- el punto G es una constante del acuífero para cualquier gasto pero solo después de 10 hs. de bombeo.

En conclusión:

- + Para un mismo gasto todas las curvas de abatimientos que corresponden a tiempos diferentes de bombeo son paralelas a F.G. (que corresponde a una situación después 10 hs. bombeando con 14 l/s)
- + Para un tiempo de bombeo dado todas las curvas correspondientes a gastos diferentes pasarán por un mismo punto de la abscisa con coordenadas D. (en nuestro ejemplo es el punto G)
- + ó sea que con las observaciones hechas en un solo piezometro se predice la zona de influencia del pozo (radio de acción - del cono de influencia) sin importar que gasto y duración del bombeo.

Abatimiento dentro del Pozo.

Usamos en este caso la escala de abscisas marcada en decímetros.

En nuestro ejemplo el pozo está ademado en 13 3/8" (320 mms.) ó sea $r = 1.6$ decímetros. Marcamos en nuestra escala la pared del pozo

Para trazar la curva abatimiento-distancia correlacionamos con la gráfica obtenida del piezometro (escala en metros). Del punto F abatimiento a 1 m. del pozo trazamos la horizontal hasta cortar la ordenada 10 (ahora decímetros) en H. La escala vertical no cambia, los valores ΔS y $\Delta S'$ son los mismos y la pendiente de la recta es la misma. Por H trazamos la paralela a FG que es la curva abatimiento-distancia del pozo (escala de distancias en decímetros), esta línea corta el ademe en J - donde la ordenada mide 9.80 m. Que es el abatimiento teórico del pozo.

Para un gasto de 14 l/s ($50 \text{ m}^3/\text{h}$) y después de 10 horas de bombeo.

Si en la realidad al ocurrir el abatimiento en un pozo se mide con una sonda eléctrica y sucede que es de 11 m. la relación $\frac{9.80}{11.00} = 0.89$
89% = Rendimiento del pozo.

Planeación del Bombeo.

De nuestra lamina XII :	Nivel estatico	20 m.
	Nivel limite de abatimiento	49 m.
	abatimiento disponible	<hr/>
		29 m.

Con el rendimiento de 0.89 el abatimiento teórico máximo es $0.89 \times 29 = 26 \text{ m.}$

- diferencia entre abatimiento en pozo y en piezometro:

- 9.80 - 2.50 = 7.30 m. constante para el mismo gasto cualquiera que sea el tiempo de bombeo.
- abatimiento en piezometro: 26 - 7.30 = 18.70

Si la línea AB (lamina XI) se prolonga hasta la abscisa 100 corta esta última en la ordenada 5.40 la extrapolación del diagrama indica que puede ser bombeado a 14 l/s durante más de un mes sin llegar a la cota límite de 49 m.

Esto significa que podemos reconstruir gráficas para otros valores de gastos mucho mayores obteniendo fácilmente el tiempo máximo de bombeo para llegar a la cota delimitada de abatimiento.

Lo anterior nos permite definir:

- planeación del bombeo (tiempo de funcionamiento de la bomba)
- capacidad de equipo de bombeo.

Ahora bien para las condiciones de los ensayos mencionados se necesita una bomba de relativamente baja capacidad lo cual representa economía.

Transmisividad.

o sea el gasto que un acuífero puede suministrar en todo su espesor y un metro de ancho o sea el producto de la permeabilidad de la capa por su espesor.

$$T = KE \text{ (ya mencionada en las páginas 10 y 11)}$$

En este caso:

$$T = \text{transmisividad en m}^3/\text{día/m.}^3$$
$$K = \text{Permeabilidad promedio en m}^3/\text{día/m}^2 \text{ bajo un gradiente unitario (temperatura } 20^{\circ}\text{C)}$$

JACOB da la siguiente expresión:

$$\Delta S = 2.85 \text{ m.}$$

Entonces:

$$T = 0.183 \times 0.014 \times 2.85 = 0.0009 \text{ m}^3/\text{seg/m.} \text{ ó sea}$$
$$0.0009 \times 3600 \times 24 = 72 \text{ m}^3/\text{día/m.}$$

La explotación de un acuífero es valedero para valores de entre 15 y - 150 m³/día/m. Valores abajo de 15 no pueden servir que para uso domes-tico.

Para el caso presentado el acuífero tiene una potencia de 75 - 20 = 55 m. Esto es E = 55 m.

Podemos deducir la permeabilidad:

$$K = \frac{72}{55} = 1.31 \text{ m}^3/\text{día /m}^2 \text{ ó sea } 1.5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{seg/m}^2$$

ó sea 1.5×10^{-3} cm/seg. (en unidades de velocidad) que según - la siguiente tabla anexa. (Lamina XIV) cae dentro de terrenos "permeables"

Coefficiente de Almacenamiento.

ó sea la relación entre el volumen de agua " gravificada" y el volumen global de la formación (lamina X fig. 3)

No toda el agua se puede extraer de un acuífero una parte queda reteni da a los granos de la formación por las fuerzas de tensión superficial adhesión molecular y absorción, solo el agua que obedece a la ley de - la gravedad puede ser extraída del terreno

Según lamina XI y de la gráfica abatimiento-tiempo, tomemos el punto C equivalente a 1.35 horas este tiempo lo llamamos to.

El coeficiente de almacenamiento se determina por la siguiente relación:

$$C_c = C \cdot T \cdot \frac{1}{t_o} \cdot m^2$$

Cc = coeficiente de almacenamiento

C = constante = 2.25₃

T = transmisividad en m³/seg/m.

to = obtenido de la gráfica

m = distancia en metros entre el pozo de explotación y el piezometro de control.

Para el caso estudiado:

$$C_c = 2.25 \times 0.0009 \times 1.35 \times 3600 \times 3^2 \simeq 0.01$$

Esto 1% lo que significa que solo podrán extraerse de ese acuífero 10 lts. por cada m³.

Bibliografía

- E. de CAZENOVE Notions fondamentales
D'HYDRAULIQUE SOUTERRAINE
Soletanche PARIS 1971
- G. SCHNEEBELI Hydraulique Souterraine.
Eyrales 1966
- A. MABILLOT Les Forages D'eau
"Crepiens Johnson France"
1971
- H. CAMBEFORT Introducción a la
GEOTECHNIQUE. EYROLLES. 1971
- G. CASTANY Tratado practico de
agua subterraneas
DUNOD 1963

CURRICULUM VITAE.

Ing. ANTONIO BLANCO AMADOR

- A) - Título de Ingeniero Civil en la UNIVERSIDAD AUTÓNOMA de PUEBLA (1961).
- B) - Beca en Inglaterra por el Banco de México y la Federación de Industrias Británicas. (Beca teórico-práctica)
 - . Laboratorio de Mecánica de Suelos BRYANT en BIRMINGHAM INGLATERRA.
 - . Pilas y Pilotes (Desarrollo Habitacional) --- WINPEY, DUDLEY INGLATERRA.
 - . Estudio de Mecánica de Suelos y Cimentaciones en NORTHAMPTON COLLEGE OF TECHNOLOGY (1963 - 1964).
- C) - Trabajo con "BINNIE & PARTNERS" Ingenieros Consultores de Londres, Inglaterra. (1964 - 1965).
 - . Control de ensayo de suelos PRESA MANGLA PAQUISTAN.
 - . Cálculos de Estabilidad (Aplicación por computadora) Presas de tierra.
- D) - Ingeniero de la Compañía SOLETANCHE Asesor de "EMPRESA DE CONSTRUCCIONES GENERALES, S.A." en México (1966 - 1967). como Super-Intendente.
 - . Estudios para el tratamiento de las filtraciones presa SOLIS é inyecciones Dique San Cayetano Edo. de Guerrero.
 - . Estudio para el tratamiento de las cimentaciones Presa EL MEZQUITE, Edo. de Mich.
- E) - Trabajos de cimentaciones é inyecciones en París con la Compañía SOLETANCHE (1968).
 - . Obras CIMENTACIONES Especiales Edificio PCF. París.
 - . Inyecciones Químicas METRO DE PARIS. Estación BELERAND París.
 - . Inyecciones METRO EXPRESS. Estación AUBER París.

TECNOSUZLO

F) - Ingeniero de la Cía. Cimentaciones Mexicanas, S. A.
(1969- 1973) como Gerente Técnico.

- Estudios de estabilidad de los seis diques del sistema NECAXA Edo. de Puebla.
- Medidas remediales para preservar la estabilidad de cinco diques del sistema NECAXA (Diafragmas de lechadas plásticas é inyecciones).
- Sondeos de reconocimiento profundos túnel Emisor Central D.F.; SICARTSA (Las TRUCHAS); Cía. Nestlé CHIGNAHUAPAN Pue.
- Tratamientos de consolidación é impermeabilización por inyecciones túnel Emisor Central (Lumbreras y tramo túnel 9-10) D.F.
- Rellenos por inyección de covernas en el Fraccionamiento Bosque de las Lomas D.F.
- Campañas de exploración minera para ASARCO MEXICANA (Taxco Gro.); Fundidora de MONTERREY (Cerro de Mercado); Minera las Cuevas (Noria de Angeles) etc.
- Estabilidad de taludes y muros de contención - por medio de tirantes de anclaje, Fraccionamiento Bosque de las Lomas D.F.; Hotel Las Brisas Acapulco Gro.
- Estudios de Mecánica de Suelos diversos para: Nueva Planta de Cemento; Cementos Veracruz Orizaba Ver. Puente principal Bosque de las Lomas D.F.; Planta de Póclein Mexicana, Edo. de México; Fracc. Playa Encantada Acapulco Gro.; Planta NITRIPEL San Martín Texmelucan Edificios -- D.F. etc.
- Diafragma de Inyecciones Presa Cerro de Oro. Edo. de Oaxaca (Inicio de los trabajos)

G) - Cía. TECNOSUZLO, S.A. de Septiembre 1973 hasta la fecha como Gerente y Técnico Responsable.

H) - ACTIVIDADES DENTRO DEL CAMPO DE LA CONSTRUCCION PROPIAMENTE DICHA.

- . 1960 - 1961 - Construcción de Puentes para vehiculos; Distrito de Riego Valsequillo Puebla. S.R.H. (Sub-concreto).
- Edificación urbana (Edificios y casas habitación Puebla Pue.)
- . 1962 - Abastecimiento de agua Potable a poblaciones rurales del Edo. de Puebla ----- (S.R.H.)
- . 1970 - Reconstrucción dique laguna. Sistema -- hidro-electrico NECAXA. Con Cimentaciones Mexicanas, S.A. para Cía. de Luz y Fuerza del Centro, S.A.
- . 1971 - Construcción de Hotel; Huamantla Tlax.
- . 1972 - Edificio Productos; Empecadoras Silva S.A. Huamantla Tlax.
- . 1973 - Edificios y casas habitación diversas; Huamantla Tlax.
- Centro Comercial Campo Real, Empecadora Silva, Puebla Pue.
- Construcción de depositos semi-enterrados para agua con muros plásticos, para -- granjas porcinas, Edo. de Tlaxcala.

PRUEBAS "LEFRANC"

GRAFICAS

OBRA: _____

FECHA: _____

SONDEO

PRUEBA

TRAMO

A Partir

Nº 3 (inclinado 15° respecto vertical)

Nº 3

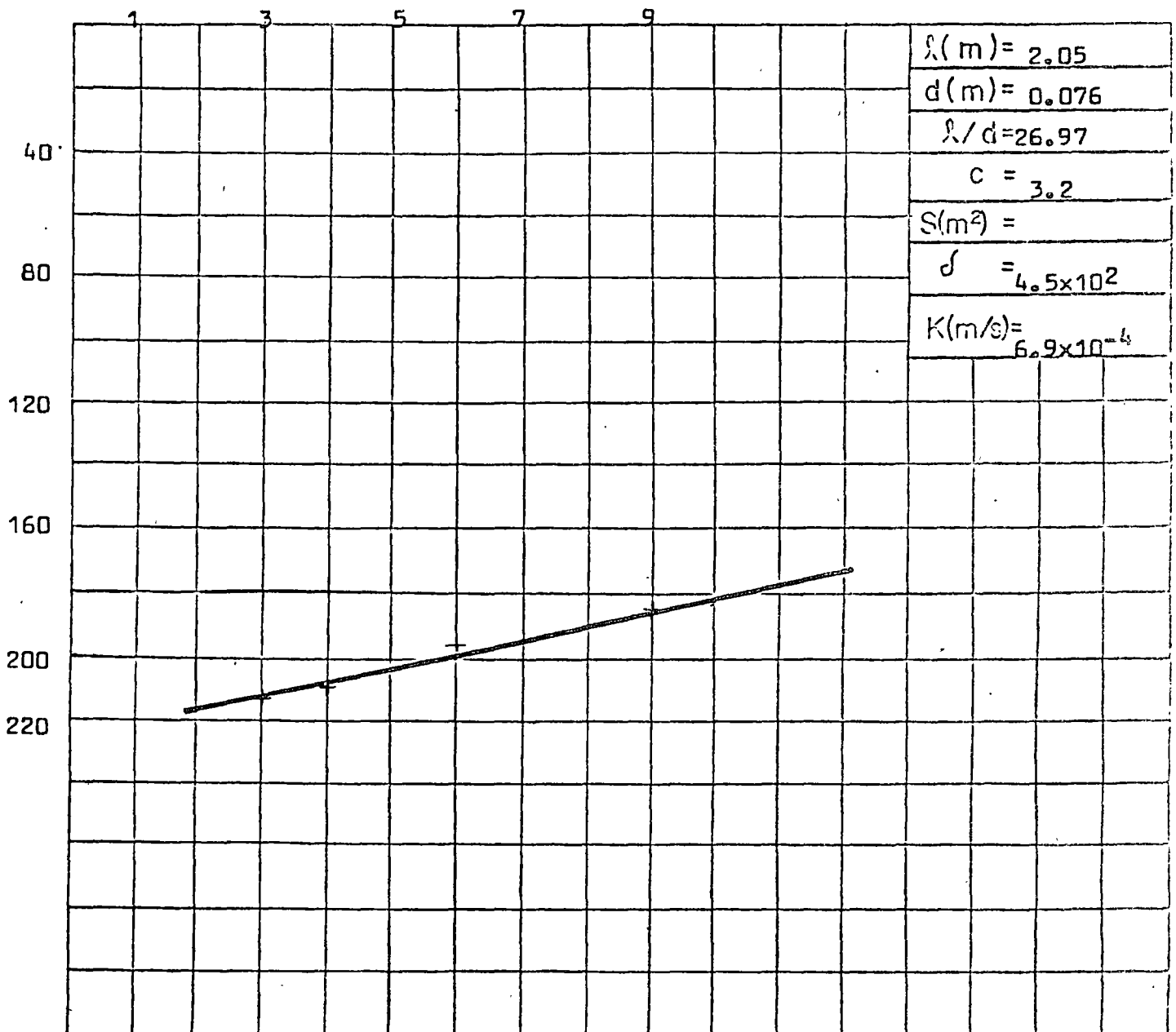
DE 5.05 - 7.00

de 4.08 sobre el suelo

DISPOSITIVO UTILIZADO:

H (m)	$\Delta H/\Delta t$ (m/s)	Q (m ³ /s)	H (m)	$\Delta H/\Delta t$ (m/s)	Q (m ³ /s)	H (m)	$\Delta H/\Delta t$ m/s	Q (m ³ /s)
2.14		3x10 ⁻⁴						
2.08		4x10 ⁻⁴						
1.99		6x10 ⁻⁴						
1.89		9x10 ⁻⁴						

Qx10⁻⁴ m³/s

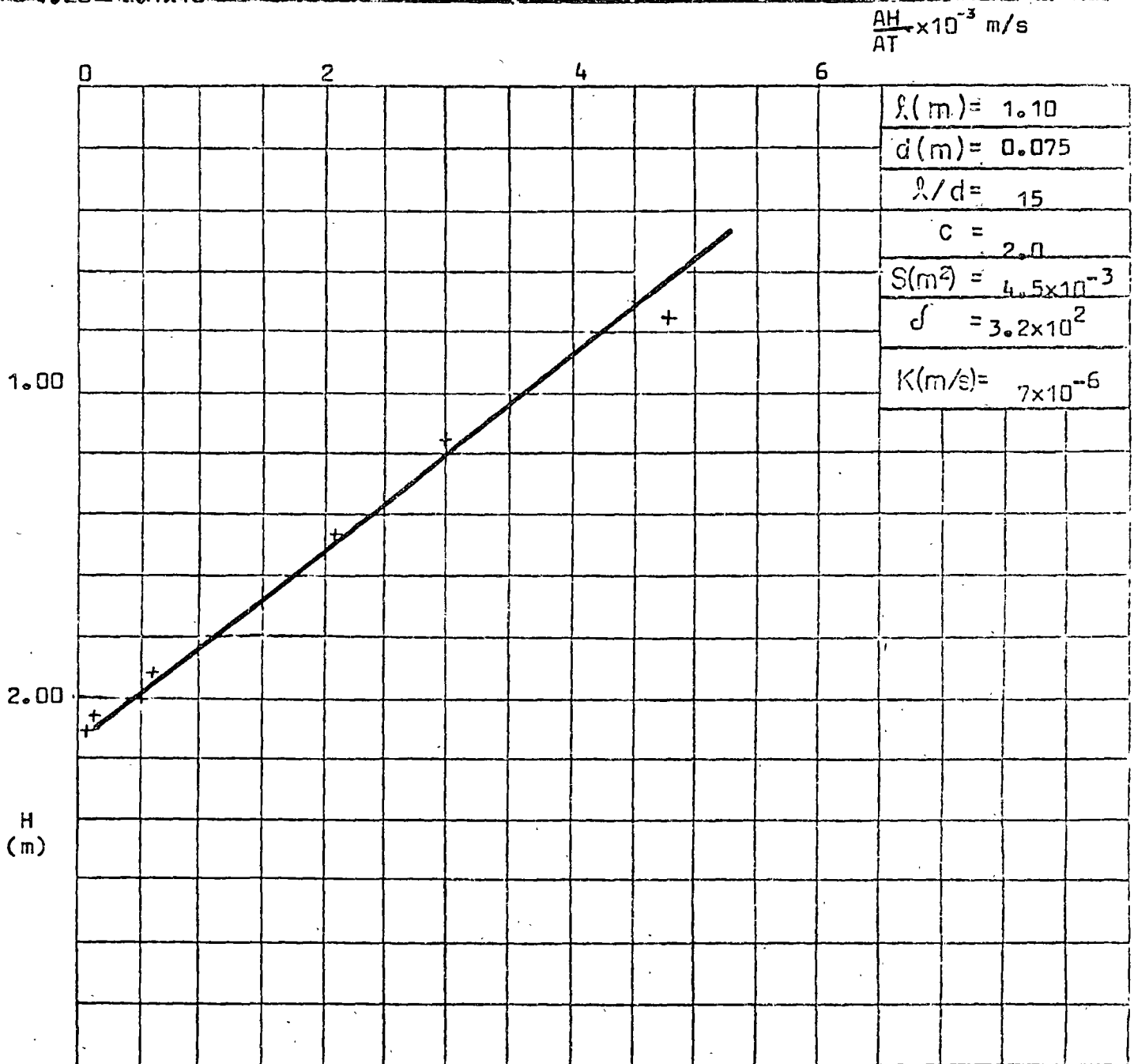


OCRA: _____
 FECHA: _____

SONDEO Nº SC-3
 PRUEBA Nº 18
 TRAMO DE 39.00-41.00
 A Partir de nivel del suelo

DISPOSITIVO UTILIZADO:

H (m)	$\Delta H/\Delta t$ (m/s)	Q (m ³ /s)	H (m)	$\Delta H/\Delta t$ (m/s)	Q (m ³ /s)	H (m)	$\Delta H/\Delta t$ m/s	Q (m ³ /s)
0.22	7.5×10^{-3}		1.70	0.66×10^{-3}				
0.74	4.8×10^{-3}		1.85	0.20×10^{-3}				
1.08	3.0×10^{-3}		1.88	0.17×10^{-3}				
1.28	2.1×10^{-3}							



OBRA DE _____
 FECHA _____

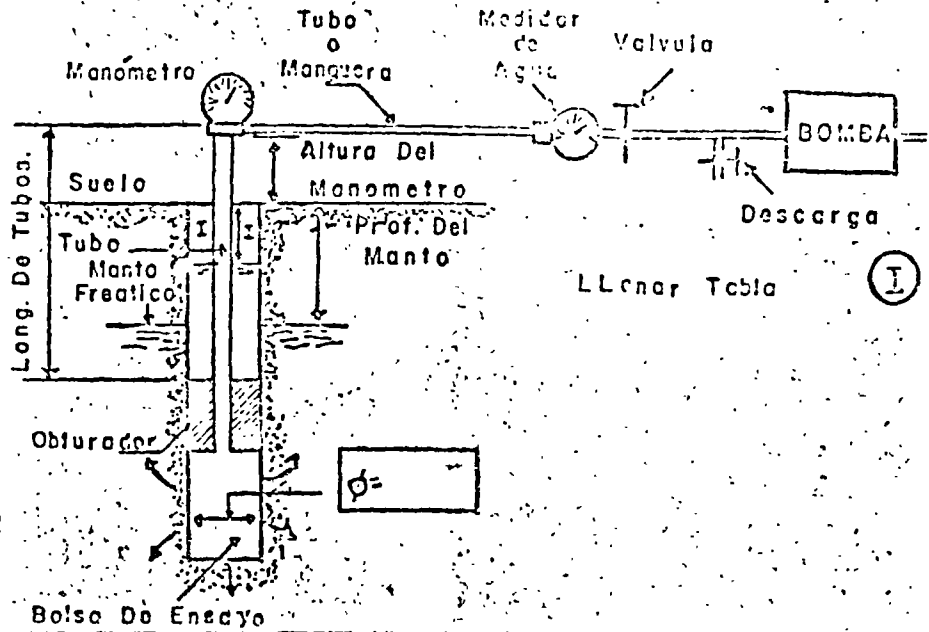
Dispositivo Utilizado I

MILINACION _____
 TRAMO ENSAYADO DE _____
 ALTURA DEL MANOMETRO _____

ESQUEMA DE MONTAJE

Tachar el dispositivo no utilizado.

I MANOMETRO SOBRE SONDEO.



NOTA:
 El nivel H será rigurosamente controlado con la sonda eléctrica para cada elevación de presión. Cada presión debe mantenerse constante durante 5 minutos consecutivos.

CUADRO II

Prof. Del Manto Freatico. _____
 Sondo Seco (encero que este indicar.) _____
 Tubo De _____ ϕ _____
 Longitud Total _____
 Número De Conexiones _____

Presión en bars	Duracion (minutos)	Lectura Medidor (en litros)		Nivel H (Durante el ensayo para cada presión)
		Principio	Final	

LAMINA IV

RESERVA CIENTOS

CALCULADOR

OBRA

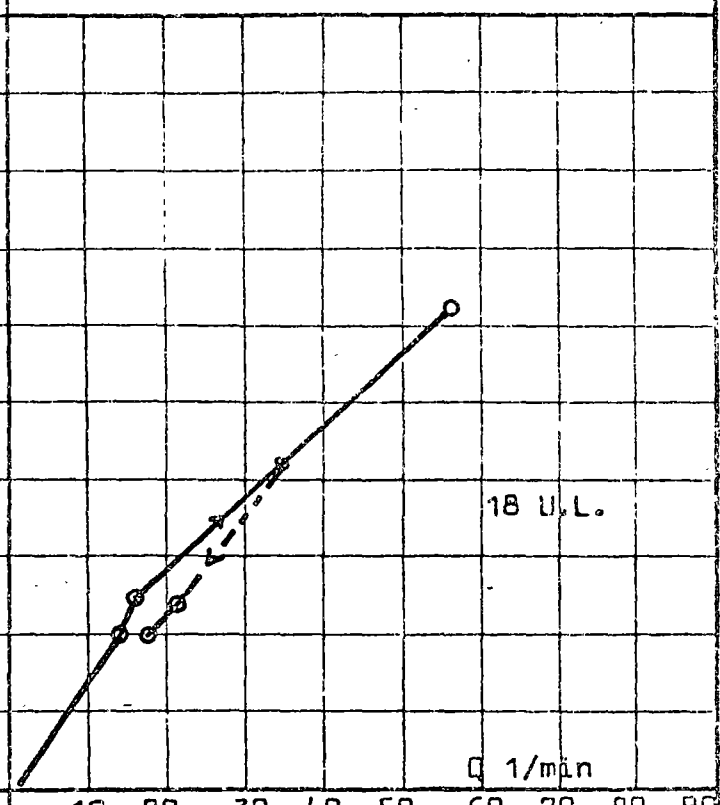
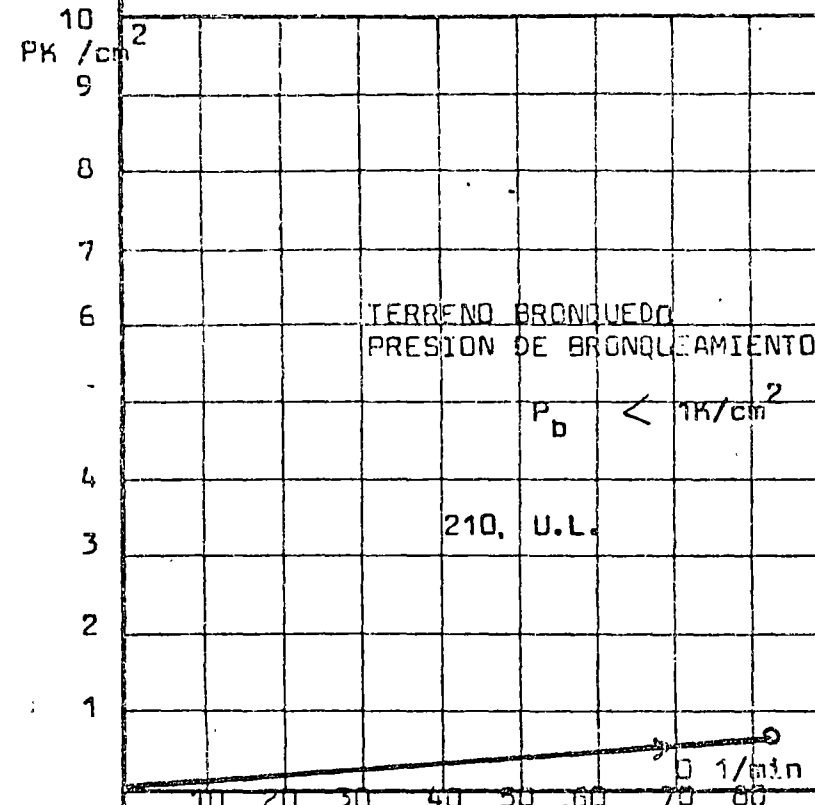
SONDEO Nº

4

HOJAS 1 DE 1

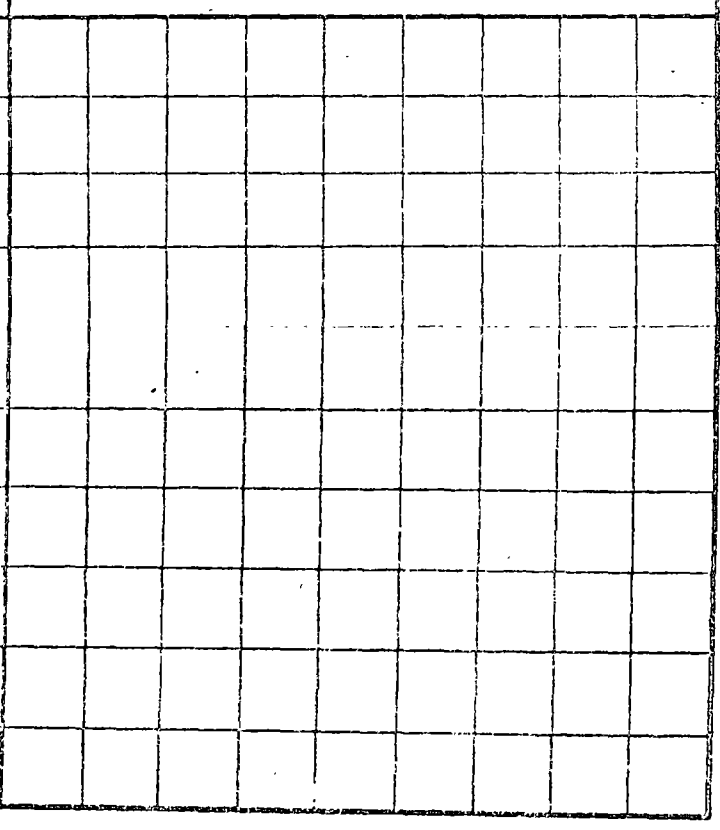
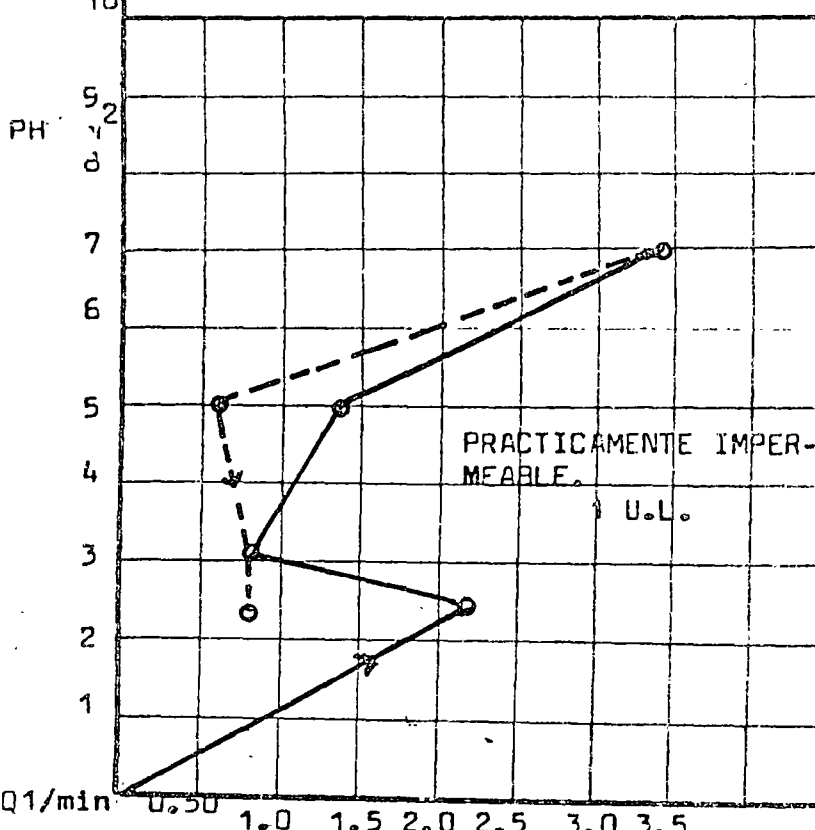
TRAMO DE 18.50 A 13.50

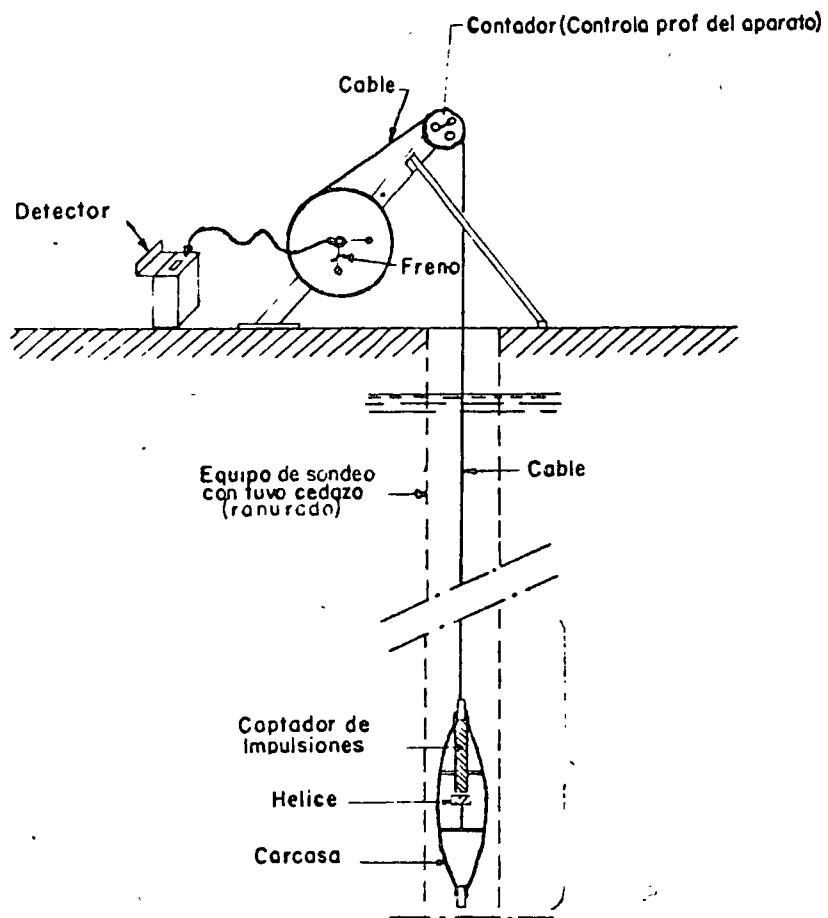
TRAMO DE 13.50 A 18.50



TRAMO DE 18.50 A 23.50

TRAMO DE _____ A _____



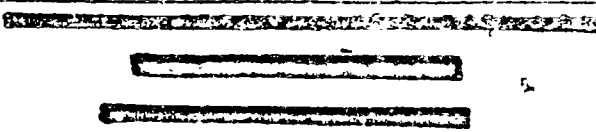


ESQUEMA DE MONTAJE
DEL MICROMOLINETE

TECNISUELO

SOCIEDAD ANONIMA

PRUEBA DE MICROMOLINETE



INTERPRETACION DE RESULTADOS

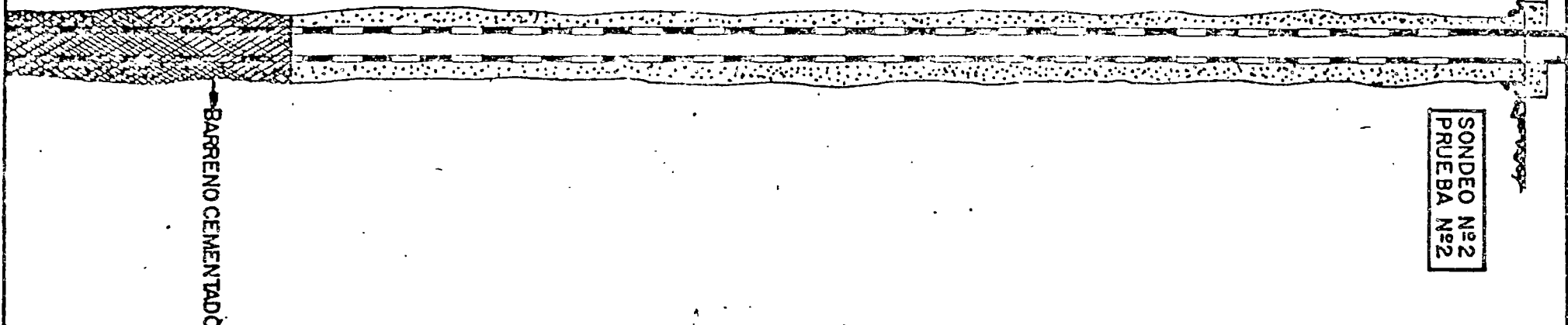
TIPO DE PRUEBA EJECUTADA

ABATIENDO EL MANTO

PRODUCIENDO SOBRECARGA

GRAFICA Nº

2



PERMEABILIDADES LEFRANC' SEGUN RESULTADOS C.F.E
6.69×10^{-2} cm ² /seg
7.97×10^{-2} " "
1.253×10^{-2} " "
10.98×10^{-2} " "
6.53×10^{-2} " "
14.67×10^{-2} " "
14.00×10^{-2} " "
9.46×10^{-2} " "
4.52×10^{-3} " "
11.25×10^{-2} " "
11.42×10^{-2} " "
0.64×10^{-2} " "
0.55×10^{-2} " "
0.67×10^{-2} " "
1.81×10^{-2} " "
6.9×10^{-2} " "
5.99×10^{-2} " "
5.58×10^{-2} " "
12.26×10^{-2} " "
0.61×10^{-2} " "
2.62×10^{-2} " "
3.73×10^{-2} " "
2.12×10^{-2} " "
0.87×10^{-2} " "
3.98×10^{-3} " "
6.76×10^{-3} " "
7.54×10^{-3} " "
6.94×10^{-3} " "
8.10×10^{-3} " "
6.26×10^{-3} " "
0.45×10^{-2} " "
3.97×10^{-2} " "
11.25×10^{-2} " "

A S C E N D E N T

L A M I N A V I

VELOCIDADES EN cm/s

NIVEL ABATIDO 2.89 m

2.68 m

A $K=8 \times 10^{-4}$ m/s

NIVEL ESTÁTICO

GASTO EXTRAIDO: 1.27 l/s

$K=2 \times 10^{-4}$ m/s

$K=5.3 \times 10^{-5}$ m/s

POCO PERMEABLE

$K=1.3 \times 10^{-4}$ m/s

POCO PERMEABLE

$K=1.5 \times 10^{-4}$ m/s

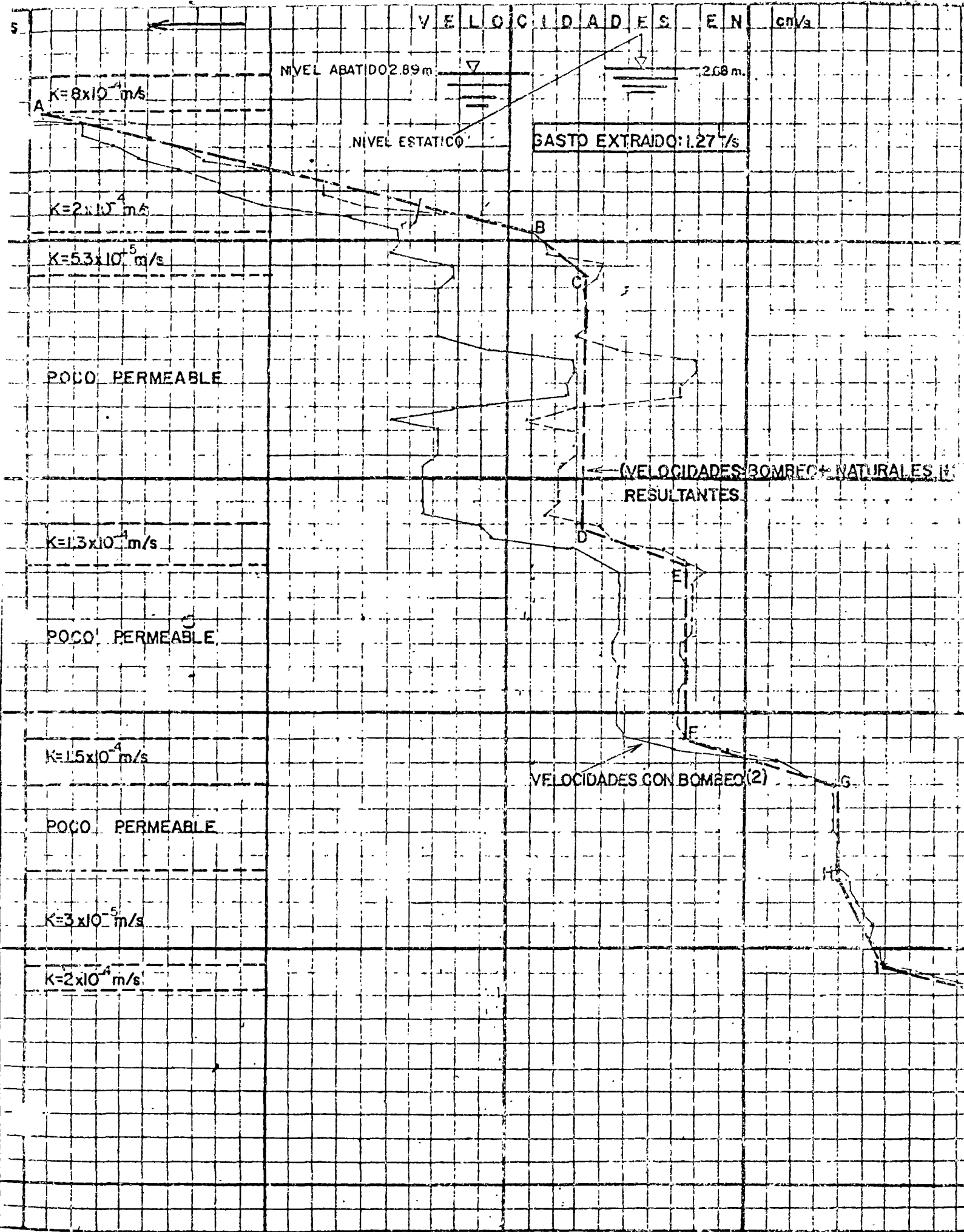
POCO PERMEABLE

$K=3 \times 10^{-5}$ m/s

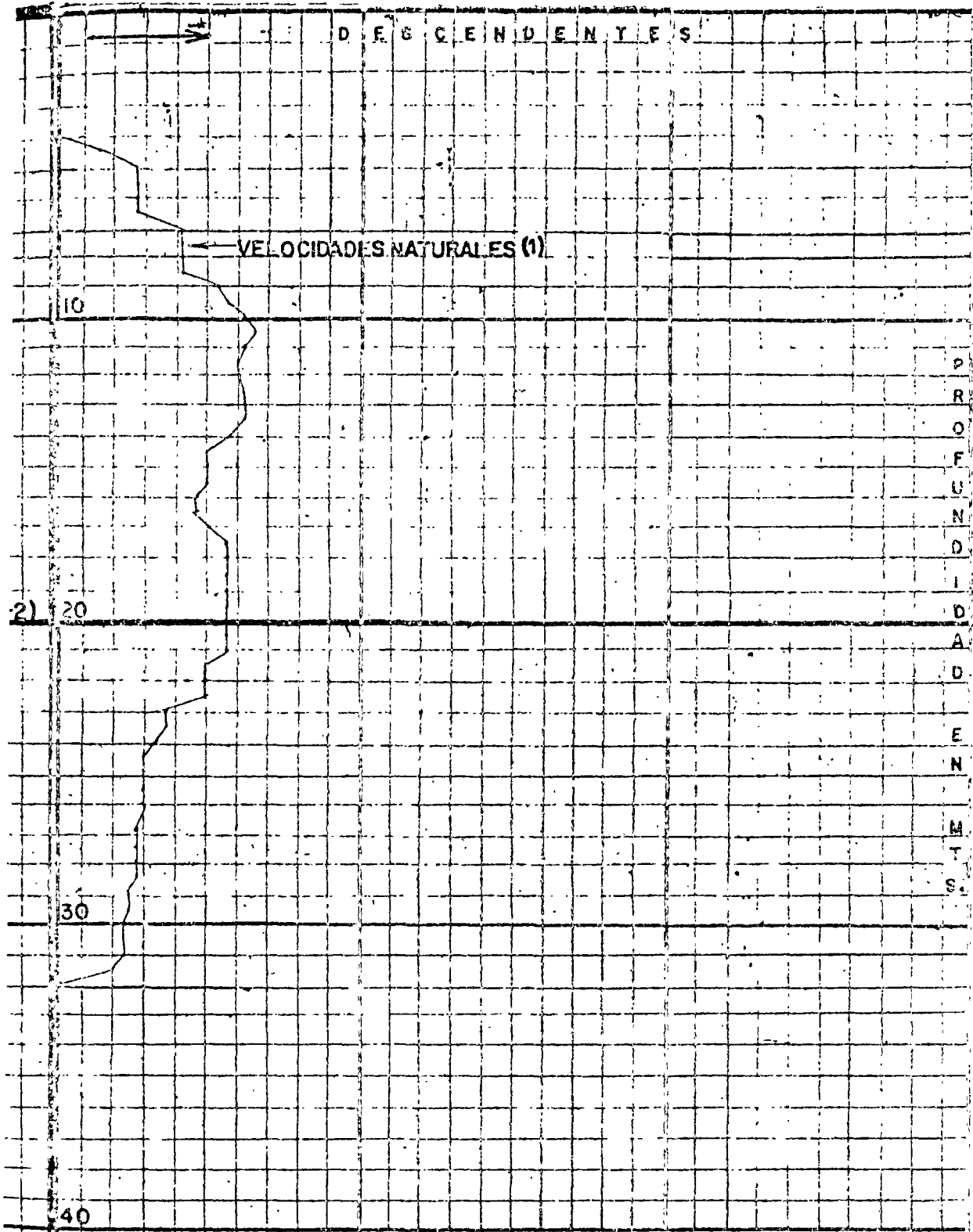
$K=2 \times 10^{-4}$ m/s

(VELOCIDADES BOMBEO + NATURALES)
RESULTANTES

VELOCIDADES CON BOMBEO (2)



D E S C E N D E N T E S



42.50 (Prof hasta donde
bajo el micromolniete)

N O T A : El nivel Q indicado en la grafica corresponde al nivel de la boquilla del tubo que sobresale del terreno 0.56m. Para referir las profundidades al nivel del suelo debera restarse 0.56m.

50

Prueba de Mediana Duracion

Fecha de Comienzo de la prueba

Prueba de Larga Duracion

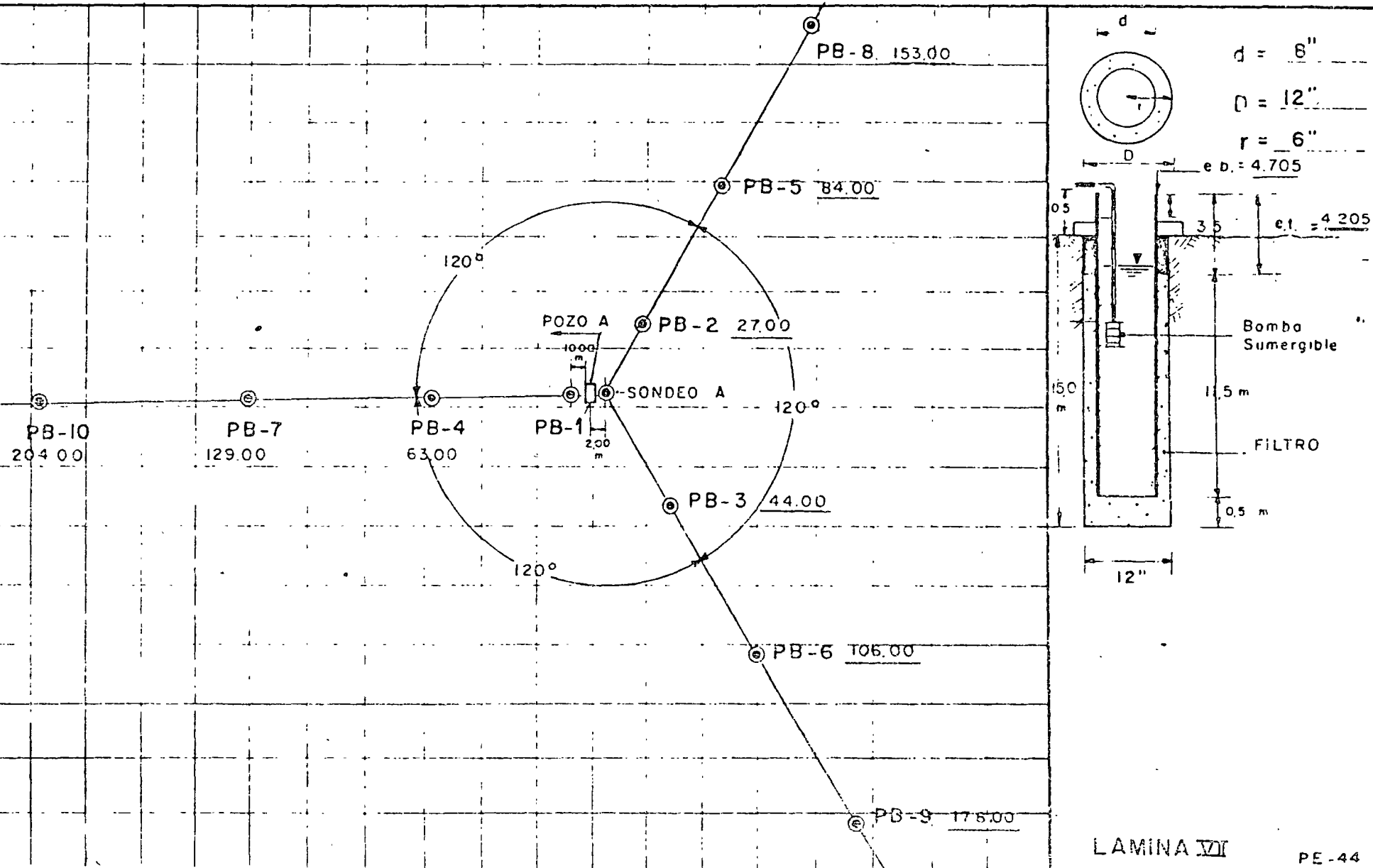
Bomba Empleada

POZO N° A

Prueba N°

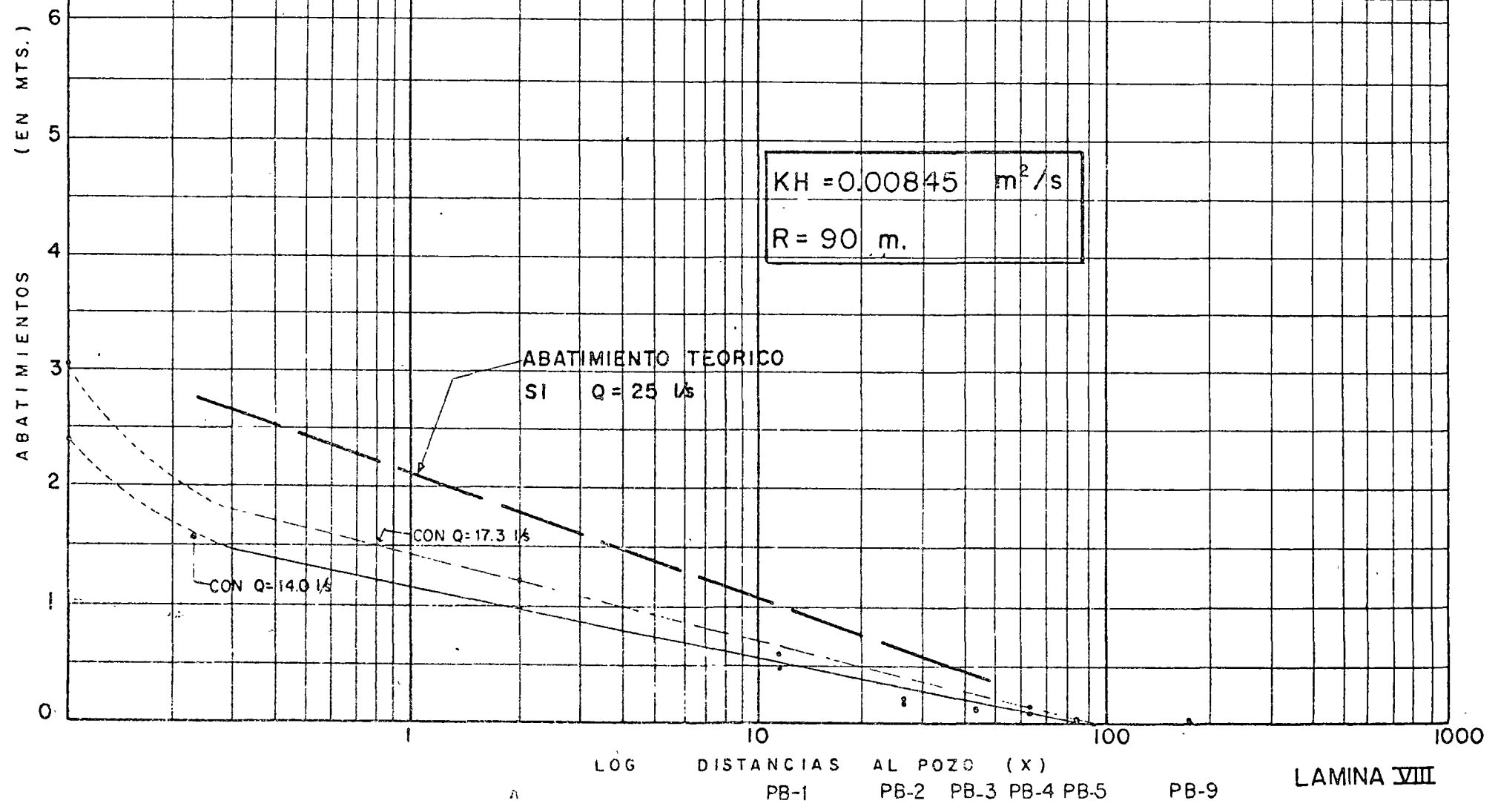
CROQUIS DE LA POSICION

DEL POZO DE PRUEBA Y LOS PIEZOMETROS VECINOS



PRUEBA DE BOMBEO POZO A
INTERPRETACION POR LA
FORMULA DE DUPUIT

CURVAS: ABATIMIENTO EN PIEZOMETROS VS. LOG. DE LA DISTANCIA DE LOS PIEZOMETROS AL POZO



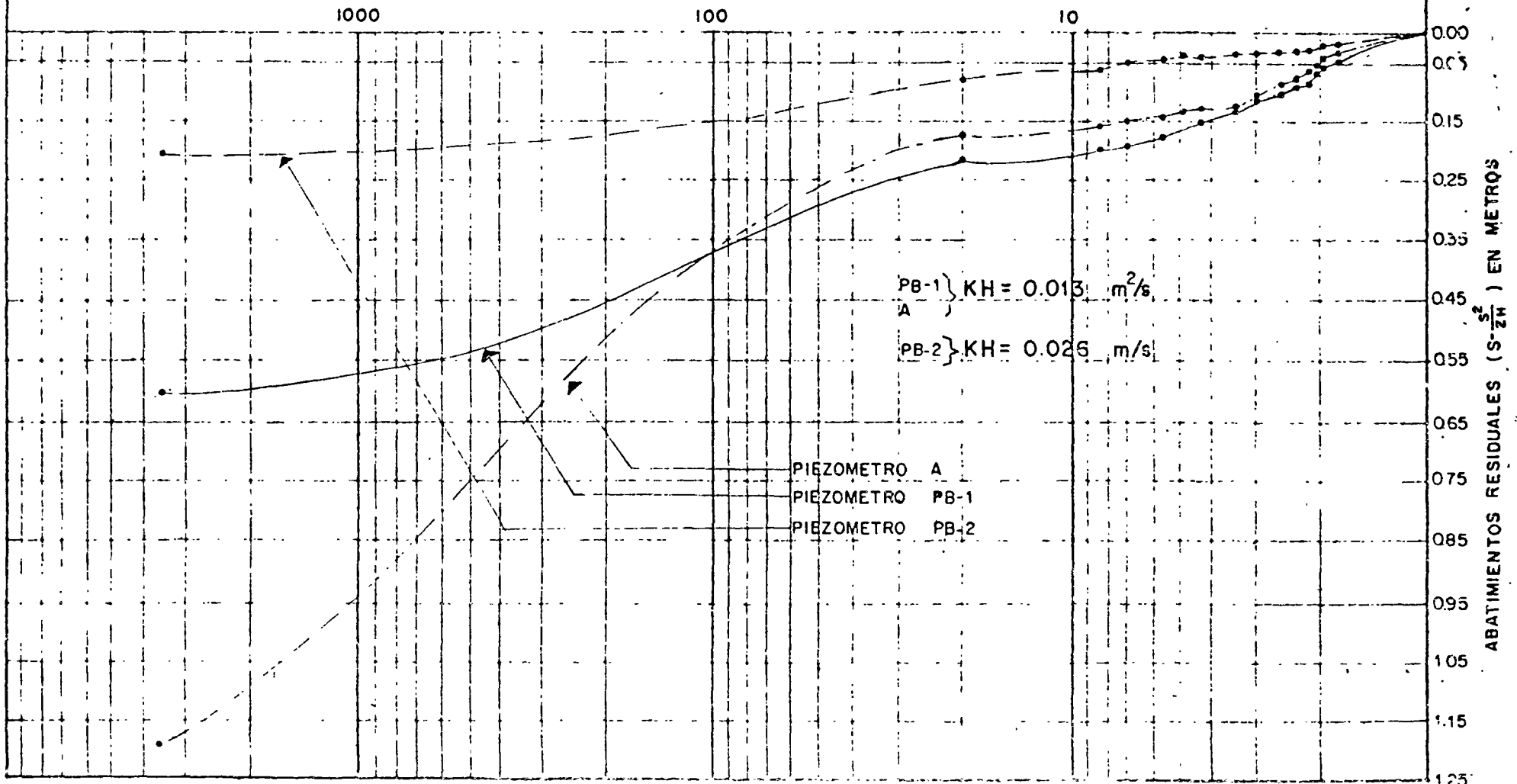
PRUEBAS DE BOMBEO

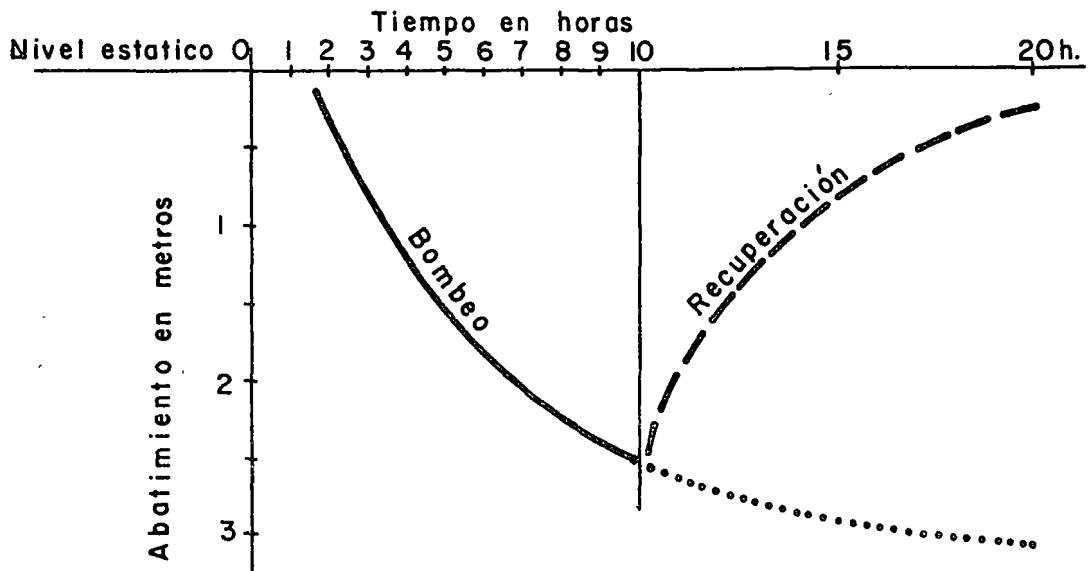
CURVAS DE RECUPERACION DEL MANTO EN
LOS PIEZOMETROS AL TERMINAR EL BOMBEO.

Log $\frac{t}{t'}$ → Tiempo transcurrido desde el inicio del bombeo
 ↓ → Tiempo transcurrido despues de terminar el bombeo

INTERPRETACION SEGUN THEIS.

BOMBEO DE LARGA DURACION; Q = 17.3 l/s





Curvas Abatimiento - Tiempo

fig.1

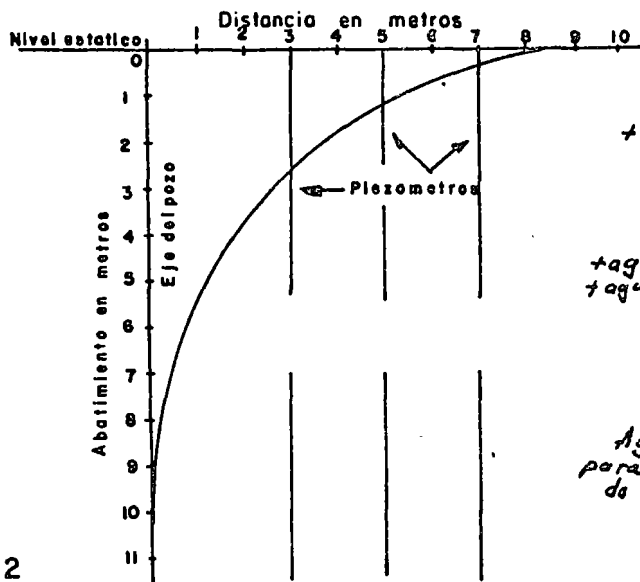


fig.2

Curva Abatimiento - Distancia

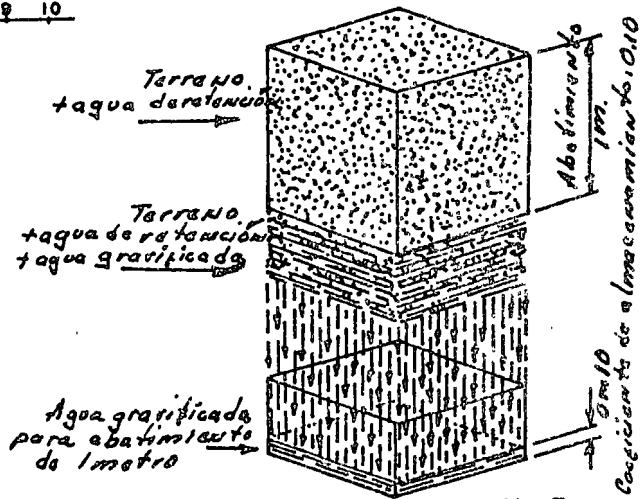
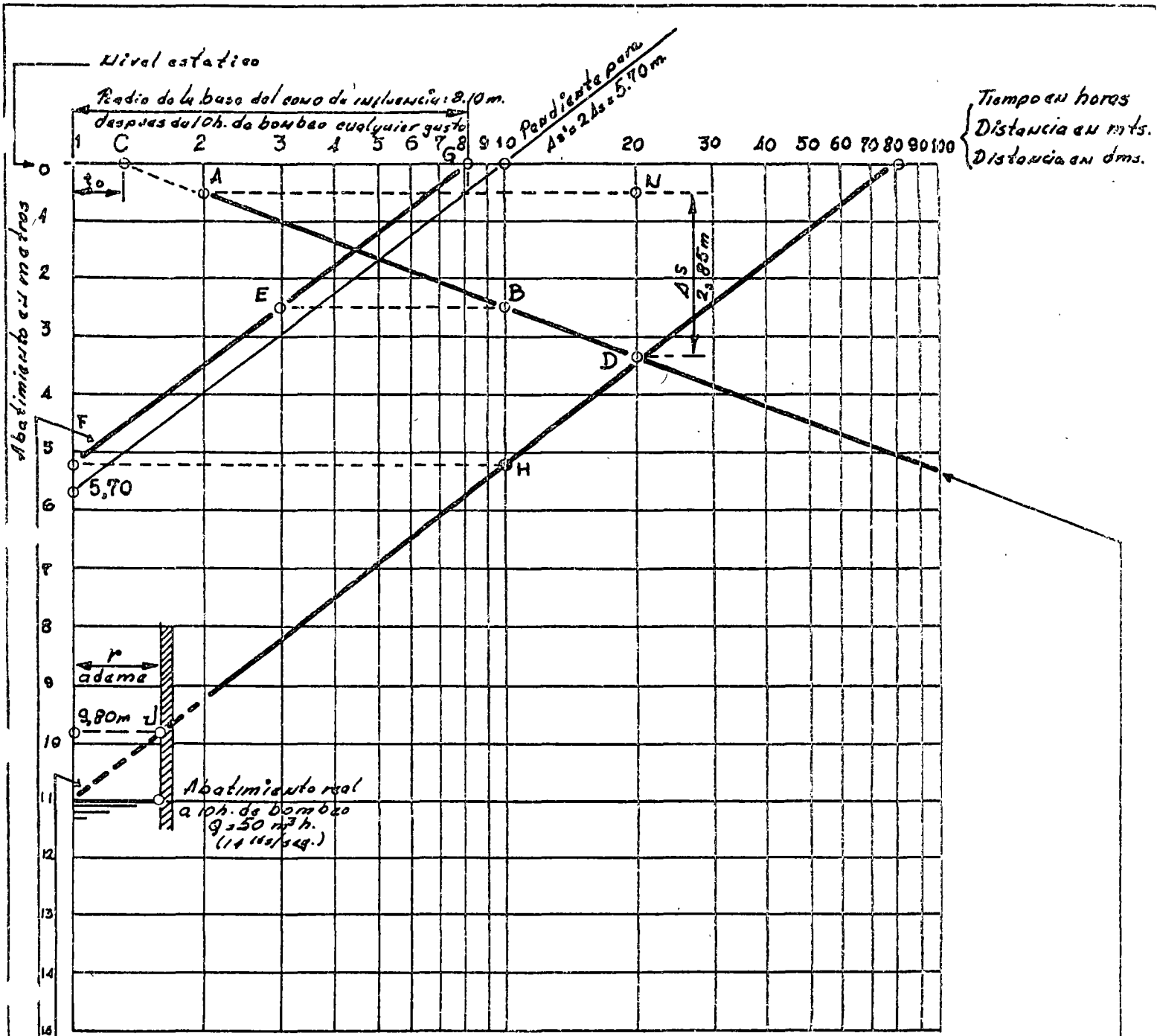


fig.3

Coeficiente de almacenamiento



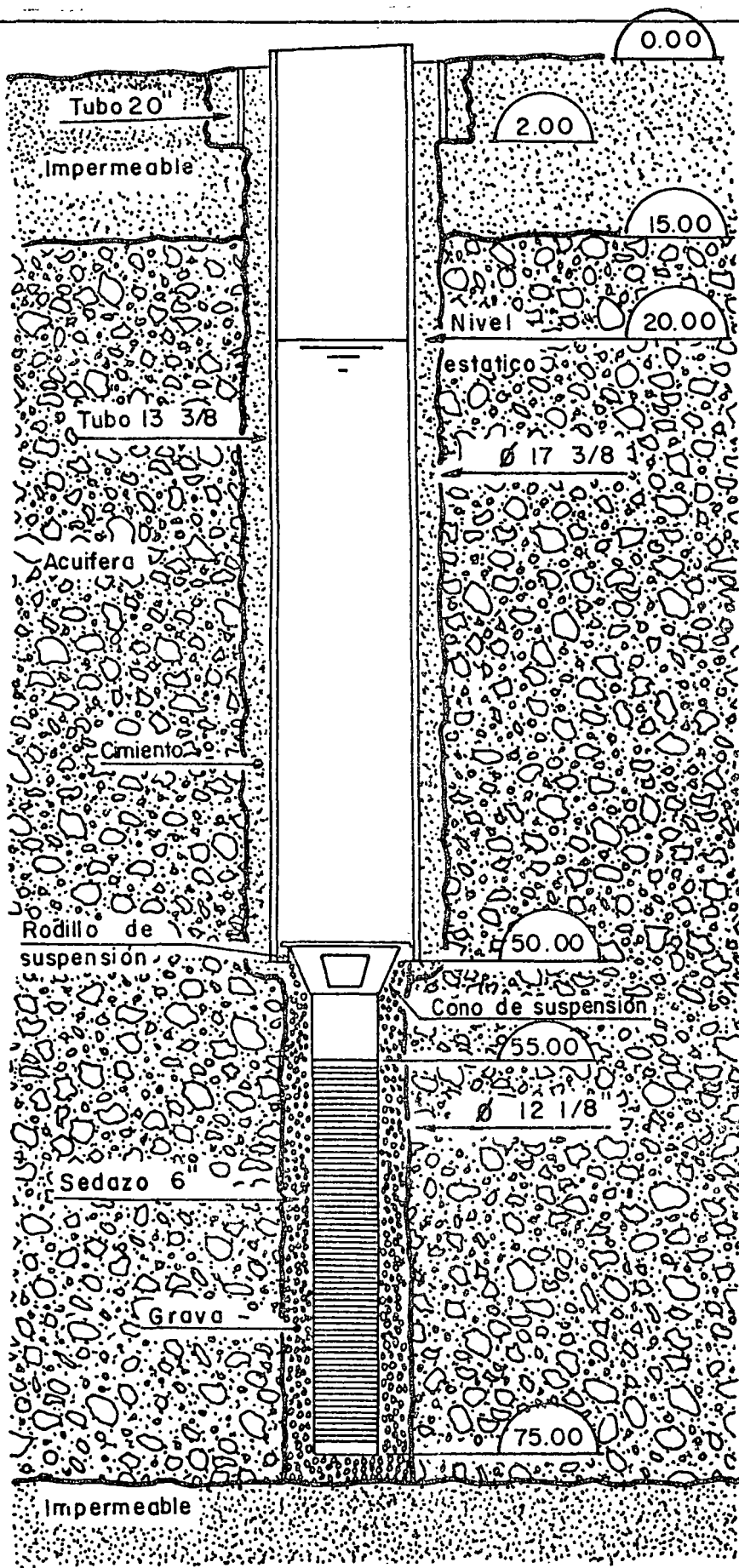
Abatimiento (metros) x Distancia (decímetros) después de 10 h. de bombeo - $Q=50 \text{ m}^3/\text{h}$ (14 lts/seg.)

Abatimiento (metros) x Distancia (metros) después de 10 h. de bombeo - $Q=50 \text{ m}^3/\text{h}$ (14 lts/seg.)

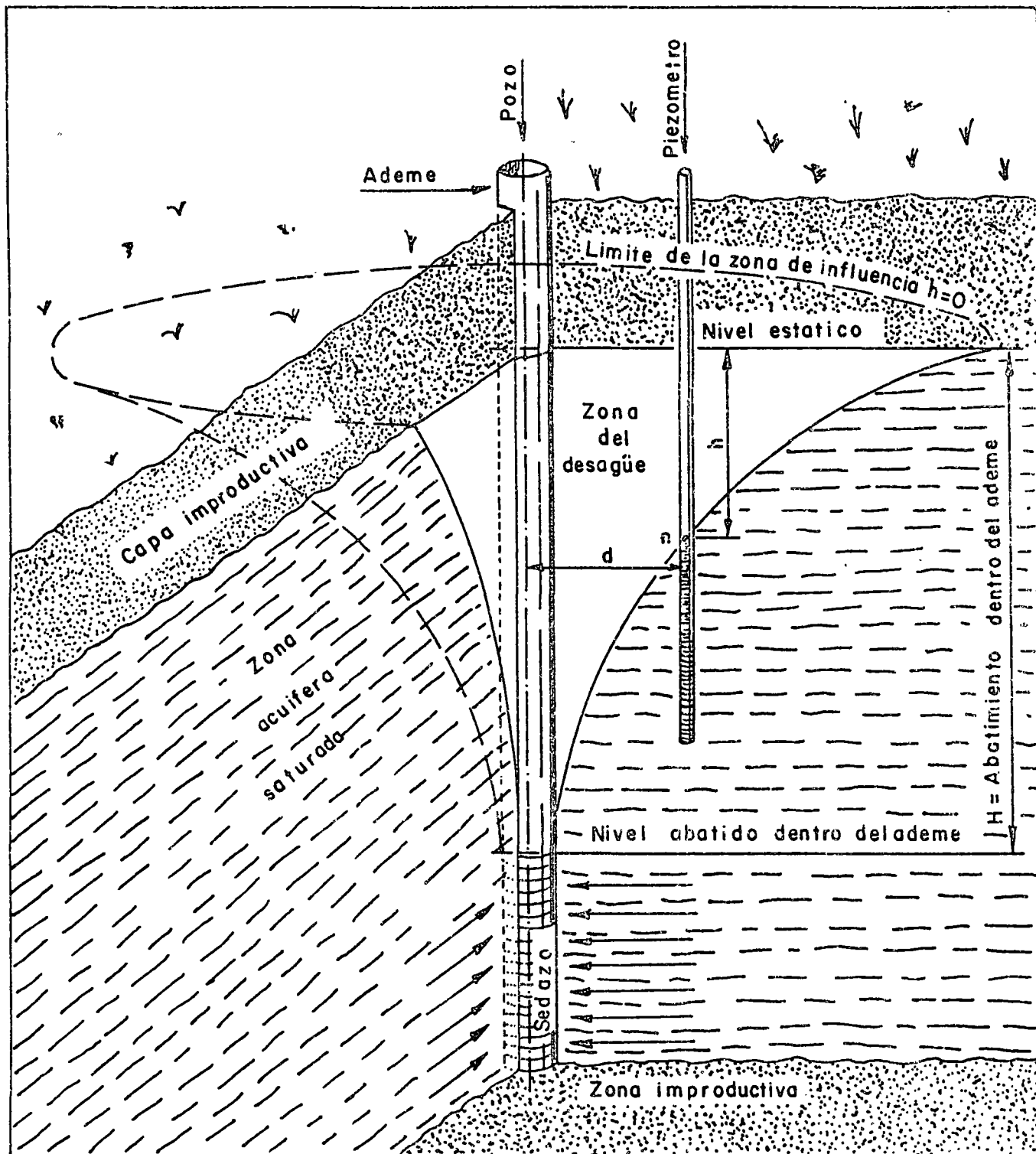
Abatimiento (metros) x Tiempo (horas) $Q=50 \text{ m}^3/\text{h}$ (14 lts/seg.) en piezometro a 3 m del pozo.

DIAGRAMA DE UNA PRUEBA DE BOMBEO

DE MABILLOT.



DE MABILLOT.



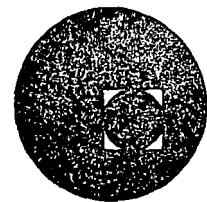
Permeabilidad cm/seg	10^2	10	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
T E R R E N O	Boleos Gravas Gravillas Sin finos	Arenas Arenas y gravas Sin finos		Arenas finas Limos con arena y algo de ar- cilla				Arcillas			
Calificación	Muy permeable	Permeable		Poco permeable				Impermeable			

Lamina 14

Caé dentro de la categoría de terrenos permeables



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



INGENIERIA GEOLOGICA

EXPLORACION GEOLOGICA

ING. RAMIRO ORDAZ HINOJOSA

JULIO, 1978.

○ : c

11.

12.

13.

14.

15.

CURSO DE INGENIERIA GEOLOGICA

10-21 de Julio de 1978

TEMA: EXPLORACION GEOLOGICA

SUBTEMA: FOTOINTERPRETACION Y CARTAS GEOTECNICAS

POR: ING. RAMIRO ORDAZ HINOJOSA

C O N T E N I D O

RESUMEN

- I.- INTRODUCCION
- II.- OBJETIVOS DE LA FOTOINTERPRETACION
- III.- PRINCIPIOS Y TECNICAS DE FOTOINTERPRETACION
- IV.- VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA FOTOINTERPRETACION
- V.- FOTOINTERPRETACION APLICADA A LA INGENIERIA GEOLOGICA
 - V.1.- Información Sobre la Firmeza del Terreno.
 - V.2.- Fotointerpretación Aplicada a Vías Terrestres.
- VI.- CARTAS GEOTECNICAS
- VII.- BIBLIOGRAFIA

RESUMEN

Dentro de la Geología Aplicada a la Ingeniería - Civil, indudablemente que la exploración geotécnica - juega un papel preponderante en la construcción de las obras, pues si ésta no se lleva a cabo convenientemente, se pone en peligro la estabilidad de dicha obra.

Una de las etapas de exploración, quizá la que inicialmente deban de tomar en cuenta todos los geotecnistas que se dedican a la Ingeniería Geológica, es la Fotointerpretación.

Por Fotointerpretación entendemos como el análisis de las fotografías aéreas con el fin de deducir su significado.

La fotointerpretación tiene una basta aplicación - en la actualidad, de hecho cualquier obra de ingeniería civil que se emprenda, deberá estudiarse inicialmente - con fotografías aéreas.

Las fotografías aéreas esencialmente son de dos tipos: blanco y negro (pancromáticas) y a color. Otras -- técnicas también usadas, que usan películas especiales son las infrarrojo blanco y negro, infrarrojo a color - (falso color), multiespectrales y SLAR (Side Looking -- Airborne Radar), las cuales tienen aplicaciones más específicas.

La fotointerpretación aplicada a la ingeniería interviene varias veces en la planeación de las obras. Por ejemplo, en el caso de caminos, en la fase de anteproyec

to, un estudio de los recursos naturales de la región - donde pasará la carretera o vía, será necesario para llegar hasta un trayecto con un beneficio óptimo en el desarrollo de la región y la inversión en la vía.

Los geotécnicos especialistas en fotointerpretación (geólogos, geomorfólogos, edafólogos, etc.), pueden suministrar de las fotografías aéreas predicciones sobre la estabilidad de las rocas y suelos, las condiciones de drenaje, el peligro de derrumbes, la situación hidrológica - y morfológica, así como los sitios o lugares donde se localicen los materiales para la construcción (bancos).

I.- INTRODUCCION

En la práctica de la geología siempre se han atacado dos renglones muy importantes que son: la investigación de Recursos Naturales y la búsqueda de datos geológicos para los proyectos de obras civiles.

El desarrollo y avance que han tenido los procedimientos de investigación en estos dos renglones ha permitido crear varias divisiones en especialidades, y es de uso común, entender como geotécnica la aplicación -- del conocimiento geológico para obtener datos realmente útiles que ayuden a planear y proyectar las obras civiles con economía.

La geotécnica pues, apoyada en bases de la práctica de la geología está también apoyada en bases ingenieriles en cuanto a que se interrelaciona con la mecánica de rocas y suelos con los procedimientos de exploración y ensayos de medida que utilizan estas técnicas. Esto requiere desde luego que en la práctica de la geotécnica - se utilice no sólo la labor artesana de campo, sino también el aspecto de interpretación ingenieril de los datos obtenidos.

Como en la actualidad los proyectos de obras de Ingeniería requieren de datos más precisos y de conjunto, es necesario hacer concurrir una serie de técnicas que - ayuden a comprender mejor la forma, estructura y calidad de los terrenos, tanto para usarlos como material de ci-

mentación, como material de construcción, porque el conocimiento de las rocas y suelos son un factor decisivo para la técnica y economía en la planeación y proyectos de obras civiles.

Uno de los procedimientos que ofrecen más bondad para la obtención de datos geotécnicos, es el uso de las fotografías aéreas, porque son documentos auténticos y objetivos que permiten mediante la interpretación definir el significado de la forma, estructura, y calidad de los terrenos de una manera amplia y de conjunto.

El propósito de estas notas es el de mostrar algunos aspectos de la utilización de fotografías aéreas en la obtención de datos geotécnicos necesarios para la planeación y proyecto de obras civiles.

II.- OBJETIVOS DE LA FOTOINTERPRETACION

De las numerosas disciplinas en la que la fotografía aérea adquiere una validez esencial, es muy importante señalar que en la Geología y la Geotécnica es fundamental en la investigación de los recursos naturales y en la elaboración de los proyectos más adecuados. El propósito de las presentes notas es mostrar algunos objetivos y conclusiones prácticas que se pueden obtener de la fotointerpretación aplicada a esta disciplina.

Vías terrestres.- Para alojar la ruta más viable de una carretera o ferrocarril son determinantes en la economía del proyecto, factores de índole geotécnica y topográfica. Un gran porcentaje de estos informes pueden ser derivados de la fotointerpretación y aportar datos a los proyectos que se refieren a las formas de los terrenos, a la calidad geotécnica de las rocas y suelos por donde atravesará la vía terrestre. Asimismo se pueden obtener datos sobre los sitios más apropiados para ubicar puentes y túneles y de los sitios de aprovechamiento de los materiales de construcción que influyen mucho en el alineamiento más conveniente.

Obras hidráulicas.- En la investigación geotécnica de datos necesarios para los proyectos de obras hidráulicas, la interpretación de fotografías aéreas, persigue a nivel de elección de sitios para presas, canales, galerías de conducción, etc., datos que prevean el comportamiento de las rocas o suelos ante las excavaciones por efecto de la cimentación o al utilizar como material de construcción. También algunos informes de las áreas adyacentes --

por ejemplo (zonas de riego), pueden observarse e integrarse a los estudios para decidir sobre la conveniencia económica de los proyectos.

Aeropuertos.- Una interpretación de fotografías aéreas - dirigida hacia la localización del sitio más apropiado para un aeropuerto puede resolver algunos problemas --- prácticos referentes a la calidad y estructura geotécnica de los materiales de cimentación a la disponibilidad de materiales de construcción e informes sobre las condiciones de formas del terreno. Todo esto a nivel de -- planeación y proyecto de aeropuertos.

Se ha mencionado solamente algunos objetivos prácticos que se persiguen con el uso de las fotografías -- aéreas verticales; la realidad es que para su utilización existe un campo muy amplio en el panorama técnico.

III.- PRINCIPIOS Y TECNICAS DE LA FOTOINTERPRETACION

Las fotografías aéreas son tomadas con una cubertura estereoscópica que nos permite tener una visión tridimensional del paisaje.

Esta imagen estereoscópica puede obtenerse de varias maneras, por ejemplo, usando un estereoscopio de bolsillo o de espejos, que son los instrumentos más usados por el fotointérprete.

El principio está basado en la observación simultánea del mismo paisaje desde dos puntos diferentes, en una forma similar a la que nosotros obtenemos una imagen estereoscópica con la visión normal.

La interpretación de las fotografías aéreas proviene del principio que dependientemente de la escala de la fotografía, casi todos los fenómenos en la superficie de la tierra son visibles y que a su vez muchas propiedades de las rocas, los suelos y los procesos que actúan sobre ellos son reflejados en la fisonomía de la tierra. Por ejemplo, la permeabilidad de las rocas puede estar reflejada en la densidad del patrón de drenaje, la resistencia de las rocas contra la erosión, en el relieve, y la humedad del suelo posiblemente en el tono de gris más oscuro en la fotografía.

Un buen fotointérprete debe tener amplia experiencia en la profesión que ejerce. Un geólogo no será capaz de hacer una fotointerpretación para un levantamiento de suelos porque no tiene suficiente conocimiento de edafología. Además un conocimiento profundo de la geomorfolo-

gía y la fisiografía es indispensable, ya que estas materias tratan las relaciones entre las rocas y los suelos con la superficie terrestre.

Técnicas de Fotointerpretación.- La técnica de la fotointerpretación proporciona información eminentemente de tipo cualitativo y requiere de la identificación, análisis y clasificación de los rasgos de los objetos fotografiados a fin de conceptuar la interrelación que existe entre cada uno de los factores que condicionan un terreno determinado, que está en proceso de observación. Esta actividad de ninguna manera desecha los trabajos de campo, pero se ve considerablemente reducida, en virtud de que previamente se pueden ubicar en las fotografías aéreas los sitios de muestreo y se puedan programar los recorridos a los lugares de interés.

El grado con que se pueden aplicar los métodos fotogeológicos, varía considerablemente según las características geológicas, el clima, densidad de vegetación, los ciclos erosivos, etc.

La parte más importante de los trabajos de fotointerpretación, la constituye el elemento humano y a las finalidades a la que va orientada ésta; en la mayoría de los casos, la calidad depende fundamentalmente de la experiencia y formación profesional del intérprete.

La práctica aconseja que los trabajos con fines geológicos, agua, suelos, bosques, etc., sean desarrollados por personas con una formación acorde a esas disciplinas; las cuales deben reunir ciertas condiciones fisiológicas

y psicológicas favorables para aplicar la técnica inductiva y deductiva que se utiliza en la fotointerpretación.

Para el caso de una interpretación fotogeológica ingenieril, los fotointérpretes deben tener una base de conocimientos geológicos y de ingeniería civil, para poder conceputar a través de fotografías aéreas, una zona en proceso de estudio para estos fines.

De todas maneras, en términos generales; la fotointerpretación utiliza una serie de criterios para identificar, analizar y clasificar los rasgos fotográficos, bajo una visión estereoscópica, como son:

- Criterios derivados de las características físicas de la fotografía como son: textura y tono.
- Criterios derivados de las características de tamaño y forma de los objetos fotografiados.
- Criterios derivados de las características topográficas y geomorfológicas de las zonas fotografiadas.
- Criterios derivados de las características de los suelos, cobertura vegetal y su relación con el -- uso actualizado del suelo o actividad agrícola.

IV.- VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA FOTOINTERPRETACION

a) Vista total que nos dan las fotografías aéreas.- Aún sin examinar las fotografías aéreas estereoscópica-- mente, ya podemos tener una idea general de la región en estudio, haciendo un mosaico y muchas veces es posible - hacer en esta fase una diferenciación de regiones más o menos adecuadas para nuestro objetivo.

b) Un estudio estereoscópico de las fotografías -- aéreas nos da una vista general del terreno en un mode-- lo tridimensional donde los diferentes fenómenos en los cuales estamos interesados, pueden ser observados simul-- táneamente, pudiéndose hacer una diferenciación directa de los hechos y detalles importantes; siendo uno de los problemas mayores del trabajo de campo donde carecemos de esta vista general.

c) La imagen estereoscópica que observamos bajo un estereoscopio tiene una exageración en la escala verti-- cal. Eso quiere decir que todas las pendientes y cambios de éstas figuran exageradas en el modelo. Este hecho nos facilita distinguir en las fotografías aéreas cambios de relieve muy pequeños, una ventaja considerable por ejem-- plo en llanuras cuaternarias donde pequeñas diferencias en el relieve y pendiente pueden ser indicativas de di-- ferentes procesos de sedimentación.

En cuanto a las desventajas que ofrece la fotoin-- terpretación, podemos mencionar las siguientes, aunque - cabe aclarar que más bien son LIMITACIONES más que des--

ventajas.

a) En zonas con alta densidad de vegetación, se hace necesaria una mayor estadía en el campo.

b) No se pueden reconocer con precisión las rocas expuestas.

V.- FOTOINTERPRETACION APLICADA A LA INGENIERIA GEOLOGICA

V.1.- Información Sobre la Firmeza del Terreno

El geólogo no solamente distingue en las fotografías aéreas las distintas capas geológicas, el rumbo, buzamientos y fallas, sino que también se forma una idea general de la litología por la expresión topográfica y otros fenómenos en la superficie de la roca.

La expresión de relieve, textura de drenaje, fenómenos de solución, diaclasas, erosión y vegetación, dan al geólogo-fotointérprete informaciones sobre las cuales es posible la determinación de la litología. Claro está que hay casos en que esta determinación es más fácil que en otros. La diferenciación entre las rocas sedimentarias es por ejemplo más fácil que entre rocas metamórficas o ígneas. Además el geólogo debe darse cuenta que bajo diferentes circunstancias meteorológicas las mismas rocas se encontrarán de distintas maneras. También es evidente que la descripción litológica quedará muy poco detallada, únicamente estarán visibles las diferencias importantes en las fotografías, como areniscas, limolitas y lutitas. La multitud de transiciones entre estos tres tipos de rocas no será visible.

No obstante obtenemos de esta manera una idea general sobre la litología, muy importante durante la fase de planeación porque ahora el geólogo así como el ingeniero civil tienen la clave para los primeros datos sobre la mecánica de rocas.

En cuanto a la estabilidad del material, el geólogo se forma una idea en base de varias informaciones visibles en la fotografía. En primer lugar la litología -

es importante. Entre las rocas sedimentarias, las areniscas y calizas son normalmente bastante estables, al menos cuando no se encuentran intercaladas con lutitas arcillosas o cuando están estratificadas muy finamente. - Las lutitas y limolitas son mucho menos estables, sobre todo cuando están intercaladas con otras capas, lo cual ocurre regularmente. Las rocas sedimentarias con pendientes estructurales fuertes siempre son susceptibles a deslizamientos.

Entre las rocas ígneas el basalto es conocido por la poca estabilidad que ofrece. Antiguas corrientes basálticas, socavadas por la erosión forman un terreno muy poco estable sobre todo por las diaclasas verticales muy pronunciadas. Por otra parte habrá poca dificultad en mantos basálticos muy extensos.

La estabilidad de granitos depende en su mayor parte de la composición mineralógica, de la intensidad de las diaclasas y circunstancias climatológicas

La estabilidad de las rocas metamórficas es difícilmente visible en las fotografías al menos cuando no hay pruebas evidentes de derrumbes. En general se puede decir que las rocas metamórficas son poco estables en relación con otros tipos de rocas, pero la estabilidad depende también de la composición mineralógica (cuarzita-amfibolita) y el grado de metamorfismo, como rocas de alto metamorfismo tendrán propiedades muy idénticas a las rocas ígneas.

Además la estratificación muy pronunciada y fina o en el caso de rocas metamórficas la foliación influye --

mucho en la estabilidad. La estratificación y foliación son visibles en las fotografías por lineaciones finas. - La estabilidad del terreno igualmente está influenciada por sistemas intensivos de fallas o diaclasas los cuales también se distinguen en las fotografías por lineaciones.

En todos estos casos tenemos planos débiles de tal manera que se producen fácilmente rupturas.

Debe estar claro que las conclusiones no están basadas solamente en la fotointerpretación geológica.

El geólogo deduce de la interpretación junto con sus conocimientos de la geología regional, la geología física, y las circunstancias climatológicas, las informaciones interesantes para el ingeniero civil.

Las condiciones climatológicas son importantes como factor que domina la meteorización de las rocas y de esta manera las características físicas de las rocas. Por ejemplo un granito bajo un clima templado o frío dará generalmente una base firme para la construcción de una vía mientras tanto, este mismo granito podría ser mucho menos favorable en un clima tropical húmedo por la meteorización intensiva.

En la representación de sus datos el geólogo siempre tendrá que tener en cuenta que el ingeniero civil - posiblemente no entienda su lengua. Por eso el geólogo debe traducir su informe tanto como sea posible en datos legibles para el ingeniero civil. Eso quiere decir datos exactos, lo que exige amplios conocimientos de problemas de ingeniería y especialmente de mecánica de rocas y suelos. Además es aconsejable que el ingeniero civil que trabaja en cooperación con el geólogo tenga algunos conocimientos geológicos.

V.2.- Fotointerpretación Aplicada a Vías Terrestres

Una carretera no es solamente una manera de comunicar dos puntos, sino también tiene una amplia función - en el desarrollo económico de la región atravesada. Por lo tanto, los factores que determinan la planeación de una carretera son múltiples, y el estudio por parte de estos especialistas, conjuntamente con economistas, sociólogos, ingenieros industriales, etc., suministrará - en general un trayecto ya más o menos fijo a los técnicos encargados de la ejecución del trabajo. Los factores económicos son de importancia decisiva en la determinación de un corredor por donde la carretera deberá establecerse.

La fotointerpretación juega un papel muy importante en la fase de determinación del corredor. La importancia de la fotointerpretación crece cuando la carretera pasa por regiones aún poco desarrolladas o conocidas. Geólogos, ingenieros forestales y edafólogos pueden suministrar después de una fotointerpretación de los recursos naturales los sitios de mejor interés económico.

Es sobre todo en los campos de la geología, geomorfología e hidrología que la fotointerpretación suministra datos importantes para la planeación de una carretera.

El ingeniero civil necesita para la construcción de la carretera datos exactos sobre las propiedades mecánicas de las rocas y suelos, estabilidad del terreno, condiciones de drenaje, etc. Por el carácter de la foto-

interpretación el fotointérprete no es capaz de suministrar estos datos al ingeniero de manera que la construcción pueda empezar de inmediato, sin embargo, dará informaciones generales sobre todas estas materias de tal forma que el ingeniero civil sabrá más o menos qué clase de materiales o qué dificultades encontrará durante el trabajo. Además el estudio del fotointérprete suministrará datos que el trayecto de la vía se establece principalmente de las fotografías aéreas y con poco trabajo de campo.

En primer lugar viene la interpretación geológica. La importancia del mapa geológico para el ingeniero civil, como uno de los puntos principales del simposio no necesita una discusión especial y por otra parte la elaboración de este mapa por el fotointérprete es tan complejo que el tratamiento en este momento nos llevaría demasiado lejos. Unicamente se debe apuntar cuáles son las informaciones sobre la estabilidad y mecánica de rocas o suelos que el fotointérprete suministrará.

Los datos obtenidos de este estudio deben incluirse en el informe económico que servirá como base del proyecto. Sería aconsejable ejecutar esta fase del trabajo en un levantamiento integrado efectuado por un grupo de expertos en el cual también puede haber profesionales de otras disciplinas (geografía social y económica).

Posteriormente la fotointerpretación tiene una -
tarea importante en la determinación de un trayecto -
adecuado en el corredor establecido anteriormente. --
Los estudios que deben ejecutar los fointérpretes du-
rante esta fase, son los siguientes:

- mapas geológicos
- mapas geomorfológicos
- mapas de suelos
- mapas hidromorfométricos

Al término de esta fase pueden elaborar en coope-
ración con un ingeniero civil con experiencia en foto-
interpretación un mapa, conteniendo el proyecto con -
sus alternativas, así como la ubicación de los bancos
de materiales necesarios para la construcción.

Todos los mapas anteriormente mencionados, deben
ser acompañados por un informe en el cual figuran los
datos exigidos por el ingeniero civil.

Después de esta fase, la tercera será el uso de -
las fotografías aéreas a gran escala (1:5000) con fines
fotogramétricos, es decir, una vez definido el proyecto
las fotografías servirán para elaborar los mapas foto-
gramétricos con su control terrestre correspondiente.

Además viene el estudio hidro-morfométrico. Las fo-
tografías aéreas son muy aptas para un estudio de esta
clase y de esta manera la fotointerpretación ahorrará -
mucho tiempo en la planeación de una vía. La parte mor-
fométrica, el estudio del relieve, se hace enteramente

de las fotografías. Para el estudio hidrométrico son in
dispensables datos meteorológicos. Con este trabajo se
calculan las capacidades de las obras de drenaje.

Finalmente se encuentra el aspecto geomorfológico,
un estudio que aporta datos sobre la estabilidad del te
rreno y especialmente sobre los posibles peligros de de
rrumbes.

VI.- CARTAS GEOTECNICAS

El mapeo en la Ingeniería Geológica se basa en la clasificación de rocas y suelos. Las fronteras entre las unidades de un mapa de Ingeniería Geológica están separando materiales geológicos con ciertas características ingenieriles de otros materiales geológicos de diferentes características ingenieriles. Así, la diferencia principal entre un mapa geológico y uno de ingeniería geológica, es la siguiente:

- Las unidades geológicas son unidades litoestratigráficas (con idéntica litología) o cronoestratigráficas (con el mismo período de origen).
- Las unidades de ingeniería geológica son unidades con una cierta calidad de roca o suelo.

Frecuentemente límites entre unidades geológicas coinciden con límites entre unidades de ingeniería geológica. En muchos casos, sin embargo, esto no es así. Por ejemplo, el hecho de una marcada diferencia en la intensidad de juntas o grado de intemperización en una unidad litoestratigráfica tiene a veces que ser subdividida en varias unidades de ingeniería geológica con grandes diferencias en la calidad de la roca.

Un mapa de ingeniería geológica de tipo general, deberá dar información sobre:

- Distribución espacial de las diferentes unidades de ingeniería de roca y suelo.

- Características ingenieriles de las unidades de suelo y roca (aspectos estructurales tales como intensidad de plegamiento, fallamiento, fracturamiento, dureza de la roca, tamaño del grano, distribución y consolidación de los suelos; intemperización, etc.)

En los capítulos siguientes el mayor énfasis se da a las posibilidades y métodos de interpretación, anotaciones y levantamiento de mapas de ingeniería geológica en el aspecto de la fotografía aérea para diferentes tipos y etapas de proyectos de ingeniería.

Leyenda de Mapas Fotogeológico-Ingenieriles

Al diseñar una leyenda para fotointerpretación de ingeniería geológica, un aspecto muy importante es el hecho de que todas las indicaciones sobre las características de los materiales pueden obtenerse sólo de información indirecta. Visible en las fotografías aéreas son las formas del terreno y no las características ingenieriles de los materiales de las diferentes unidades. La forma del terreno, integrada por diferentes aspectos aparentes, puede dar, cuando se interpreta con apropiada experiencia geomorfológica, idea sobre el origen y desarrollo de la roca y especialmente de las unidades de suelo. Si por un instante, la distinción entre suelos residuales de origen coluvial o aluvial, puede hacerse sobre la foto, entonces las características ingenieriles importantes, pueden atribuirse a los suelos. -- Los aspectos fundamentales de las características de tono, de textura, erosión, drenaje y vegetación, pueden proporcionar importante información indirecta sobre va-

rias de las características ingenieriles, como resistencia, intemperización, agrietamiento, tallamiento, permeabilidad, etc.

Los mapas de ingeniería geológica, cuando se derivan de la fotointerpretación, son mapas superficiales. Materiales sueltos, cobertura rocosa, es mapeada como suelo cuando alcanza un espesor promedio de 0.5 a 1.0 m.

En suma, la temática de un mapa de ingeniería geológica se basa en tres tipos de información.

- Topografía
- Geología
- Calidad de la roca y suelo

Información Topográfica es la base de cualquier mapa. La topografía debe ser reconocida en el mapa, pero no deberá dominar la demás información. Esto puede hacerse haciendo la impresión topográfica en gris, en vez de en negro, el cual se usa para todos los símbolos de la leyenda. Una leyenda de símbolos topográficos no se da aquí - como símbolos que usualmente pueden ser tomados de mapas topográficos existentes.

Información Geológica y Geomorfológica debe ser trazada sobre la topografía. Los aspectos a ser trazados son:

- | | |
|----------|--|
| Geología | <ul style="list-style-type: none"> - Contactos de formaciones geológicas - Echados - Ejes de pliegues (Foldaxes) - Fallas - Fracturas |
|----------|--|

(La litología generalmente no debería ser pasada en el mapa. En cambio, la calidad de la roca y el tipo de suelo deben ser cartografiados).

Geomorfología - Formas volcánicas
 - Formas de erosión
 - Inestabilidad de pendientes
 - Formas fluviales

La Información de la Calidad de la Roca no es directamente obtenida de la fotografía aérea. Evidencias indirectas como ángulos críticos de declive y resistencia contra la erosión en la superficie terrestre, es una indicación por sobre todo de la calidad de la roca. Como lo subraya Muller (1963), John (1962) y, más recientemente, Fookes, Dearman y Franklin (1971), la calidad de la roca es determinada tanto por la resistencia del material rocoso intacto y por su intensidad de fallamiento y fracturamiento.

La Información sobre el Tipo de Suelo debe basarse en la forma del terreno (especialmente en las características del drenaje) y en las formas de ocurrencia del suelo en la superficie terrestre. De estas indicaciones puede derivarse la información sobre el origen y sobre el contenido de material fino. Por ejemplo: una superficie dendrítica, de fuerte drenaje, es característica de suelos con un alto contenido de finos (limos y arcillas); cuando los finos están ausentes en un suelo, el drenaje tendrá una infiltración de tipo subsuperficial.

Para el origen de un suelo, uno de los siguientes procesos pueden ser responsables:

Todos estos procesos nos guían a características - de grandes tipos de distribución, debido a condiciones específicas de transporte sorteo y depósito.

Por esta razón, estos principales tipos de suelo, pueden ser usados como unidades de mapeo durante la fotointerpretación. La subdivisión de subunidades de más finas y más gruesas por ejemplo: arcillas, limos, arenas y gravas, como subunidades de la unidad de suelos - fluviales), pueden ser visibles en las fotografías aéreas, por tono, textura, forma y localización del depósito.

Diferentes Etapas y Tipos de Mapas de Ingeniería Geológica. El Comité de Trabajadores del Grupo de Ingeniería de la Sociedad Geológica Mexicana (1972), hizo una clara y gran distinción entre pequeñas escalas de mapas de ingeniería geológica (generalizado en el contenido y hecho con propósitos de mapeo regional) y planos de ingeniería geológica (relativamente detallado en el contenido y hecho para fines específicos de ingeniería civil). Los mapas de Ingeniería Geológica, generalmente son om pilados de las fotografías aéreas y, rara vez, los planos de ingeniería geológica son compilados de fotografías aéreas a gran escala (1:5000 a 1:1000) o de fotografías terrestres.

Los siguientes tipos de investigación en la fotografía aérea pueden ser subrayadas y relacionadas a diferentes etapas de los proyectos de ingeniería y todas con es calas específicas.

Reconocimientos Regionales: Para la planificación del desarrollo regional y medidas de infraestructura como sistemas de caminos en áreas remotas y subdesarrolladas. Escalas de mapas 1:50,000 o más pequeñas.

Reconocimientos Detallados: Para la planificación detallada y reconocimiento de posibles alternativas para -- proyectos de ingeniería. Escalas de mapas entre 1:10,000 y 1:50,000.

Sitio de Investigación: Para coleccionar datos para el diseño de los proyectos de ingeniería, como túneles de caminos, extensiones urbanas, canales, presas, rellenos de tierra, sanitarios, etc.) Escalas de mapas de 1:1000 a 1:10,000.

Fase de Ejecución: Investigación detallada y registro de información geológica ingenieril durante la excavación, operaciones de corte y relleno fuera y dentro de las operaciones, canteras, etc. Escala de planos de --- 1:50 a 1:1000.

VII.- BIBLIOGRAFIA

- CHIÑAS Laló Robisel. Notas Inéditas. 1975

- RENGERS Niek. SPECIAL APPLICATIONS OF PHOTOGRAPHS IN
ENGINEERING GEOLOGY
ITC Department of Geology. 1976

- SOETERS Robert. La Fotointerpretación en la Planeación
de Vías.
CIAF - Bogotá, Colombia. 1968

- SOETERS Robert. Aspectos del Estudio Geológico, Hidro-
morfométrico y Geomorfológico en la Planeación de --
Vías.
CIAF - Bogotá, Colombia. 1968



FIGURA 1 – PAR ESTEREOSCOPICO QUE MUESTRA LA MORFOLOGIA TIPICA DE ROCAS IGNEAS EXTRUSIVAS (CORRIENTES DE LAVA Y APARATOS VOLCANICOS).



FIGURA 2 - PAR ESTEREOSCOPICO QUE MUESTRA LA MORFOLOGIA TIPICA DE ROCAS VOLCANICAS (MESETAS DE LAVA)



FIGURA 3 PAR ESTI'REOSCOPICO QUE MUESTRA LOS DISTINTOS TIPOS DE DRENAJE DEBIDO A LA VARIACION EN LA LITOLOGIA

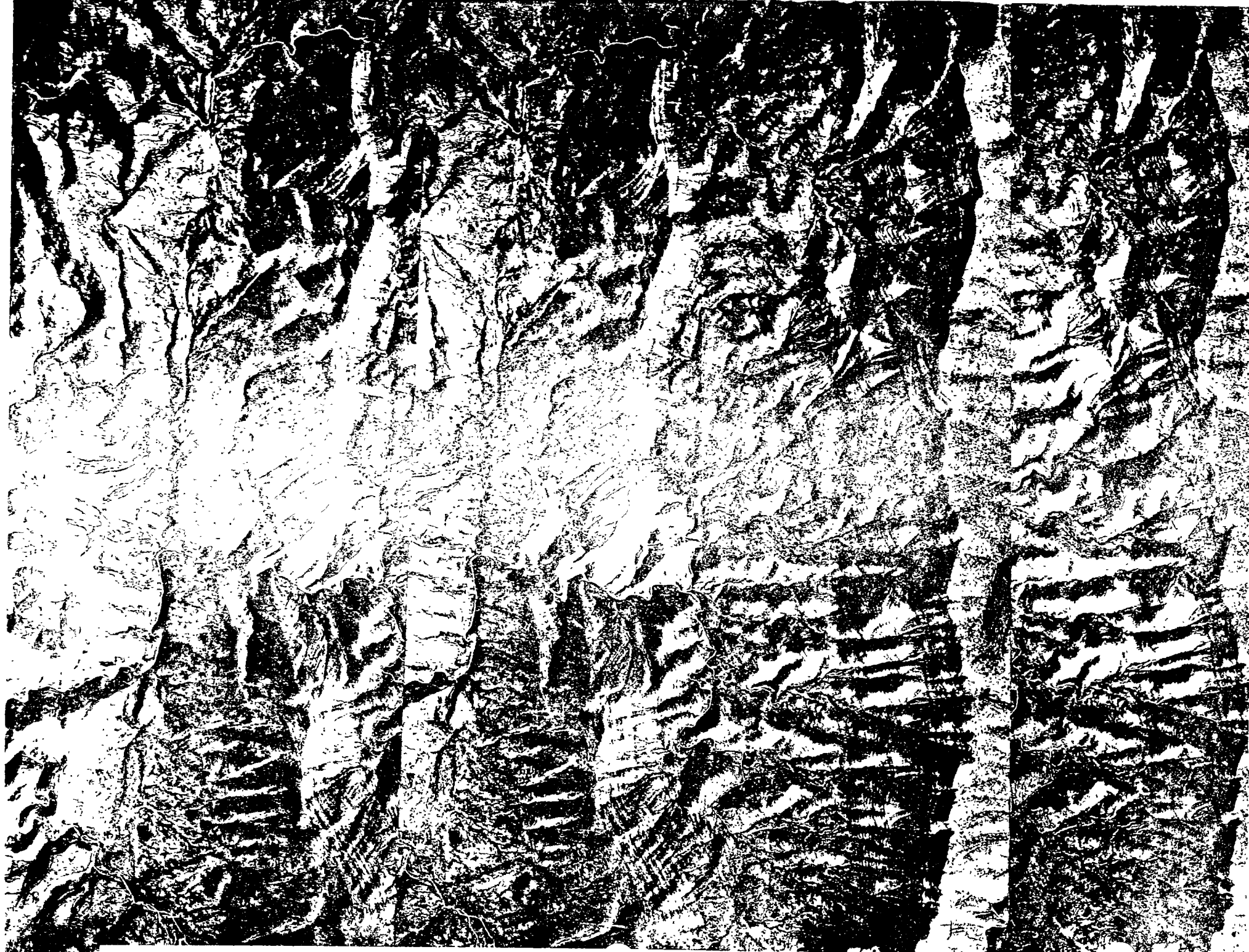


FIGURA 4 - MODELO ESTEREOSCÓPICO QUE MUESTRA UNA ESTRUCTURA PLEGADA (ANTICLINAL Y SINCLINAL) EN ROCAS SEDIMENTARIAS

INGENIERIA GEOLOGICA

Anexo No. 1

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

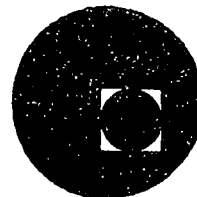
METODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS

DR. RAUL CUELLAR BORJA

JULIO, 1978.



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



INGENIERIA GEOLOGICA

RESISTIVIDAD ELECTRICA

ING. RAYMOND VIGNAUD COMBAS

JULIO, 1978.

México, D. F., a 14 de Julio de 1978.

Sociedad Geológica Mexicana, A. C.
Centro de Educación Continua, UNAM.
Palacio de Minería
México 1, D. F.

CURSO DE INGENIERIA GEOLOGICA:

Exploración Geotécnica.
Métodos Indirectos (Geofísica)

Tema: Resistividad Eléctrica.

Ing. Raymond Vignaud Combas
Investigaciones Técnicas del Subsuelo, S. A.

Introducción:

Si se emplea la palabra Geotecnia en su terminología técnica, la exploración geotécnica se limita a los problemas de Ingeniería Civil, quienes son, en su mayoría, problemas de cimentación. La concepción y el precio de una obra dependen muchas veces de la forma y de la naturaleza de los terrenos que constituyen el subsuelo.

El conocimiento de los terrenos de apoyo tiene una gran importancia en la concepción de los proyectos. La economía máxima para una seguridad fijada no puede ser alcanzada, si los datos "base" no son bastante seguros. Un conocimiento imperfecto del subsuelo trae como consecuencia un encarecimiento generalmente muy alto de los costos de la obra - - proyectada.

Dentro del contexto de las herramientas disponibles para la investigación del subsuelo con fines a obtener datos para un proyecto, se encuentra la geofísica (o métodos indirectos).

Aunque no cabe lugar aquí para hacer una exposición de los diferentes métodos geofísicos aplicables, no es inútil recordar lo que se entiende por prospección geofísica y cuales son los métodos más empleados.

Se entiende por prospección geofísica la realización de uno o varios estudios que agrupan un conjunto de medios de investigación del subsuelo, orientado hacia el estudio de las propiedades físicas del material. El número de propiedades físicas utilizables es bastante elevado y cada una de ellas puede ser explorada de varias maneras, así vemos que la cantidad de métodos de prospección geofísica es muy grande; no obstante, ellas se reducen a un tipo uniforme de exploración que consiste en obtener, a partir de la superficie, los valores de las variaciones de las magnitudes que existen, en forma natural o artificial, en el subsuelo. Este valor puede ser fijo o transitorio.

Los métodos más conocidos son:

- la gravimetría: que consiste en medir el valor del potencial de gravedad.
- los métodos magnéticos: que consiste en medir el valor del campo magnético terrestre.
- los métodos eléctricos: que se basan en el estudio de la corriente eléctrica existente naturalmente en el suelo (polarización espontánea, corrientes telúricas, etc.).
- los métodos eléctricos: llamados "de resistividad", en razón del parámetro físico que interviene en las mediciones.
- los métodos sísmicos: que consisten en el examen de la propagación de una onda elástica en el subsuelo.
- Se puede todavía emplear mediciones de temperaturas, de radiación, etc.

La finalidad de la prospección geofísica consiste en determinar las características del subsuelo a partir de mediciones efectuadas en la superficie.

Por el hecho de que todos estos métodos consisten en explorar un campo natural o artificial, el resultado obtenido será un resultado global y no puntual. Además, la calidad del resultado obtenido, por cualquier método, será función de la diferenciación existente entre el valor de cada estrato y el que lo subyace.

Por otra parte, hace falta agregar que, respecto a los aparatos de medición, la agudeza de los instrumentos y la distancia más o menos grande a la que ellos pierden prácticamente la sensibilidad, existe un cierto número de métodos que no puede ser empleado por necesitar un campo a gran escala. Generalmente las necesidades de los trabajos de geotecnia alcanzan áreas en donde tanto la superficie como la profundidad son pequeñas.

Es bueno mencionar que, por ser obtenidas a partir de la superficie, las mediciones se interpretarán más fácilmente, si el relieve topográfico es más regular.

En geotecnia, los únicos métodos que prácticamente se emplean, en la actualidad, son los métodos de resistividad y sísmicos, por ser -- aquellos los que necesitan poca área y facilidad de manejo como de interpretación. A continuación se expone el método de resistividad eléctrica.

Método de Resistividades :

En este método, tal como se había mencionado anteriormente, el parámetro que define las características de los diferentes estratos del subsuelo es la resistividad eléctrica específica.

Lo que se busca es la determinación de la repartición de las resistividades en función de la profundidad. El problema es teóricamente accesible por medio del estudio de las potenciales de superficie, a partir de una circulación de corriente determinada en el subsuelo; veamos el

problema.

Suponemos que se inyecta una corriente I en un punto A del medio a investigar (medio homogéneo, isótropo y de resistividad ρ). Las superficies equipotenciales son naturalmente unas esferas centradas en A (ver fig. 1) y la ley de ohm entre las esferas de radio a y da permite escribir :

$$- dv = \rho I \cdot \frac{da}{4\pi a^2} \quad \text{y} \quad V = \frac{\rho \cdot I}{4\pi a}$$

Como realmente se trata de una semiesfera, tenemos :

$$V = \frac{\rho \cdot I}{2\pi a} \quad \text{o} \quad \rho = 2\pi a \cdot \frac{V}{I} \quad (1)$$

Podemos así medir la resistividad conociendo la tensión y la corriente. Pero no es de gran utilidad conocer el valor puntual de la resistividad, por ser prácticamente imposible conocer el valor real de la tensión en un punto dado. Lo que se hace es medir una diferencia de potencial - entre dos puntos y en la práctica se emplea el esquema de las figuras 2 y 3.

Dos electrodos A y B ligados a un generador, inyectan una corriente I en el suelo y dos electrodos M y N , situados en línea con los primeros son unidos a un voltímetro dando la diferencia de potencial - que existe entre dos puntos.

Podemos considerar el campo eléctrico como la superposición de dos campos esféricos : el primero positivo, centrado en A , y el segundo negativo, centrado en B . Como estamos en un plano de simetría, las magnitudes se suman algebraicamente y la aplicación de la fórmula (1) da :

$$\begin{aligned} \text{Potencial en } M: \quad V_m &= \frac{\rho \cdot I}{2\pi} \left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} \right) \\ \text{Potencial en } N: \quad V_n &= \frac{\rho \cdot I}{2\pi} \left(\frac{1}{AN} - \frac{1}{BN} \right) \end{aligned}$$

Diferencia de potencial medida :

$$V = \frac{\rho I}{2\pi} \left(\frac{AN - AM}{AM \cdot AN} + \frac{BN - BM}{BM \cdot BN} \right) = \frac{\rho I}{2\pi} \cdot MN \left(\frac{1}{AM \cdot AN} + \frac{1}{BM \cdot BN} \right)$$

Prácticamente se emplea siempre una repartición de electrodos simétrica en relación al medio de AB, y si llamamos $2a$ la longitud MN y $2d$ la longitud AB, tenemos la fórmula siguiente :

$$V = \frac{2\rho I}{\pi} \left(\frac{a}{d^2 - a^2} \right)$$

si conocemos la tensión V , la corriente I y las distancias a y d , podemos determinar la resistividad por la fórmula :

$$\rho = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{V}{I} \cdot \frac{d^2 - a^2}{a} \quad (2)$$

En esta fórmula (2) si se mide V en milivoltios, I en miliamperios, d y a en metros, tenemos la resistividad en ohmios metro cuadrado por metro ($\Omega \cdot m^2/m$), unidad usualmente empleada en geofísica, en la actualidad.

La fórmula (2), aunque establecida a partir de una hipótesis particular, es muy importante. En efecto, intuitivamente que cuanto más se parados se encuentran los electrodos A y B, más profundamente penetran en el suelo las líneas de corriente ; por consiguiente, en el caso de terrenos no homogéneos, la resistividad calculada a partir de la fórmula (2) tendrá una variación función de la relación entre el espaciamiento de los electrodos A, B y la profundidad. Es evidente que la aplicación de la fórmula (2) no nos daría la resistividad real de un estrato pero más bien un valor intermedio entre las resistividades de todos los terrenos atravezados por la corriente.

Se da el nombre de resistividad aparente al resultado del cálculo para diferenciarla del valor que sería obtenido "in situ". Esta resistividad aparente ρ_a tiene interés si está asociada a su magnitud geométrica, es

decir, a la distancia AB.

Estos principios anteriores van a permitir el entender de cómo se realiza un sondeo resistivo y cómo se puede interpretarlo.

Suponemos un terreno homogéneo horizontal de espesor h y de resistividad ρ_1 , sobreyaciendo a un terreno de resistividad ρ_2 y de espesor infinito (fig. No. 2). Vamos a calcular la resistividad aparente a partir de distancias crecientes entre los electrodos AB.

Al principio, únicamente el terreno superior será prácticamente interesado por las líneas de corriente y la resistividad aparente ρ_a será prácticamente igual a ρ_1 . Poco a poco las líneas de corriente serán influenciadas por el terreno profundo y prácticamente ρ_a empezará a diferenciarse de ρ_1 . Cuando la distancia AB será muy grande en comparación de h , la resistividad ρ_a variará asintóticamente hacia ρ_2 . Generalmente, para poder determinar una profundidad h , hace falta tener una relación variable de 5 a 20 entre la profundidad real y la distancia AB, en esto interviene también la relación entre ρ_1 y ρ_2 .

El caso de dos terrenos es accesible para cálculo, se puede, con un cierto número de mediciones, determinar ρ_1 , ρ_2 y h . Siendo el cálculo generalmente penoso, se recurre al artificio de emplear ábacos.

En un diagrama logarítmico sin dimensión, se traza la familia de curvas calculadas de ρ_a/ρ_1 en función de $h/2d$ para diferentes valores de ρ_2/ρ_1 . Basta reportar sobre este diagrama la curva obtenida a partir de las mediciones de campo para tener, por extrapolación, ρ_2 y h ; teniendo en cuenta que el valor de ρ_1 es obtenido a partir de las mediciones iniciales.

Para facilitar el trabajo de interpretación se puede utilizar una serie de diagramas establecidos para diferentes resistividades.

Cuando el terreno está compuesto por varias capas horizontales, la interpretación se pone mucho más compleja. Evidentemente se puede emplear el artificio anterior (del ábaco) teniendo en cuenta, por ejemplo, que en el caso de tres capas, el número de parámetros variables es de 5

(tres resistividades y dos espesores) mientras que en el caso de 2 capas - este número es de 3 (dos resistividades y un espesor).

En el caso de tres capas, se obtiene un resultado conveniente -- cuando la segunda capa tiene un espesor suficientemente grande en relación a la primera y que su resistividad sea bastante distinta.

El problema se complica todavía más cuando existe una variación continua de resistividad en la misma capa, cuando las capas no son horizontales pero oblicuas y cuando el subsueño no es isótropo (los esquistos por ejemplo), ver figs : 4 a 9:

La técnica de campo varía un poco según los aparatos empleados : la corriente enviada puede ser directa, directa alternada o alternativa a - muy baja frecuencia. Para las investigaciones geofísicas destinadas a la Geotecnía, en donde las líneas de envío de corriente no pasan de 800 a 1000 m, no hace falta tener un generador muy potente, las intensidades alcanzadas son del orden de unos cuantos décimos de amperios a lo máximo.

Para los electrodos de envío de corriente (A y B) no hace falta tener un cuidado especial, sólomente intentar tener el mejor contacto posible con el suelo, para disminuir las resistencias de contacto. Para los electrodos de tensión (M y N) se puede emplear electrodos impolarizables o bien un metal buen conductor (tipo latón, cobre o acero inoxidable, etc...) con el fin de no introducir deformaciones del campo eléctrico en el momento - de las lecturas. En el caso de trabajo con corriente directa, existe la necesidad de una corrección de la polarización natural del terreno.

En fin, los electrodos de tensión (M - N) pueden ser fijos (medición tipo Schlumberger) o móviles (medición tipo Wenner).

Existen otros medios de investigación basados en la resistividad - diferentes del sondeo eléctrico propiamente dicho; los principales son el "trainé" o calicata, el Racom - Lee y el registro eléctrico.

La calicata consiste en desplazar el conjunto tetrapolar AMNB - paralelamente ael mismo, guardando los espaciamientos fijos. Al contrario

del método resistivo que acabamos de analizar, que da la exploración en profundidad en un punto fijo de la superficie (por eso se llama sondeo eléctrico), la calicata es una exploración a profundidad constante. No se puede a partir de una calicata, deducir las profundidades de las capas ; pero, se puede, por medio de este procedimiento, poner en evidencia las discontinuidades subverticales de los terrenos del subsuelo. Por ejemplo, si tenemos que determinar la línea de contacto entre dos terrenos verticales enmascarados por aluviones, realizaremos varios perfiles de calicatas : - con los resultados obtenidos podemos dibujar el mapa de las resistividades aparentes para una distancia constante entre los electrodos de corriente ; no se podrá deducir gran cosa de las variaciones graduales de resistividad, pero se podrá generalmente definir con cierta exactitud los puntos de transición que se marcaron para la variación rápida de la resistividad aparente.

El Racom - Lee (o caída de potencial) es un método de exploración en donde los electrodos de corriente son fijos y los electrodos de tensión (en cantidad de tres) son móviles. Se emplea, desde el principio de la investigación, una distancia grande entre los electrodos de corriente y se realizan las mediciones a partir de una de ellas, considerando la otra al infinito.

Se supone que los tres electrodos de tensión están alineados con la emisión de corriente y se mide las tensiones entre el electrodo central y los dos extremos. Es fácil de darse cuenta que si el terreno es homogéneo, la proporción entre estas dos tensiones es constante cuando las distancias entre electrodos de tensión y el electrodo de corriente varían proporcionalmente.

Se puede, cuando el terreno no es homogéneo, trazar los diagramas dando la relación entre las tensiones medidas y la longitud (espaciamiento entre electrodo de corriente y electrodo central de tensión por -- ejemplo).

Este método es muy valioso, sobre todo, para definir contactos subverticales, porque tenemos mediciones mucho más finas y contrastadas que en el caso de una calicata : las variaciones de la relación de ---

tensiones son mucho más rápidas en las proximidades de un contacto -- vertical que las de las resistividades aparentes de una calicata.

Se puede emplear variantes del Racom para definir la dirección de un buzamiento en relación a la superficie. Esta dirección puede ser obtenida haciendo mediciones de resistividad en tres direcciones alrededor de un punto. Se dibuja la elipse de resistividad en la cual uno de los ejes corresponde a la dirección del buzamiento.

El registro eléctrico consiste en la medición de resistividades a distintas profundidades de una perforación (sin entubados). Los dispositivos de medición son muy variados : este método permite verificar los resultados de un sondeo, o bien permitir la calibración de una prospección geofísica cuando no se tienen afloramientos cercanos, o bien cuando se quiere verificar la calibración, con más precisión, de la medición realizada en aflojamiento (diferencia de humedad o de alteración posible entre la roca en aflojamiento y la subyacente.)

A título informativo, la tabla de la fig. 10 indica el orden de variación de la resistividad de diferentes materiales. La figura 11 da una idea sobre las formas de las curvas de resistividad en función de diferentes materiales, teniendo en cuenta el nivel freático.

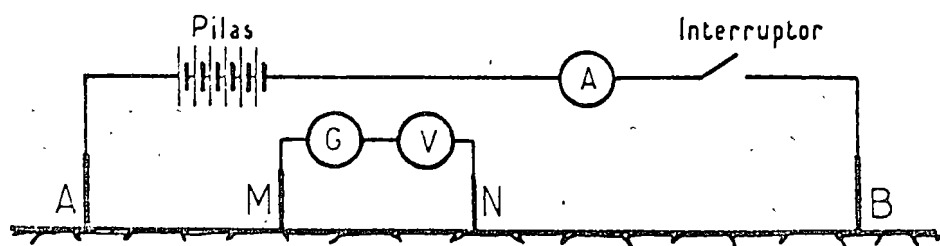


FIG. 3 ESQUEMA DE PRINCIPIO

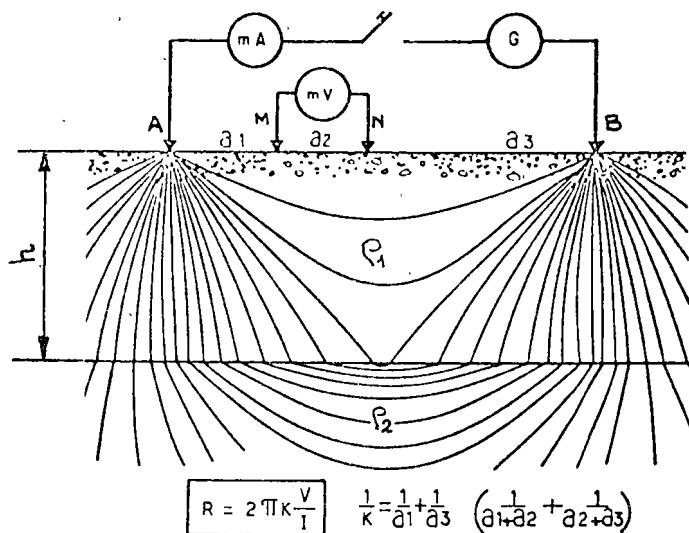


FIG. 2 : REPARTICION DE LAS LINEAS DE CORRIENTE

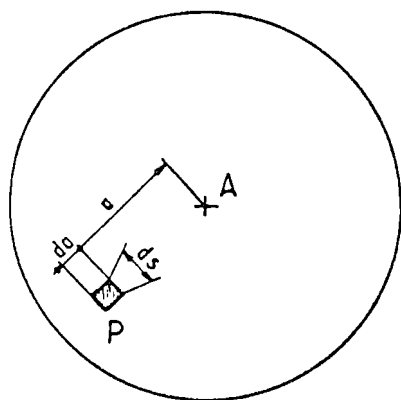


FIG. 1 : $-dv = \frac{I}{A \pi o^2}$

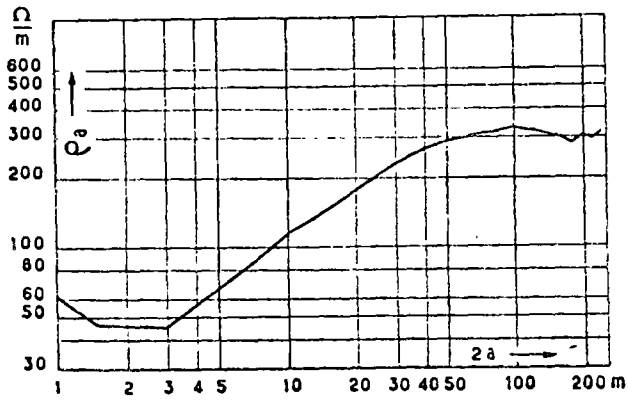


FIG. 4 : CASO : $\rho_2 > \rho_1$

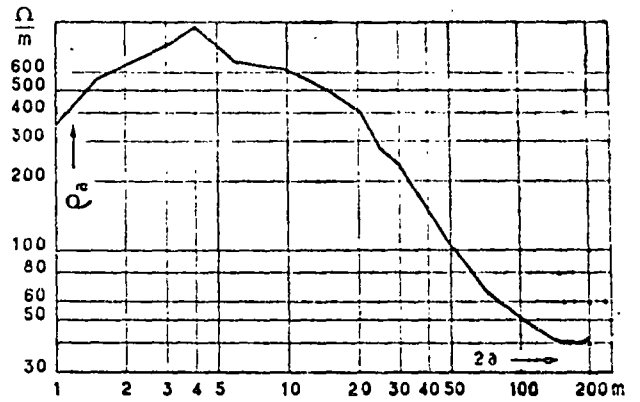


FIG. 5 CASO : $\rho_2 < \rho_1$

MEDICION DE RESISTIVIDADES (dos capas)

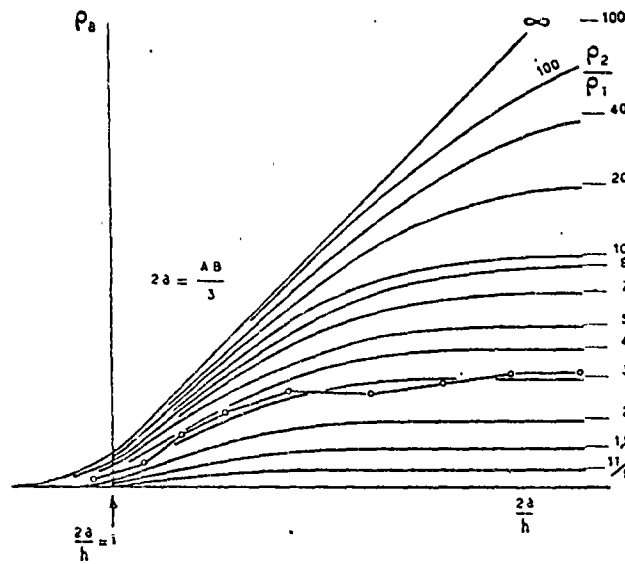


FIG. 6 : SUPERPOSICION DE LA CURVA DE CAMPO CON EL ABACO (dos capas)

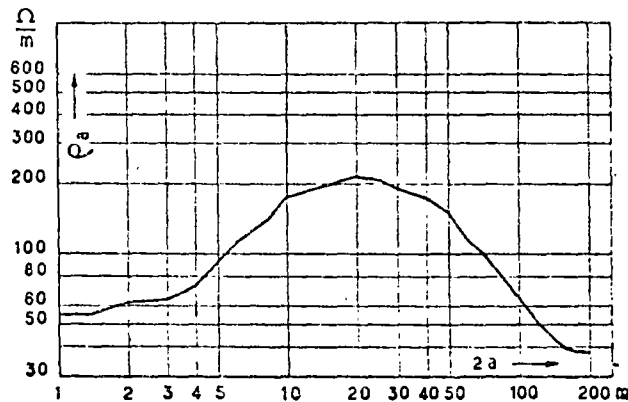


FIG. 7 : MEDICION DE RESISTIVIDADES (tres capas)

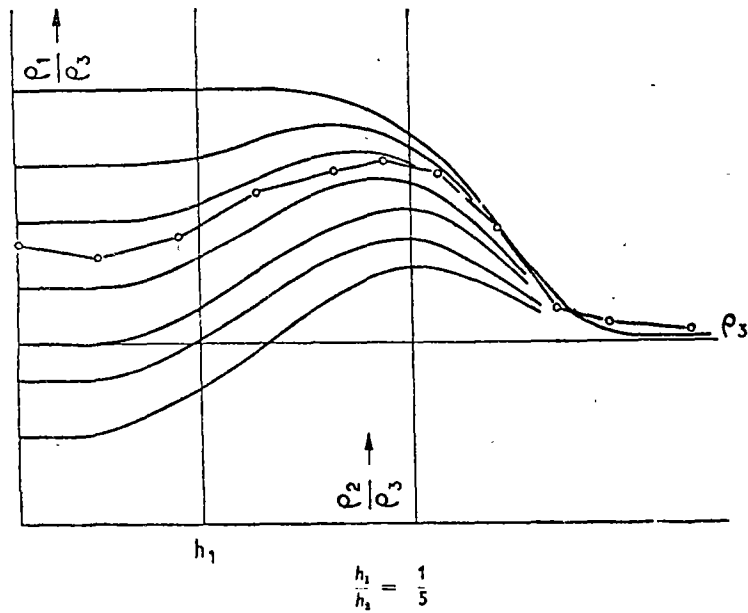


FIG. 8 SUPERPOSICION DE LA CURVA DE CAMPO CON EL ABACO (tres capas)

CASO DE 3 CAPAS

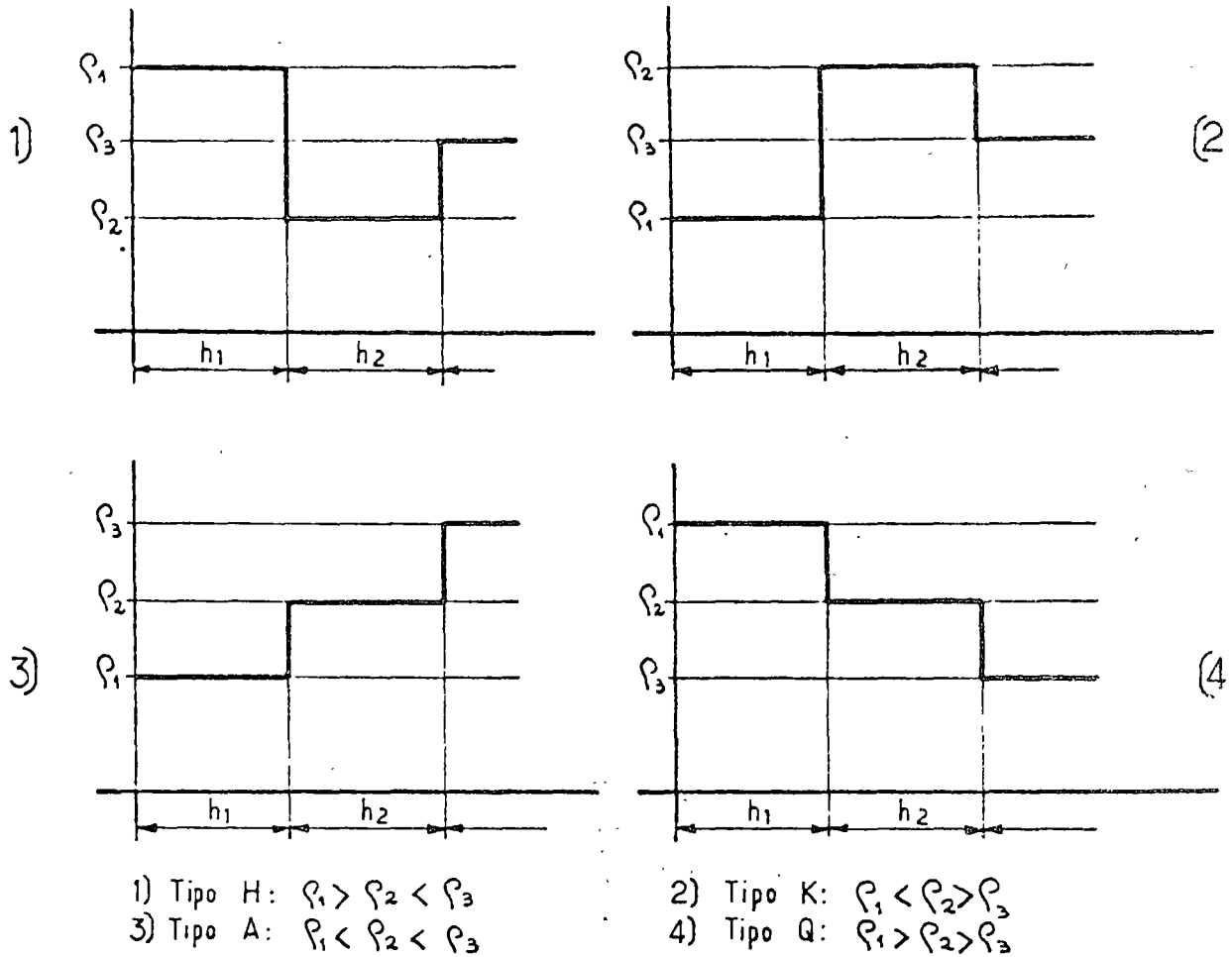


FIG. 9 : DIFERENTES CASOS DE RESISTIVIDADES QUE SE PUEDEN PRESENTAR PARA TRES CAPAS

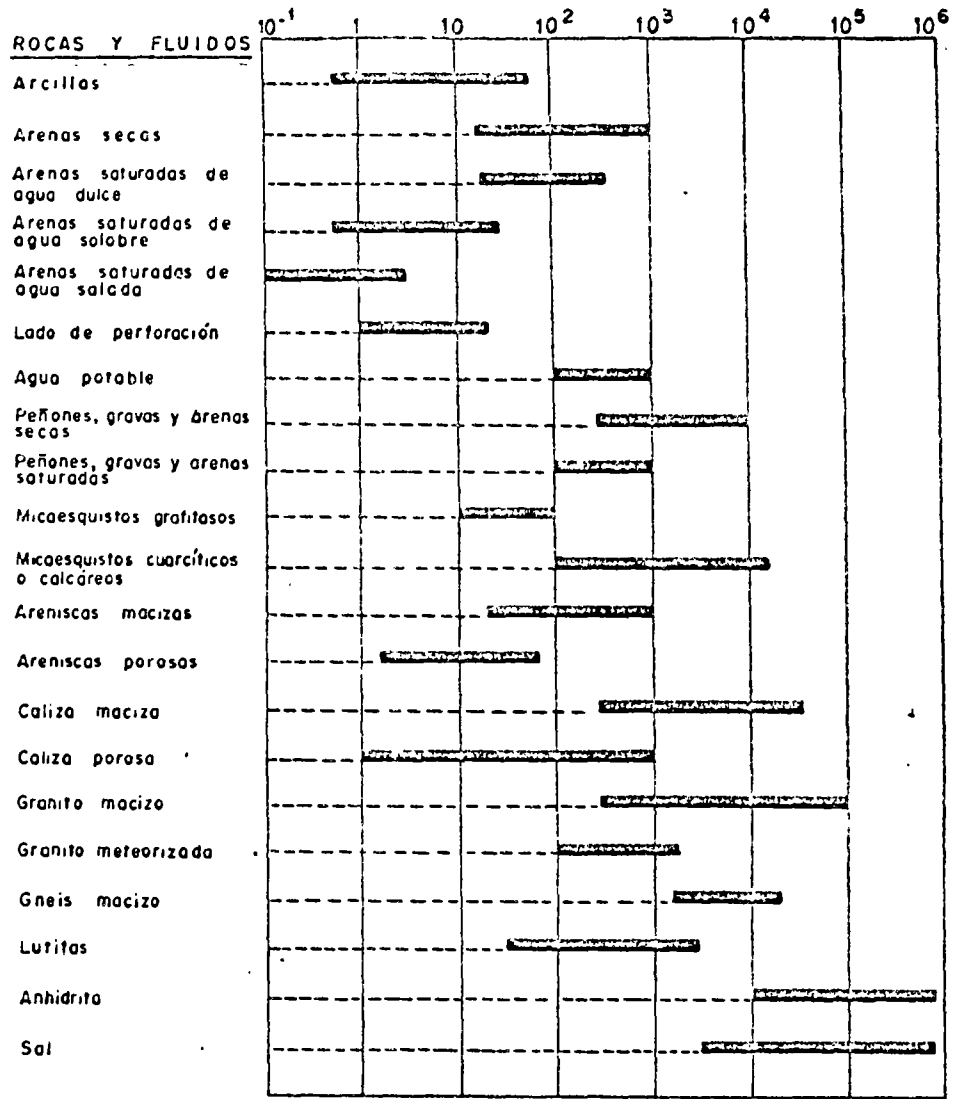


FIG. 10 :

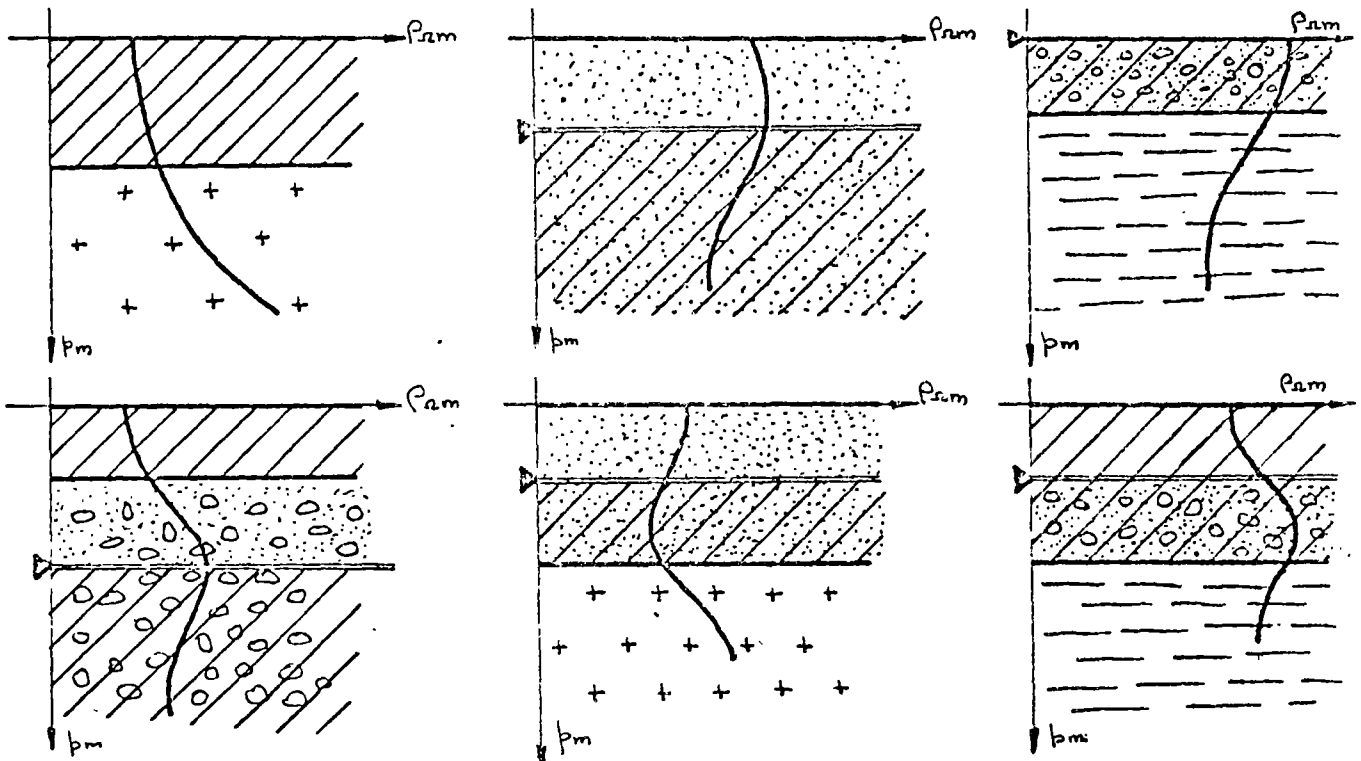
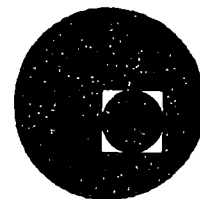


FIG. 11 :



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



INGENIERIA GEOLOGIA

METODOS INDIRECTOS DE EXPLORACION GEOTECNICA.

ING. SALVADOR GARCIA DURAN.

Julio, 1978.

CHAPTER IV

The Seismic Method

1. OUTLINE OF THE METHOD

In the seismic method an elastic pulse (or less commonly a continuous elastic wave) is generated near the surface of the ground, and the resulting motion of the ground at nearby points on the surface is detected by small seismometers or "geophones". Measurements of the time intervals between the generation of the pulse and its reception at geophones at various distances give the velocity of propagation of the pulse in the ground. The ground is generally not homogeneous in its elastic properties, and this velocity will therefore vary both with depth and laterally. Where the structure of the ground is simple the values of elastic wave velocity and the positions of boundaries between regions of differing velocity can be calculated from the measured time intervals. "Velocity" boundaries usually coincide with geological boundaries, and a cross-section on which velocity interfaces are plotted may therefore resemble the geological cross-section, although the two are not necessarily the same. The seismic method has been applied most extensively in the search for oil, although it cannot of course detect oil directly, but only the geological structures most favourable for its accumulation. In prospecting for other minerals the method is little used, mainly because they generally occur in a geological context which is too complicated for a ready interpretation of the measurements. This same factor, and the expense of a conventional seismic survey, has hitherto limited the extent to which civil engineers have been able

to use seismic methods in site exploration, but in recent years much experience has been gained in solving cheaply the class of problem in which low-velocity "soil" (using this word in the engineer's rather than in the geologist's sense) overlies a hard high-velocity "bedrock" at no great depth. In site exploration, and to a lesser extent in larger-scale seismic work, the values of seismic velocity which are measured are useful in themselves in that they can provide a basis for estimating other rock properties, such as porosity, elastic constants and fluid content, which are of direct interest to the engineer, even though velocity alone can never be exactly diagnostic of a particular rock type.

2. GENERATION AND PROPAGATION OF ELASTIC PULSES

The most usual way of generating an artificial seismic pulse is by firing a shot of high explosive in a hole tamped with water which may be as much as 100 ft deep. For shallow investigations smaller charges and shot-holes only a few feet deep can be used, and in such work it is often practicable to produce a pulse of adequate amplitude by striking with a hammer a steel plate lying on the surface or by dropping a weight. Continuous waves, as opposed to discrete pulses of very limited duration, can be produced by various types of mechanical and electromechanical vibrators which impart a periodic vertical or horizontal motion to a limited area of the surface.

However the pulse (or wave) is generated the ground motion recorded by a geophone is very complex, partly because different types of elastic wave, travelling with different velocities, are generated together, and partly because each of these wave types can, by reflection and refraction, at interfaces, follow several different paths to the geophone. The *seismogram* or record of the ground motion produced by a short pulse will therefore extend over a much longer time than the pulse duration.

Wave Types

In an elastically homogeneous ground, stressed suddenly at a point *S* near its surface (Fig. 4.1), three elastic pulses travel

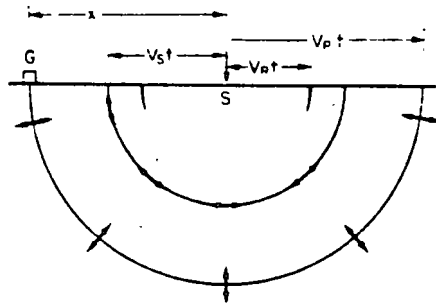


FIG. 4.1. Pulse fronts of the P, S and R wave types at a time *t* msec after their initiation at the point *S*.

outwards at different speeds. Two are *body waves*; that is, they are propagated as spherical fronts affected to only a minor extent by the free surface of the ground, and the third is a *surface wave* which is confined to the region near this free surface, its amplitude falling off rapidly with depth in the body of the medium.

The two body waves differ in that the ground motion within the pulse is in the direction of propagation (i.e. radial) in the faster or “*P*” (primary) wave, but normal to it (i.e. tangential to the pulse front) in the slower “*S*” (secondary) wave. The stresses in the *P* wave, which is a longitudinal wave like a sound wave in air, are thus due to uniaxial compression, whilst during the passage of an *S* wave the medium is subject to shear stress. The velocities V_P and V_S of these two waves are related to the elastic constants and density of the medium by the equations

$$V_P = \sqrt{\left(\left(k + \frac{4}{3} n \right) / \rho \right)} \tag{4.1}$$

$$V_S = \sqrt{(n / \rho)} \tag{4.2}$$

where *k* is the bulk modulus (or “incompressibility”), *n* the shear modulus and ρ the density. The shear wave thus travels at little more than half the velocity of the *P* wave in most rocks: the actual value of V_S/V_P can be shown to depend only on Poisson’s ratio σ . (See §4.3.)

The *surface wave* travels more slowly than either body wave, and is generally complex. In the special case of a homogeneous ground which we are now considering, the surface disturbance is caused entirely by the wave known as a *Rayleigh wave*, in which both vertical and horizontal components of ground motion are present. The horizontal ground motion is of rather smaller amplitude than the vertical, and is 90° out of phase with it, so that the resultant path of an element of the medium during the passage of a Rayleigh wave cycle follows an ellipse lying in the plane of propagation. The ground motion becomes negligibly small within a distance from the free surface of the same order as the wavelength of the disturbance. The velocity V_R of the Rayleigh wave is only about 10 per cent less than the body shear wave velocity, the ratio V_R/V_S again depending only on Poisson’s ratio.

These three waves appear in order on the idealized seismogram of Fig. 4.2, which is a graph of ground motion against time at a particular geophone *G* a distance *x* from the “shot-point” *S*. The time zero is, of course, the time of the shot, and it is clear that the three velocities V_P , V_S , V_R could be found from this

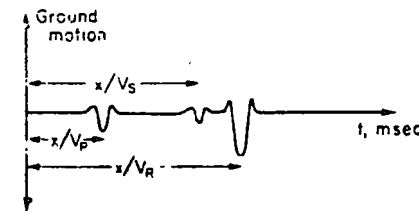


FIG. 4.2. Idealized seismogram of the ground motion at a distance *x* from a source in homogeneous ground.

record. A better determination is made by combining on a *time-distance graph* as in Fig. 4.3 the information from several geophones at various distances from the shot. Each seismogram will give three travel-times for a particular value of x , and the points should lie on three straight lines passing through the origin. It is usual to take the *distance* axis of the graph to be horizontal, and so the slopes of the graphs measured from this axis will be equal to $1/V_P$, $1/V_S$ and $1/V_R$. The velocities themselves can be quickly found by reading off from the graph the distance travelled in, say, 10, 50 or 100 msec. If distances are measured in feet and times in milliseconds it is convenient to measure seismic velocities in feet per millisecond, that is in thousands of feet per second. The range of velocities commonly encountered is 1–20 ft/msec. and conventional timing equipment is capable of an accuracy of ± 1 msec or better.

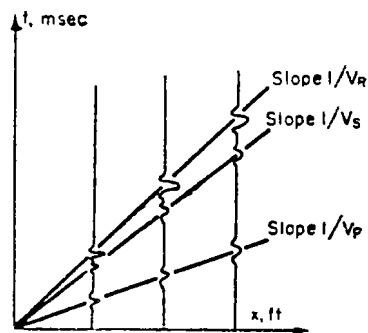


FIG. 4.3. Travel-time graph constructed from a set of seismograms such as that of Fig. 4.2 recorded at various ranges x .

If the seismograms from a set of geophones are arranged side by side with their time axes vertical, and separated by horizontal distances proportional to the actual geophone separation on the ground, the travel-time graph can be traced directly through the various pulses apparent on the seismograms. This has been done

in Fig. 4.4 for a set of real seismograms obtained on ice, which is one of the better natural approximations to a homogeneous solid medium. The slopes corresponding to the velocities of the three main wave types are clearly shown. A later event corresponding

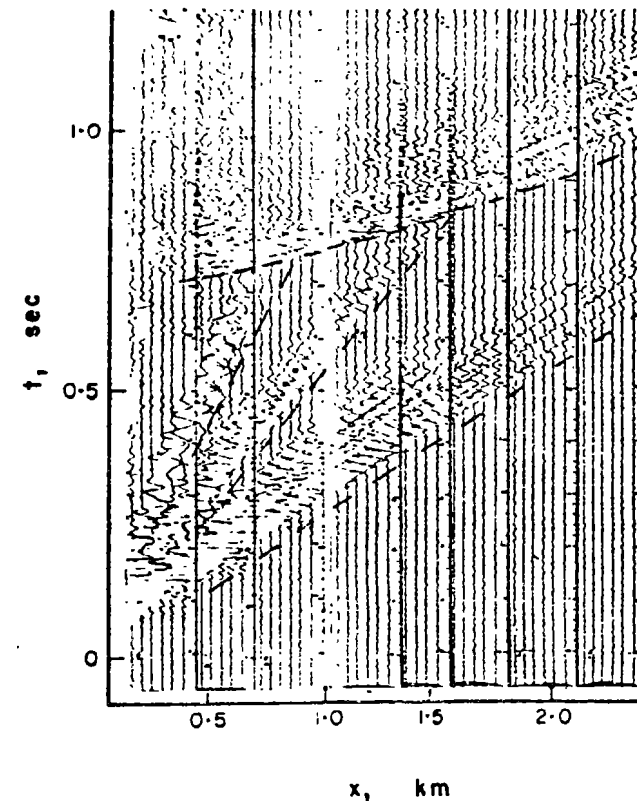


FIG. 4.4. A set of seismograms recorded on ice (from Holzschcher and Robin, 1954). The broken lines have been drawn through the main events recorded, giving approximate travel-time graphs for the P, S and surface waves. The curved line is drawn through an event which can be identified as the P-wave reflected from the bed-rock below the ice (see Fig. 4.9).

to a reflection from the base of the ice (see below, p. 73) can also be seen.

In geophysical prospecting, as distinct from large-scale earthquake seismology, shear waves are not normally of great importance. The stress system near a shot is predominantly one of radial compression, and therefore preferentially generates a compressional pulse. When this is refracted and reflected at discontinuities in the ground some transformation into shear pulses occurs, but conventional geophones are sensitive only to the vertical component of ground motion, and this often results in further discrimination against shear motion, which is horizontal for pulses returned at steep angles to the surface. It is therefore generally assumed in the first place that the events on a seismogram are all either *P* waves or surface waves, although the possibility of the appearance of *S*-wave events cannot be entirely neglected. When the impact of a weight or hammer is used as a source, *S* waves may be of much greater importance, and in some cases it may be desirable to deliberately generate *S* waves so that V_S can be determined as well as V_P (see §3). In the following simplified treatment, only *P* waves will be considered.

Ray Paths in a Layered Medium

A diagram like Fig. 4.1 which shows the position of the pulse front at a single moment of time tells us nothing about its propagation over the rest of the path between shot-point and geophone. In seismology it is the travel-time over this path that is of interest, and so it is more convenient to represent the path by means of rays. A ray is a line which is drawn so as to be always perpendicular to successive portions of the pulse front (this is strictly true only for isotropic materials), and is therefore a path along which the energy of the pulse is propagated. To any one pulse front there corresponds an infinite number of rays, but only a selected few of these are drawn on any one diagram, which therefore gives an incomplete picture. More information is given

by a pulse-front diagram on which the positions of the front at fixed intervals of a few milliseconds are drawn. We shall use either ray or pulse-front diagrams as seems most appropriate, sometimes combining the two on one figure. The rays can always be distinguished as heavier lines with arrowheads.

One Horizontal Interface

Real inhomogeneous ground, which in fact often consists of stratified material, is usually best approximated by a layered medium, each layer having a constant velocity or one changing in a simple and regular way with depth. The interfaces between the layers may be inclined at any angle to the horizontal and to each other, but the model can be treated most simply when the layering is horizontal. We shall first consider the case of one horizontal interface at a depth h between media in which the *P* wave velocities are V_1 and V_2 , V_2 being the greater. Figures 4.5 and 4.6 are ray diagrams showing three possible paths for body waves between a shot *S* and a geophone *G*: we shall consider them in the order in which the rays are numbered.

The first path (Fig. 4.5) is of course the same as the path of the surface wave, but we are now discussing the *P* wave only, and this direct wave travels with the velocity V_P , which is much greater than the Rayleigh wave velocity V_R .

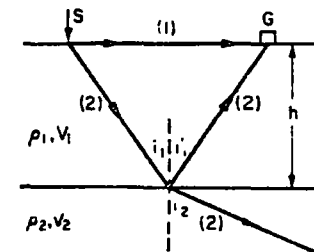


FIG. 4.5. The paths of a direct ray (1) and of a ray (2) of the same pulse which is reflected and refracted at an interface.

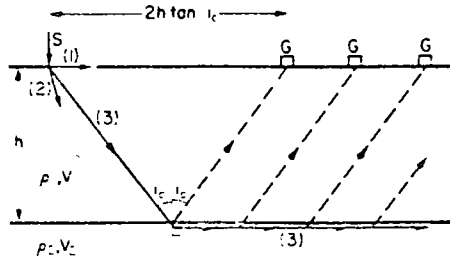


FIG 4.6. Critically refracted ray path (full line) and a set of rays of the "head wave" pulse (broken lines).

Any wave meeting an interface between media of differing velocities* is partly reflected and partly refracted. The laws of reflection and refraction are the same as those familiar in optics, so that for ray 2 in Fig. 4.5, $i_1 = i_1'$ and

$$\sin i_1/V_1 = \sin i_2/V_2 \text{ (Snell's Law).} \quad (4.3)$$

The "refractive index" of the interfaces is thus $\sin i_1/\sin i_2 = V_1/V_2$ and in the case under consideration the refraction is away from the normal.

The amplitudes A_r and A_t of the reflected and transmitted waves vary in a complicated way with the angle of incidence, but the reflection coefficient $r = A_r/A_i$ for a normally incident wave of amplitude A_i depends only on the properties of the media and is given by

$$r = \frac{\rho_2 V_2 - \rho_1 V_1}{\rho_2 V_2 + \rho_1 V_1} = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1}. \quad (4.4)$$

It depends on the "acoustic impedances" Z_2 and Z_1 of the media rather than on their velocities alone, but density changes are in practice no more than about ± 10 per cent, while seismic velocity

* The "velocity of a medium" is the conventional abbreviation for "velocity with which seismic waves are propagated through a medium".

may change by ± 50 per cent. It is clear that an interface with a good velocity contrast (strictly speaking, impedance contrast) will give rise to a strong reflection, and also that if Z_2 is less than Z_1 , i.e. if the reflection is at the surface of a slower medium, the reflection coefficient is *negative*. This simply means that such a reflection takes place with a complete reversal of phase: a compression is reflected as a rarefaction, and vice versa. Velocity, density, and therefore acoustic impedance generally increase with depth, so that most strong reflections encountered in applied geophysics are positive, that is, without phase change.

The ray 2 of Fig. 4.5 gives rise then to two rays: a reflected ray returning to the surface to be recorded at G, and a refracted ray in a direction more nearly parallel to the boundary than was the incident ray.

In Fig. 4.6 another ray 3 of the same pulse front is drawn: this meets the interface at a greater angle of incidence i_c which is in fact so great that the refracted ray path is parallel to the boundary, that is, $\sin i_2 = 1$ and so

$$\sin i_c = V_1/V_2. \quad (4.5)$$

This is the condition of critical incidence and i_c is known as the *critical angle*: rays meeting the boundary with greater angles of incidence than this are totally reflected. If V_2 is less than V_1 so that the ray path is refracted away from the normal this critical refraction cannot occur.

The ray parallel to the boundary is in the lower medium and the ray treatment alone would lead us to suppose that no energy can be returned to the surface by this path. However, if the theory of wave propagation with these boundary conditions is fully worked out, it can be shown that the pulse, as it travels with velocity V_2 along the lower side of the interface, will generate in the upper medium a pulse of rather small amplitude known as the "head wave" in which the ray paths are inclined at the same angle i_c to the normal as are the down-going rays which are critically refracted. A geophone on the surface at any distance greater

than $2h \tan i_c$ from S will lie on one of these rays and will record the arrival of the head wave at the appropriate time.

The nature of the head wave can be qualitatively understood if we remember that the seismic pulse is a region of stress in the rock, and that a pulse in the lower medium will necessarily be accompanied by some stresses in the part of the upper medium immediately above the boundary. This elastically stressed region of the upper medium travels along the interface with the higher velocity V_2 (Fig. 4.7(a)). Since elastic waves can travel in the upper medium only with the lower velocity V_1 , the situation is similar to that which exists when an aircraft or rifle bullet travelling at supersonic speed is stressing a region which moves at a higher speed than that of sound waves in air. This results in the generation of a "shock wave" as shown in Fig. 4.7(b), and the "head wave" can be thought of as its analogue.

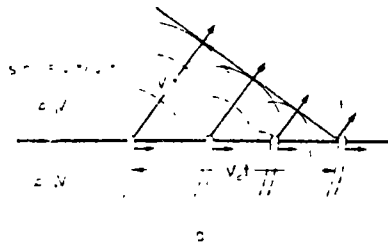


FIG. 4.7. (a) The generation of a head wave by the passage of a refracted pulse along a boundary.

Although in calculating the travel-time of the pulse by these three paths it is convenient to refer to the ray diagrams of Figs. 4.5 and 4.6, we can better understand the process of its propagation by visualizing the successive positions of the pulse fronts, to which the rays are normal. Pulse-front diagrams for the direct, reflected and refracted fronts, and of the head wave, are given in Fig. 4.8. The reflected front has been shown on a separate diagram merely for clarity: the two diagrams would have to be

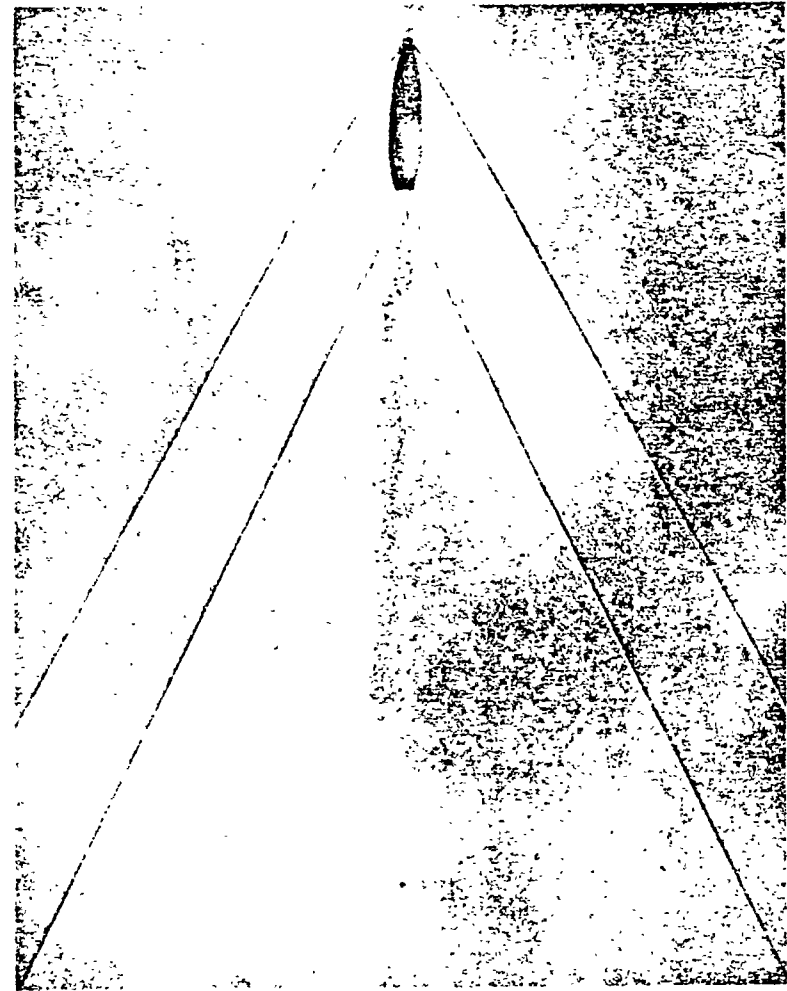


FIG. 4.7 (b) A photograph of the somewhat analogous generation of a shock wave in air by a rifle bullet (from *Sound Waves, Their Shape and Speed* by D. C. Miller, G. Millan, 1937).

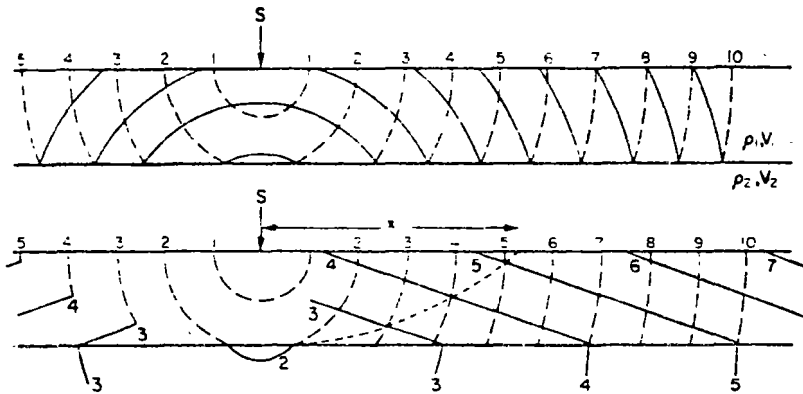


FIG 4.8. Pulse front positions at equal intervals of time for (a) direct and reflected pulse; (b) direct pulse and refracted and head pulses. The dotted line joins points to which the travel-times of direct and head pulses are equal. It reaches the surface at the critical distance x_c from S. The left-hand part of the diagram has been further simplified by omitting those parts of the pulse fronts which do not produce "first arrivals" at the surface.

superposed to give a true picture of events. It is clear that at a geophone near the shot, the direct wave arrives before the head wave, but that at distances greater than a critical distance x_c the head wave, which now spends a greater proportion of its time in the high-velocity medium, is the first arrival. We shall now discuss these ideas in a more quantitative way.

Travel-time Graphs for a Layered Medium

Single Horizontal Interface

How will the travel-time along these three paths appear when they are plotted against distance measured along the surface? The graph for the direct P wave has already been given in Fig. 4.3, and Fig. 4.9 is the complete graph for the single horizontal interface of Figs. 4.5 and 4.6, ignoring the slower S and R waves.

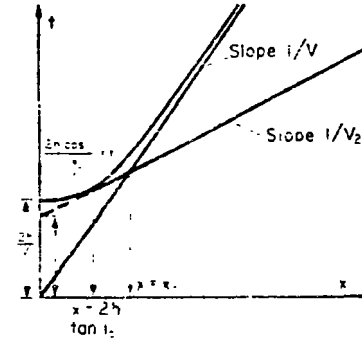


FIG. 4.9. Travel-time graphs for direct, reflected and head waves. A single horizontal interface at depth h divides an upper medium of velocity V_1 from a lower of velocity V_2 .

It is easy to see from the ray diagram that a geophone near the shot-point will record the arrival of the reflected pulse after a time $2h/V_1$, and also that at horizontal ranges much greater than the depth h the reflected path becomes practically the same as the direct one, so that the graphs for these two paths must come together asymptotically for large values of x . The actual length of the reflected path is, in fact

$$2\sqrt{((x/2)^2 + h^2)}$$

as may be seen from Fig. 4.5. and as this is traversed entirely at the velocity V_1 , we see that the time-distance relationship for the reflected pulse must be

$$t = \frac{2\sqrt{((x/2)^2 + h^2)}}{V_1} = \sqrt{(x^2 + 4h^2)}/V_1 \tag{4.6}$$

giving a hyperbolic relationship between x and t with the limiting behaviour we have just described for very small and very large values of x .

The form of the graph for the head wave can also be qualitatively foreseen if we remember that this wave is generated by a disturbance travelling horizontally at the higher velocity V_2 and will therefore have this apparent velocity when seen from the surface: this point is referred to again in the next section. The graph will not, of course, pass through the origin, as does that for the direct wave, since the wave is subject to a delay in travelling down to the high-velocity refractor and to another delay in returning to the surface. These two delays result in an intercept on the time axis if the graph is produced back to $x = 0$. One must realize that the graph has no *physical* reality for angles of incidence

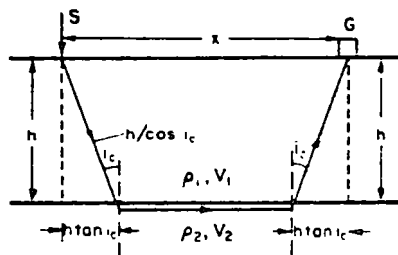


FIG. 4.10. Geometry of the path of the head wave.

less than the critical angle (that is, for values of x less than $2h \tan i_c$) as the head wave does not exist at all for such short ranges. Even at slightly greater ranges, the head wave will be so delayed by the inclined parts of its path that it will arrive *after* the direct wave, and only beyond the critical distance x_c will the head wave be the first event recorded on the seismogram. Since the head wave is usually much smaller than the direct wave, the part of its travel-time graph before the critical distance can rarely be observed in practice.

The equation of the time-distance line for the head wave can be found quite readily by adding the times spent on each of the three sections of its path (Fig. 4.10).

Thus

$$t = \frac{1}{V_1} \cdot \frac{h}{\cos i_c} + \frac{1}{V_2} (x - 2h \tan i_c) + \frac{1}{V_1} \cdot \frac{h}{\cos i_c}$$

$$= \frac{x}{V_2} + 2h \left(\frac{1}{V_1 \cos i_c} - \frac{\tan i_c}{V_2} \right).$$

Remembering that

$$\sin i_c = V_1/V_2 \tag{4.5}$$

this becomes

$$t = \frac{x}{V_2} + \frac{2h \cos i_c}{V_1}. \tag{4.7}$$

That is,

$$t = \frac{x}{V_2} + t_i \tag{4.8}$$

representing a line of slope $1/V_2$ and "intercept time" $t_i = 2h \cos i_c/V_1$, the intercept of the line on the time axis. The critical distance x_c is the value of x which satisfies both this equation and that of the "direct wave" line $t = x/V_1$, so that

$$x_c/V_1 = x_c/V_2 + t_i. \tag{4.9}$$

Hence

$$x_c = t_i / \left(\frac{1}{V_1} - \frac{1}{V_2} \right)$$

$$= 2h \cdot \left(\frac{V_2 + V_1}{V_2 - V_1} \right). \tag{4.10}$$

The travel-time equations (4.6) and (4.8) form the bases of the seismic *reflection* and *refraction* methods for determining the depth to an interface. Their use is described in more detail in the next chapter; here we shall only draw attention to the fact

that the refraction method relies essentially on the measurement of travel-times of the earliest arrivals at the geophones, and is therefore technically a simpler matter than observing reflected waves which occur later in a complex record and which are of small amplitude compared with the direct wave. This is not to say that later arrivals (in particular the arrivals of the direct wave beyond the critical distance) are of no value in the refraction method: in fact it is always desirable to identify them if possible, and they may often be essential to an unambiguous interpretation.

Two Horizontal Interfaces

Figure 4.11 shows the reflected ray paths and travel-time graphs for a ground with two horizontal interfaces. Here two reflected waves are possible (we are neglecting for the moment "multiple" reflections between the interfaces, which are mentioned in Chap. 5) and the minimum travel-time for the second one is

$$t = \frac{2h_1}{V_1} + \frac{2h_2}{V_2} = \frac{2(h_1 + h_2)}{\bar{V}} \quad (4.11)$$

This equation is of the same form as equation (4.6) for $x = 0$ if the appropriate average velocity \bar{V} is used. This is an average weighted in accordance with the thickness of the layers and is given by

$$\bar{V} = (h_1 + h_2) \left/ \left(\frac{h_1}{V_1} + \frac{h_2}{V_2} \right) \right. \quad (4.12)$$

This result is easily generalized if many layers are present, and an average velocity \bar{V} may be used in equation (4.6) when x is small compared with the depth of investigation. This is almost always so in applied reflection seismology.

The graph representing the first arrivals (Fig. 4.12) now consists of three branches whose slopes give the reciprocals of the velocities V_1 , V_2 and V_3 . Using the method by which equation (4.8)

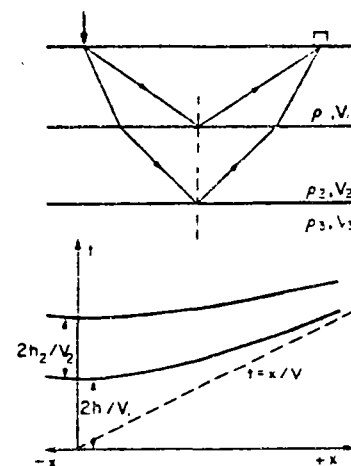


FIG. 4.11. Reflected ray paths and travel-time graphs when two horizontal interfaces are present.

was derived, it can be shown that the intercepts t_1 and t_2 are given by

$$\left. \begin{aligned} t_1 &= 2h_1 \cos i_{11} / V_1 \\ t_2 &= 2h_1 \cos i_{12} / V_1 + 2h_2 \cos i_{22} / V_2 \end{aligned} \right\} \quad (4.13)$$

In this notation an angle of incidence i_{mn} is that of a ray in the m th layer which is critically refracted at the base of the n th layer, i.e. travels horizontally in the $(n + 1)$ th layer. This result can also be extended if more layers are present.

Apparent Velocity

Figures 4.11 and 4.12 also serve to illustrate an important concept which is of great use in discussing the interpretation of seismic records, that of *apparent velocity*, which is simply the velocity of a pulse measured by timing its passage between two closely spaced geophones on the ground surface. For the direct pulse or indeed for any horizontally travelling pulse, the apparent velocity

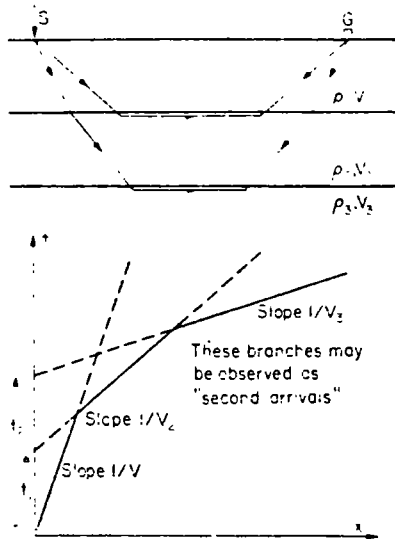


FIG. 4.12 Head wave ray paths and travel-time graphs for two horizontal interfaces.

measured along the ground surface is obviously equal to the true velocity V_1 , but if the pulse front is inclined at an angle θ to the surface, Fig. 4.13 shows that its intersection with the surface

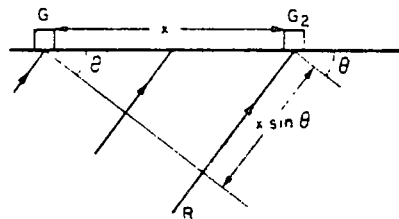


FIG. 4.13. Relationship of true and apparent velocities.

travels a distance $G_1G_2 = x$ while the pulse moves only the smaller distance $x \sin \theta$ along the ray path R . If the true velocity of the pulse is V_1 , this will take a time $t = x \sin \theta / V_1$. The apparent

velocity measured between G_1 and G_2 will be $V_a = x/t = V_1/\sin \theta$. For the direct pulse, $\theta = 90^\circ$ and, as we have already seen, $V = V_1$. For a vertically travelling pulse, such as the reflected pulse (taken to be plane over a small distance) returning to the surface near the shot-point, $\theta = 0^\circ$ and therefore V_a is infinite. This simply expresses the fact that the pulse arrives almost simultaneously at any two closely spaced geophones. The apparent velocity of the reflected pulse becomes less and less as it is measured further away from the shot point and θ increases to 90° , when V_a has the limiting value V_1 .

The pulse front of the head wave from a horizontal boundary has the form of a truncated cone with a vertical axis, and in this special case is inclined at an angle i_c to the horizontal, since its ray makes an angle i_c with the normal to the interface. The apparent velocity of the head wave is therefore constant and equal to $V_1/\sin i_c$, and because $\sin i_c = V_1/V_2$ it follows that $V_a = V_2$, the velocity of the lower medium, a result that might have been foreseen from the way in which the head wave is generated.

We should perhaps here anticipate the discussion of interpretation in the next chapter to the extent of pointing out that this last result is true only for a *horizontal* interface or for a series of such interfaces. If the interface is dipping downwards in the direction of propagation at an angle α , the head wave will be inclined to the surface at an angle $i_c + \alpha$, and the apparent velocity will be

$$V_a = V_1/\sin(i_c + \alpha) \tag{4.14}$$

which is *less* than V_2 by an amount depending on α . A dip in the opposite direction will clearly lead to an apparent velocity *greater* than the true velocity of the lower medium.

The Form of the Seismic Pulse

A seismogram is a record of the resultant ground velocity (generally of its vertical component), which is due to the sum of a large number of impulses from waves of different types travelling

by different paths. In attempting to analyse waves of a seismogram it is useful to know the form of the velocity impulse which is generated by an explosive source in homogeneous ground, since this is the principal unit from which a seismogram is constructed. The classical treatment of this problem is due to Ricker (1953), who showed that the "spike" impulse of velocity (Fig. 4.14(a))

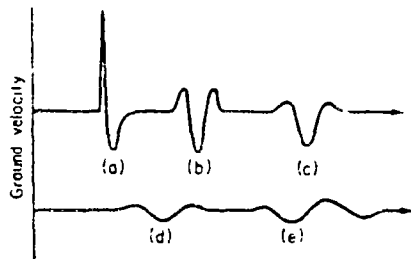


FIG. 4.14. *The change in shape of the pulse. (a) Impulse of ground velocity near to the shot; (b) Transition shape; (c) and (d) The "Ricker" pulse, broadening and decreasing in amplitude with increasing range.*

which must exist very near to the source is transformed in the early stages of its propagation to the symmetrical form of Fig. 4.14(b). This elementary impulse, which has become known as the "Ricker wavelet", becomes broader and smaller in amplitude at greater distances (Figs. 4.14(c) and (d)) but is essentially unaltered in form. In the analysis of seismograms it is necessary to remember that a Ricker wavelet of ground velocity is distorted by the recording apparatus (Anstey 1956), the most common form of distortion being the addition of extra "loops" to the wave form, as in Fig. 4.14(e).

Both the broadening of the pulse by further selective attenuation of high-frequency components and its general decrease in amplitude take place at a rate which is dependent on the mechanical properties of the ground. Hard compact rocks transmit the pulse with little attenuation, while loose soils attenuate it heavily

with accompanying rapid broadening. Attenuation and broadening are much less readily measured than pulse velocity, and so it is the velocity which has so far been used as an indicator of the mechanical properties of the medium. As we shall see in the next section, however, this indication is only of the truly *elastic* properties: if we are interested in the time-dependent elastic properties of the ground, and in its permanent deformations, the change in pulse shape is of great importance, and there are indications that advances in technique may make possible meaningful measurements of this effect.

3. RELATIONSHIPS BETWEEN SEISMIC VELOCITIES AND ELASTIC PROPERTIES OF ROCKS

Most seismic investigations are carried out with the object of finding the positions of interfaces between media of different velocities: the values of the velocities themselves are of course needed in the interpretation process, but they also tell us something about the nature of the rocks themselves. It is easy to take either of two extreme attitudes: either to say that the relationship between seismic velocity and lithology is so vague and unreliable as to be useless for predicting one from the other; or to suppose that a measurement of velocity is characteristic enough in itself to identify a formation in geological terms and to specify all its elastic constants. The truth, of course, lies between them, and in this section we shall show what other information can (and cannot) be reasonably inferred from a knowledge of seismic velocities.

The compressional wave velocity is

$$V_p = \sqrt{\left(k + \frac{4}{3}n\right) / \rho} \quad (4.1)$$

and as a granular medium of a given composition is compacted, it is found that the elastic moduli k and n increase more rapidly

than does the density, so that in sediments V_p increases with compaction. An empirical relationship between velocity and density (which is simply related to porosity for a given mineral density) is shown in the graph of Fig. 4.15. A group of experimental results for a particular rock type varying *only* in porosity

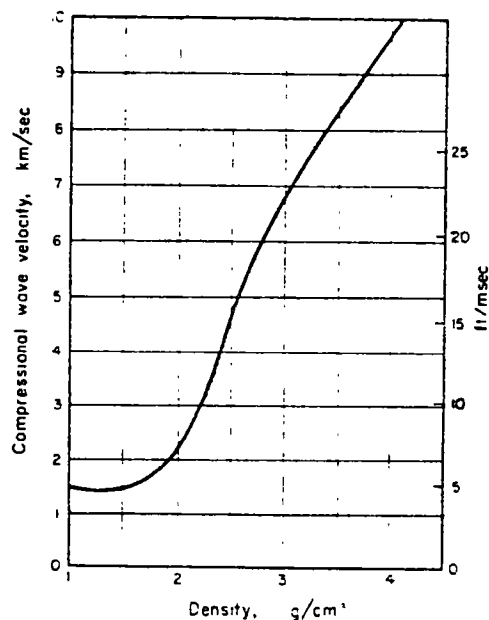


FIG. 4.15. Experimental relationship between P-wave velocity and density (Nafe and Drake, unpublished data, reproduced in Talwani, Worzel and Ewing, 1961).

may fit the form of this relationship well, but other variables (mineral composition, cementation, degree of fissuring) should be taken into account if the velocity of the material is to be estimated from its porosity. This means that if, on the contrary, the velocity has been *measured*, we need to have at least an estimate of these other variables if the velocity is to be used to make an accurate

estimate of porosity. For example, it is impossible from a measurement of velocity *alone* to say whether a rock formation consists of a permeable limestone or a more compact sandstone. However, as with most physical properties of rocks, it is possible to quote a range of velocities which covers (apart from exceptional values) each of the usual broad lithological divisions, and this is done in Table 4.1. This table also includes the corresponding ranges of values of density ρ g/cm³

TABLE 4.1
V ft/msec V km/sec ρ g/cm³

Clastic rocks, unconsolidated	1-6	0.3-1.8	1.5 (peat 1.0)-2.2
Clastic rocks, consolidated and/or cemented, but only gently folded	5-12	1.5-3.7	2.0-2.6
Clastic rocks in orogenic belts	10-20	3.1-6.2	2.5-2.8
Metamorphic rocks	15-20	4.6-6.2	2.7-3.0
Limestones	10-20	3.1-6.2	2.4-2.7
Igneous rocks	15-20	4.6-6.2	2.4-3.0

This table shows the general trend of increasing velocity with decreasing porosity (i.e. increasing density), and also to what extent rock types can be separated on the basis of seismic velocity. The regions of overlap are very apparent.

Both theoretical and experimental studies of material of very high porosity show that in the range of 50-70 per cent porosity, the seismic velocity may actually become *less* than that of the fluid filling the pore spaces, that is, less than 1.1 ft/msec for dry material and less than 4.5 ft/msec for soil saturated with water.

Materials of exceptionally low velocity are in fact encountered near the surface, and are of considerable importance in interpretation of seismic surveys, as we shall see in the next chapter.

The civil engineer is concerned less with giving a name to a rock than with estimating its elasticity, plasticity and strength. The strength of a rock is not uniquely related to its seismic velocity, but for unconsolidated materials there is a useful correlation of the two properties. "Soils" of velocity up to about 4 ft/msec can generally be handled with ordinary earth-moving equipment, and a material of velocity above 8 ft/msec would be classified as "rock" in the engineering sense. Elasticity is more directly related to seismic velocity, and a measure of elasticity can in fact be calculated from the velocity if the density ρ is known. The elastic properties of an isotropic material are completely specified by any two of the elastic constants.

Bulk modulus (incompressibility) k

Shear modulus n

Young's modulus E

and Poisson's ratio σ

because of the relationships that exist between them. The engineer commonly uses E and σ , and the equations (4.1) and (4.2) can be re-written in terms of these quantities

$$\rho V_p^2 = E(1 - \sigma) / (1 + \sigma)(1 - 2\sigma) \quad (4.15)$$

$$\rho V_s^2 = E / 2(1 + \sigma) \quad (4.16)$$

These equations show that Young's modulus can only be determined from a body wave velocity if both the density and Poisson's ratio are known. However, as σ and ρ do not vary widely for rock materials, experimentally determined values of V_p and E give points scattered about a parabolic graph (Fig. 4.16) from which E can be approximately estimated if a P -wave velocity measurement is made on unknown material. This method, due

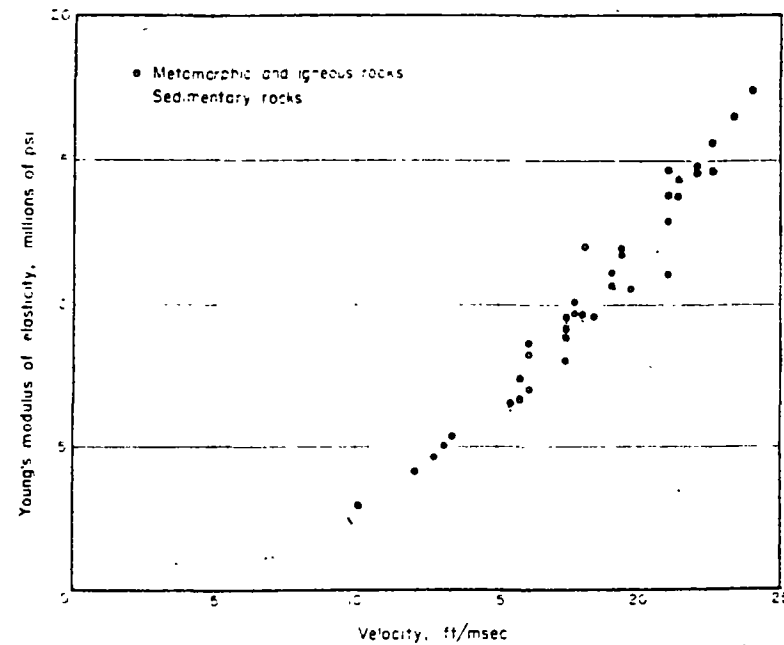


FIG. 4.16. Experimental relationship between P-wave velocity and Young's Modulus (from Brown and Robertshaw, 1953, reproduced by permission of the Institute of Civil Engineers).

to Brown and Robertshaw (1953), has been criticized by Evison (1956) who points out that variability of Poisson's ratio becomes of considerable importance when it takes larger values, as it does for just those unconsolidated materials of low (<10 ft/msec) seismic velocity to which the method is most likely to be applied. He devised a method using an electromechanical vibrator as a seismic source which produced shear waves of usable amplitude, so that both V_p and V_s could be measured. Now if the ratio V_s/V_p is denoted by r , it can be shown from equations (4.15) and (4.16) that

$$\sigma = (1 - 2r^2) / (2 - 2r^2) \quad (4.17)$$

so that σ can be found and E estimated with much greater precision than from a measurement of V_p alone. Szendrei (1959) gives a graph of this relationship (Fig. 4.17) together with that between σ and the ratio V_R/V_p of Rayleigh to compressional wave velocity, which may often be more easily measured than r .

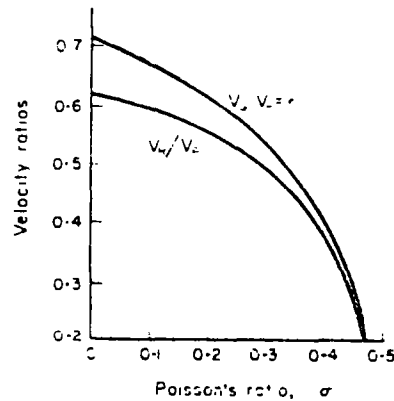


FIG. 4.17. Theoretical relationship between ratios of velocities of different wave types and Poisson's ratio (after Szendrei 1959)

The Rayleigh wave alone has been used by Jones (1962) in a technique for determining the thicknesses and elastic constants of the thin layers of different materials making up a road. In such a layered medium, the motion due to Rayleigh waves of longer wavelength will penetrate more deeply into the underlying media, and such waves will have a higher (or lower) velocity than those of short wavelength whose motion is essentially confined to the upper layer. The form of the variation of Rayleigh wave velocity with wavelength can be theoretically related to the nature of the layering, and this variation or "dispersion" is measured using a variable-frequency continuous oscillator as a source of vibrations.

Care is needed in using values of E determined seismically as a basis for structural design. In the first place, of course, the

modulus so measured is a true *elastic* modulus, and takes no account of plastic or other irreversible strains. Moreover, the method of measurement is equivalent to a loading experiment carried out in a time of the order of a hundredth of a second: it follows that visco-elastic strains with much longer time-constants than this cannot be recorded. Seismic determinations of E generally therefore give *higher* values than conventional methods in which the material is stressed for a much longer time. We must also remember that the velocity is measured (see §5.4) over a distance of the order of tens or even hundreds of feet, and that its value will be affected by fractures and other inhomogeneities found within this distance. A mass of badly fractured rock will, for example, show a seismic velocity considerably lower than will a small specimen of the same material (too small to contain any fractures) measured in the laboratory. The velocity measured *in situ* may therefore in this case give an estimate of E which is too *low*, but if it is also measured on a laboratory scale the discrepancy between the two results will suggest the presence of fissuring: a result of considerable importance in itself.

Clearly, "field" measurements of seismic velocity can give useful information about elastic properties, particularly if velocities can be measured for two wave types and compared with those resulting from laboratory tests. It is, however, unwise to rely on seismic estimations to the complete exclusion of static tests if a very accurate result is required. Static tests can give a result of high precision relating to a limited volume of material, just as a borehole *locally* determines structure very precisely, but the geophysical technique provides evidence about a much larger volume which may be more useful if the medium is inhomogeneous.

CHAPTER V

Seismic Measurements and their Interpretation

1. INTRODUCTION

In the "reflection" method of applied seismology, a shot-to-geophone spacing small compared with the depth of investigation is used with the object of recording the pulses reflected at near normal incidence from horizons where the acoustic impedance (less strictly, the velocity) changes abruptly. The method is simple in principle (though not in practice), is able to record information from a large number of horizons down to depths of many thousands of feet, and requires shots no larger than a few tens of pounds of high explosive. It has considerable accuracy, particularly when only changes in the depth of a reflector, rather than absolute depths, are of interest. The resolution is also high, and is limited in principle mainly by the breadth of the pulse, which may be of the order of 200 ft. The method lends itself to routine techniques in which the ground is covered by a series of profiles, the rate of coverage usually being limited by the time required to drill shot-holes. A crew of about 15-20 men with nine vehicles, including two light drilling rigs each with two water-carrying trucks might cover two or three miles of profile in a day, but these figures will vary widely with the nature of the terrain, the difficulty of drilling, and the degree of elaboration of technique required in country where poor reflections are obtained. Line coverage can be much quicker over sheltered inland or coastal waters, when the process

can be made more truly continuous and an output of tens of miles per day may be common. All these features have commended the reflection method to those whose business it is to find structural domes of small relief, reefs, salt domes, small angular unconformities and other potentially oil-bearing features of sedimentary basins, and it is in the search for oil that the method is most widely used, so that we shall discuss it in this context.

In the problems of mining and civil engineering, on the other hand, one is generally trying to locate bodies or interfaces which are shallow, of small lateral extent, or both. Small bodies cannot give reflections of adequate amplitude, and the reflections from shallow bodies return to the recorder so soon that the amplifiers have not recovered from the severe overloading to which they are subjected by the direct wave. Special reflection equipment is now available which will record reflections as shallow as one or two hundred feet, but generally speaking this type of problem can be more readily solved by the refraction method, in which head waves are recorded, generally as first arrivals on the seismogram. These are plotted on a time-distance graph, and used to calculate the depth to the interface at which they originate by finding the "intercept time" defined in equation (4.8). The interpretation of refraction seismograms and time-distance curves will be discussed in this chapter mainly with application to mining and engineering problems in mind, but of course refraction methods are also used on a larger scale in prospecting for oil, either in the initial stages of the exploration of a sedimentary basin, in the location of salt domes, or in elucidating structure in areas where reflection methods give results of little or no value. If the "head wave" branch of the time-distance graph is to be properly defined, ranges of the order of five or six times the depth to the refractor will be normal, and this implies the use of very large charges in deep exploration, together with extra problems of communication along the profile. In investigations to depths of the order of a hundred feet, none of these difficulties arise, but they are replaced by others connected with the extreme inhomogeneity of near

surface earth materials and the consequent inadequacy of any simple layered model in interpretation.

In the mid-range of depths, over which either of the two main methods may be used, the refraction method suffers from the disadvantage that relatively few interfaces can be followed on one profile, and that all of these *must* be velocity increases: for example, the base of a thick bed of high-velocity limestone, which would probably give rise to a good reflection, cannot generate a head wave unless the underlying material is of even higher velocity. This fact, which is discussed more fully later in this chapter, gives rise to the possibility of serious misinterpretation. The chief advantage of the refraction method, on the other hand, is that it gives directly the velocities of the refracting beds, which may help to identify them and are in any case needed in the depth interpretation. The need to know velocity as a function of depth is as great in the reflection method, but has to be satisfied either indirectly by making measurements in boreholes or by special extensions of the technique.

2. THE INSTRUMENTS USED IN APPLIED SEISMOLOGY

An instrument for detecting and recording seismic waves is a *seismograph*: the detecting head itself is an electro-mechanical transducer called a *seismometer*.

Seismometers used on land are commonly known as *geophones*: most of these give an electrical output which is proportional to the vertical component of the ground velocity, though some types measure ground acceleration or (rarely in applied geophysics) ground displacement. Specially adapted geophones can be used on the sea-bed, but it is usually more convenient to suspend a pressure-sensitive seismometer or *hydrophone* freely in the water for marine work.

The most common type of geophone is shown in section in Fig. 5.1. The body is a permanent magnet with an annular gap

between the pole-pieces. In the radial magnetic field of this gap is a coil on a spring mounting which permits it to move vertically. Any vertical ground motion will cause the coil to move in the field and an e.m.f. proportional to the velocity of motion will be induced in the coil. This electrical output will also depend on the frequency of the ground motion relative to the natural frequency of the coil, but the damping of the system is so arranged that its response is approximately uniform over the range of frequencies (about 1 to 200 c/s) which is of interest. Where frequencies at the extreme ends of this range are present, (for example, long-range shots used in deep refraction work may give rise to frequencies of 5 c/s and below) a geophone of natural frequency lower or higher than the common values of 10–30 c/s may be used.

Any geophone with an output proportional to ground velocity must be directional: the geophone of Fig. 5.1 if laid on its side on the ground would not respond to the vertical component in, say, a Rayleigh wave, but only to the horizontal component. This is of importance if it is necessary to distinguish between waves

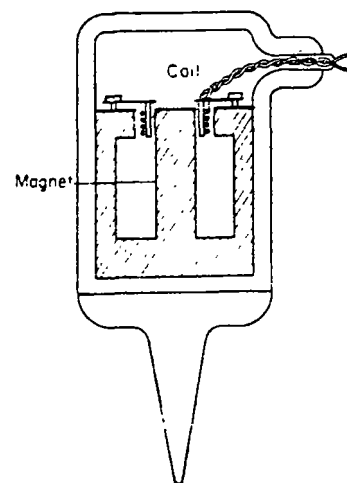


FIG. 5.1. Simplified sectional view of a typical moving-coil geophone.

of the different types described in §4.2. Since most hydrophones are *pressure*-sensitive devices their output is independent of the direction of water motion in a pulse.

The small signal from the seismometer must be amplified electronically before it can be recorded. The basic requirements for a seismic amplifier are reliability, portability and ease of servicing, and these are easily met with modern designs, often using transistors and printed circuits. The maximum gain of the amplifier should be enough for the normal background ground movement or "noise" to be detectable, and its response should cover a

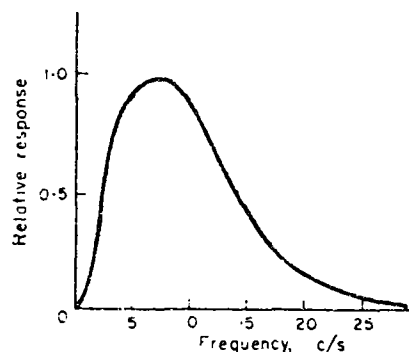


FIG. 5.2. Frequency response curve of a filter suitable for recording 5 c/s impulses in the presence of higher frequency noise.

frequency range of about 5 to 200 c/s. Electrical filters are incorporated in the amplifier so that this frequency response can be limited if required: for example, in long-range refraction work the predominant frequency of the head wave pulse may be of the order of 5 c/s, whilst the ground noise may cover a band from 20 c/s upwards. An improvement in useful sensitivity could obviously be obtained in this case by using a filter to give the frequency response of Fig. 5.2, which will practically eliminate the noise while leaving the signal unchanged. Filters are also used in this way in reflection equipment, but in this type of recording

the frequency difference between signal and noise is never so well marked as in the example just quoted. Amplifiers for reflection work must also be provided with an automatic gain control device which provides a low gain for the very strong signals of the direct wave and a much higher one for the weaker signals travelling by longer paths, so that the wide range of amplitudes of ground motion can be presented on a single record.

The recording itself may be by a galvanometer reflecting a light-spot on to moving photographic paper (the records of Fig. 4.4 were made in this way), but it is common practice now to record also on magnetic tape, so that the record can be played back with different amplifier characteristics, different time delays between the channels, and so on. A visual record is always needed, however, and this is made either in the "graphical" form of Fig. 4.4 or as a "variable-density" or "variable-area" record. These newer forms of presentation, which are shown in Fig. 5.3, are very helpful in making the reflected pulses which occur later in the record clear to the eye. The variable-area type has this advantage while retaining that of the graphical presentation that the waveform of the record can be studied in detail. All types are provided with timing lines at 10 msec intervals, derived from either a tuning fork or a crystal oscillator, and the shot impulse (derived from the firing of the electrical detonator) is also recorded on one of the traces.

A prospecting seismograph will consist of 12 or 24 complete channels of this kind (6 are shown in Fig. 5.4), usually mounted in a truck which also serves as a dark room. The complete equipment may, if transistorized, be so light and compact that it can readily be divided into units suitable for back-packing by 7 men on foot. Extra men and equipment are needed to drill shot-holes for investigations by the reflection method, but if the refraction method is being used over short ranges, shallow hand-augered shot-holes suffice, and since the seismograph may for this type of work be of only 6 channels, it is quite possible for 3 or 4 people to carry out the whole operation.

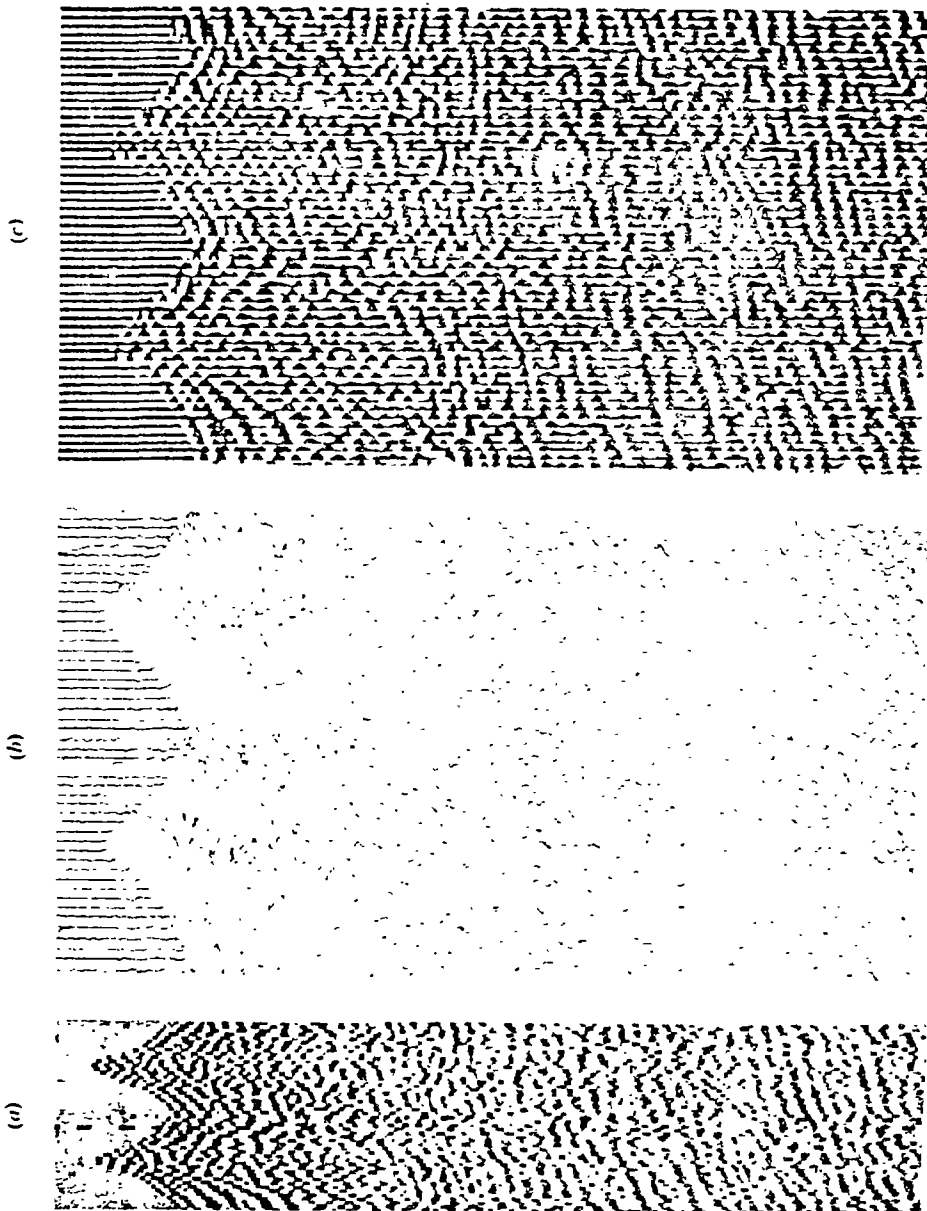


FIG. 5.3. A pair of reflection records from adjacent shot-points presented in different ways: (a) Variable density; (b) Graphical or "wiggly"; (c) Variable area.

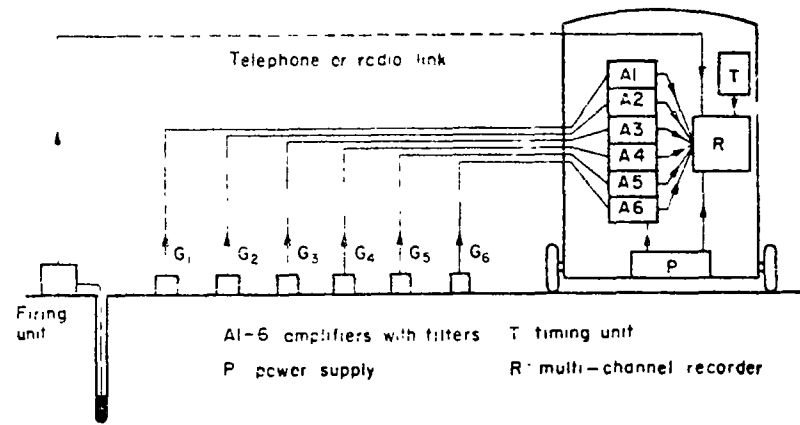


FIG. 5.4. Block diagram of a set of six seismic channels.

Formerly the source of the seismic pulse was always an explosive charge buried at a suitable depth in the ground: in reflection seismology investigating depths of the order of 5000–10,000 ft, a 20 lb charge in a 50 ft hole might be taken as typical. The depth of the shot-hole in this type of work is controlled by the necessity of placing the charge below the layer of surface low-velocity material to which the energy of the shot is otherwise largely confined (see §3).

In refraction seismology the size of the shot is controlled mainly by the maximum range from shot to geophone, which must be at least twice the critical distance x_c if the second branch of the time-distance graph is to be properly defined. The critical distance in turn depends on the depth to the refractor of interest. Thus for depths in the 5000–10,000 ft range, charges of up to a ton are likely to be needed, but on the scale of an engineering site investigation, a few pounds of gelignite will normally be ample.

At short ranges, in fact, a mechanical impact such as a sledgehammer blow has been used very successfully as a seismic source. The first description of a practical equipment using such a source was given by Gough (1952), and a simplified diagram of his

apparatus is given in Fig. 5.5(a). A simple impact switch closes as the hammer meets a steel plate on the ground, and so provides an electrical impulse which is used to start the time-base of a cathode-ray oscillograph. The amplified output of a single geophone deflects the oscillograph trace vertically so that a seismogram is displayed for a short time on the tube, which is of the "afterglow" type. The time interval between the hammer blow and any recognizable event on the trace can be measured by using calibrated controls to move a "marker" pulse along the time axis. The hammer blow can be repeated at any one range until satisfactory accuracy is obtained in this time measurement. The hammer and plate are then moved to a greater distance, and the process is repeated, so that a travel-time graph can be plotted. Gough claims a maximum range of 250 ft (which would give useful results from a refractor at a depth of 50 ft or so) using a 10 lb sledge-hammer. This range, however, would be expected to decrease inversely as the square root of the background noise level, which is very much greater in inhabited areas than in open country, where Gough's trials were carried out.

A variant on Gough's apparatus was developed by Mooney and Kaasa (1958) and is now commercially available in several forms (Fig. 5.5(b)). This makes use of counting circuits to time the passage of the impulse, which is not recorded visibly at all. The electrical impulse from the hammer-blow opens an electronic "gate" circuit which allows the output of a 10 kc crystal oscillator to pass to a set of decade counters. The seismic pulse which arrives first at the geophone is made to close the gate, so that the count of the oscillator cycles which is recorded on meters connected to the decade units is a measure of travel-time to the nearest one-tenth of a millisecond. This method has the obvious advantage over Gough's of extreme convenience in the actual time measurement, but this is offset to a considerable extent by the fact that the gate may be operated only by a strong second arrival in circumstances under which a visible record would have ensured the picking of a weaker, but earlier, event. It has also been found

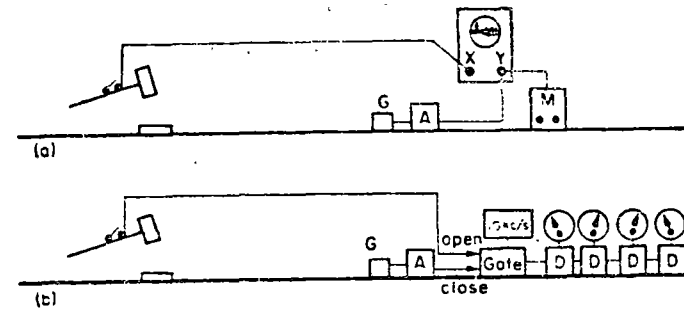


FIG. 5.5. (a) Short-range seismic equipment using oscillograph recording. G—geophone, A—amplifier, M—Marker pulse generator with calibrated time delay.

(b) Direct-reading equipment for measurement of "first-arrival" travel-time. D—decade counters

that the air wave, travelling at 1100 ft/sec, may cause considerable ground motion which will be registered as the first arrival if the overburden velocity is much less than this. If the arrival is not recognized as an air wave (its high frequency makes this easy on a seismogram), the overburden velocity will be taken to be 1100 ft/sec and the depth to a refracting interface therefore over-estimated.

More recent commercial instruments appear to combine the advantages of the two techniques to some extent, and incorporate improvements which are said to make it possible to detect reflections from shallow horizons. The different versions of this type of seismic equipment are all completely portable, and require only two operators, of whom one can be unskilled.

Impact sources have also come to be used on the much larger scale of prospecting for oil by the reflection method. A weight of 2 or 3 tons, mounted on a lorry, is dropped from a height of about 10 ft. The energy of the impact is adequate to give detectable reflections from considerable depth, but for a single impact these are normally masked by the very large amplitude surface waves which are generated. By compounding on magnetic tape

the records from a large number of drops, suitably spaced, cancellation of the surface waves can be produced, giving a record of quality comparable with that obtained by conventional shooting. The method is of particular value in areas where shot-hole drilling is difficult or impossible.

Truly continuous sources of elastic waves are of little value in prospecting because of the difficulty of timing their passage. Where essentially only one wave type and path is present, the problem is simply one of measuring the difference in phase between the signals at the source and the receiver. This is the method adopted by Jones in his work on the dispersion of Rayleigh waves which was mentioned at the end of Chap. 4. For a normal type of seismogram, however, a continuous signal would give an even more confusing picture than does a sharp pulse, and the only progress that is being made on these lines is by using a signal lasting perhaps a hundred complete cycles which changes its frequency continuously during this time (Crawford, Doty and Lee 1960). The method seems to be promising, but extra equipment is needed to convert the record obtained into one which can be directly interpreted.

3. THE REFLECTION METHOD

The reflection seismogram shown in Fig. 5.6 may be taken as typical of those obtained in routine work. The shot-hole is between the centre two geophones of the twenty-four, offset slightly from their line, and the shot instant is recorded as a break on the second trace from the edge of the record. The earliest arrivals are not normally due to the direct wave, but to critical refractions at the base of the *low-velocity layer*, commonly known as the "weathered layer". This layer, with a velocity usually in the range 1000-5000 ft. sec. is nearly always present, and extends from the surface downwards to a depth of perhaps 10-100 ft. Its base seems to be defined either by the water table or by a rather sharp decrease in porosity. The civil engineer's problems are often

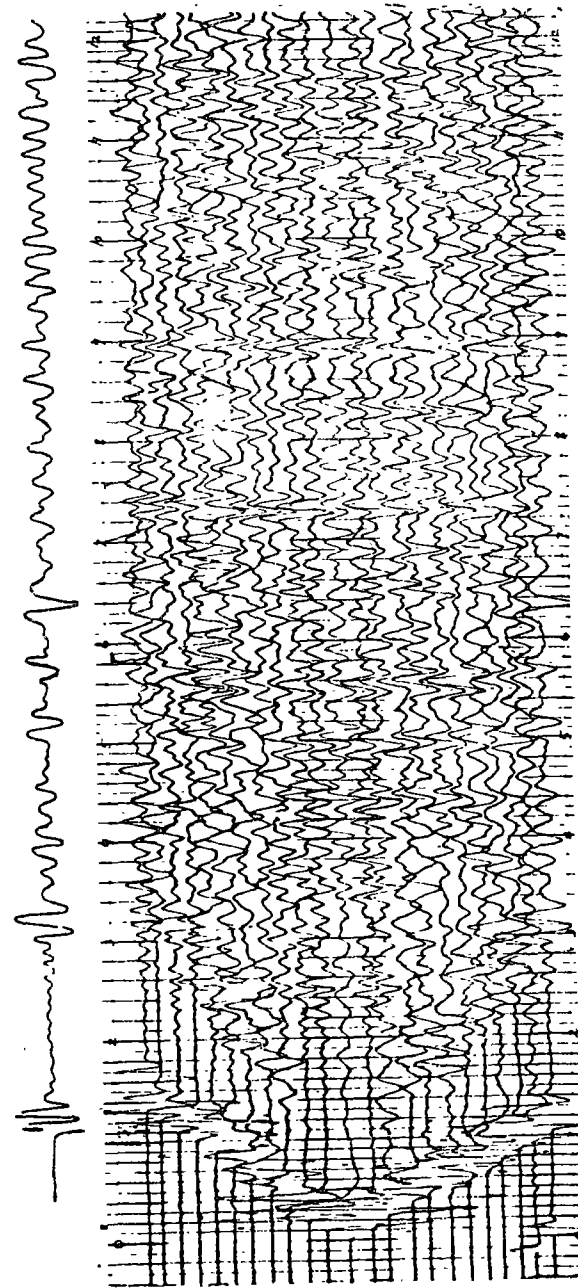


FIG. 5.6. A typical reflection seismogram. The geophones are spaced at 100 ft intervals up to about 1000 ft on each side of a central shot-point. If the end geophones coincide with the shot-points of adjoining geophone spreads, continuous coverage of the reflecting horizons is obtained.

directly concerned with the nature and thickness of the "weathered layer" in this sense, but in deeper investigations it is no more than a superficial nuisance, making an appreciable and very variable contribution to the measured reflection times.

The remainder of the seismogram is a complex of the wanted reflections (of which three are clearly visible), of body waves reaching the geophone by other paths, and of surface waves and other "noise". The isolated trace above Fig. 5.6 shows that it would be practically impossible to resolve this complex without a multi-channel record, on which events can be correlated from trace to trace and their time-distance relationships compared with theoretical ones for different pulse paths.

First Arrivals; Datum Correction

The variability of the weathered layer leads to a scatter of observed reflection times which must be eliminated if the possible accuracy of the method is to be realized. The usual practice is to correct for both weathered layer thickness and ground topography in one step known as the datum correction, in which all observed times are reduced to the values they would have if both shot and geophone were placed at S' and G' (Fig. 5.7) on a common surface; usually horizontal and a little below the deepest part of

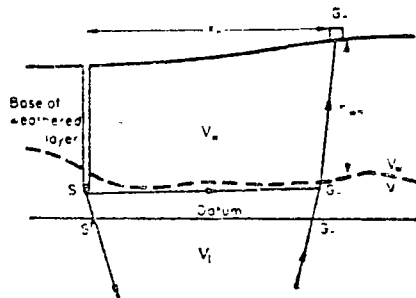


FIG. 5.7. The geometry of the datum correction

the base of the weathered layer. To apply this correction we need to know the velocities V_w and V_1 and the distances SS' , G_nG_n' and $G_n''G_n'$ to find the times spent by the reflected ray (assumed to be returned from a considerable depth) on each of these segments of its path. The time t_{wn}/V_w is the longest, most variable and therefore most important of these, and can be determined quite easily from the travel-time of the "first arrival" path $SG_n''G_n'$, if the shot is supposed to be just below the base of the weathered layer, as is commonly the case. The time for this path is very nearly

$$t_n = x_n/V_1 + h_{wn}/V_w$$

$$= x_n/V_1 + t_{wn} \tag{5.1}$$

for the n th geophone, since the velocity contrast between V_w and V_1 is usually so great that the ray path in the weathered layer is nearly vertical, and the path SG_n'' is close to the horizontal. A graph of first-arrival times t_n against geophone ranges x_n will therefore have the form shown in Fig. 5.8. Provided h_{wn} does not show a systematic increase or decrease over the spread, the best line through the points (the dotted line of the figure) will have a slope of $1/V_1$, and the departures of the points from a line parallel to this through the origin will be the required times t_{wn} .

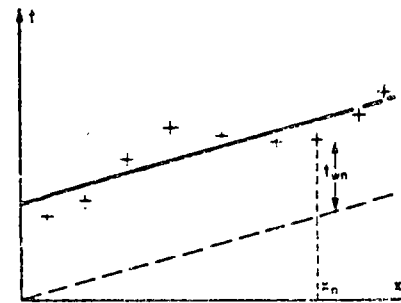


FIG. 5.8. Effect of delays in the weathered layer on first-arrival times.

The end geophone of the spread usually coincides with the shot-point of the next spread, and so for this geophone the value of t_w is determined as the "up-hole" time for the next shot, i.e., the travel-time recorded by a geophone a short distance from the shot-point.

Knowing V_1 from the first-arrival times, and the elevations of the shot and the datum surface, it is a simple matter to determine the time spent on the path SS' . Similarly, if V_w is measured by short range shots either in a borehole or on the surface, h_w and hence the elevation of G'' can be found, and the remaining part $t_{G-G''}$ of the correction can be evaluated. Since V_w enters only into this term, it need be determined only relatively infrequently.

This datum correction, sometimes known as the "static" correction, since it has to be applied equally to all reflection times shown by a particular geophone, is of great importance and is also very tedious to make. When seismograms are recorded on magnetic tape it is possible to set the datum correction for each geophone as a displacement of the corresponding reproducing head, so that when the record is played back the correction is made automatically throughout its length.

Identifying and "Picking" Reflections

Figure 4.8(a) shows that, at ranges small compared with the depth to the reflector, the reflected pulse arrives nearly simultaneously at all geophones, and therefore appears on Fig. 5.6 as a series of peaks and troughs aligned almost directly across the seismogram. An alignment of this kind which can be followed across nearly all the traces of several records is likely to be a reflection, and is usually "picked" for measurement of the travel-time on the first peak or trough which can be so followed. Because of the increase in the length of the reflected path with range the alignment will in fact show a slight curvature or "move-out" which will be more pronounced for the early (shallow) reflections and which can of course be corrected for if necessary. The correction

may be done by the interpreter, but, as with the static correction, it is now more usual to apply it by shifts of the heads reproducing the magnetic records. In this case the correction is a "dynamic" one, that is, it varies down the length of the record, so that the reproducing heads have to be progressively shifted during playback.

The form of the reflected pulse is rarely that of the simple Ricker wavelet shown in Fig. 4.14. Real geological interfaces are generally complex, so that a number of Ricker pulses, erect and inverted, and with various small time delays, will be added to form the actual ground motion. The form of this is further distorted by the recording apparatus, which has the effect of adding extra "loops" to the pulse and of introducing other more complicated distortions. The net result of this is that the first peak or trough, to which the time measurement is made, has no *absolute* significance, so that the "seismic horizon" plotted from it may be a hundred feet or more from the lithological horizon with which it is correlated. Such an absolute error is not of great importance in prospecting for oil, provided that the seismic horizon accurately *parallels* the structures of the lithological horizon. Relative errors across a record or between one record and another are of course much more important, as they may mask a real structure or indicate the presence of a non-existent one. Such relative errors may be caused by a failure to follow the same "phase" (peak or trough) across the record, or by a lateral change of velocity which is not allowed for in the interpretation.

Besides the surface-wave "noise" which can be reduced by suitably combining the outputs of several geophones on one recording channel, a reflection seismogram also contains a large number of other events which were originally also classified as "noise". It is now recognized that many of these events are in fact multiple reflections travelling by some of the possible ray paths suggested in Fig. 5.9. These multiples may sometimes be identified by consideration of their travel-times, amplitudes and phases, or of the form of the reflector obtained by plotting them as though

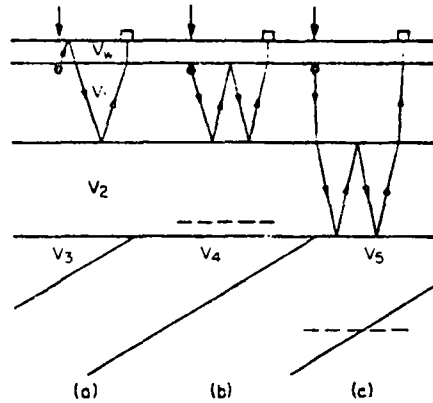


FIG. 5.9. Some possible ray paths giving rise to multiple reflections.

they were single reflections. For example, the multiple of Fig. 5.9(a) (a common event known as a "ghost") will always follow a strong single reflection after a time interval of $2t_w$, i.e. about twice the "up-hole" time: that of Fig. 5.9(b) will occur at almost exactly twice the travel-time of a single and will be inverted in phase by the reflection at the base of the low-velocity layer. The multiples of Fig. 5.9(b) and (c) will plot, if they are assumed to be single reflections, as horizontal reflectors in the positions of the broken lines: if it so happens that the reflecting horizons are here dipping very differently from those nearer the surface it will be apparent that the multiples cannot be singles from this depth.

If discontinuities such as faults are present in a reflector, they may show themselves not so much by a discontinuous change in the travel-time of the reflected pulse (which is often of small amplitude near a fault) as by generating a spherical or cylindrical *diffracted* pulse front, centred on the discontinuity as shown in Fig. 5.10. This may be distinguished from a reflection by the fact that the curvature of the front is twice as great as that normal for a reflection from that depth, and diffractions have proved to be very useful as indicators of minor faults which are otherwise not easy to detect by the reflection method.

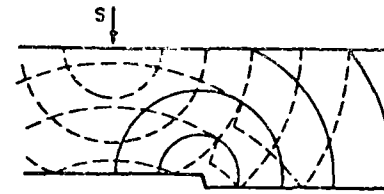


FIG. 5.10. The generation of a diffracted pulse front centred on a discontinuity in a plane reflector. The direct and reflected pulse fronts are shown as broken lines. Note that the diffracted front at the surface has about twice the curvature of the reflected front, and that its centre does not move with S.

Plotting the position of reflectors

After the spurious reflections are eliminated, time measurements are made on those remaining and are used to calculate the depth and dip of the reflector. We shall show how this is done for the simple case in which the velocity V_1 down to the reflector is constant, and the dip is wholly in the line of the seismic profile. Clearly if dips perpendicular to this line are present they must be measured by cross-spreads and the plotting becomes more complicated.

The perpendicular depth h to the reflector is obviously given by

$$h = V_1 t_0 / 2 \tag{5.2}$$

where t_0 is the measured reflection time for $x = 0$, i.e. for the centre trace of a conventional "split" spread.

If the reflector is dipping in the $+x$ direction at an angle θ , then it is clear from Fig. 5.11 that the reflected pulse, centred on the image point S' , will first reach the surface at the point P , at a distance $2h \sin \theta$ from S , and it is at this point that the pulse front will be horizontal and the apparent velocity (see §4.2) infinite. At S the front will be inclined at the dip angle θ to the horizontal, and if the total spread length $2x$ is small enough compared with h for the curvature of the pulse front to be neglected, and t_x, t_{-x} are the

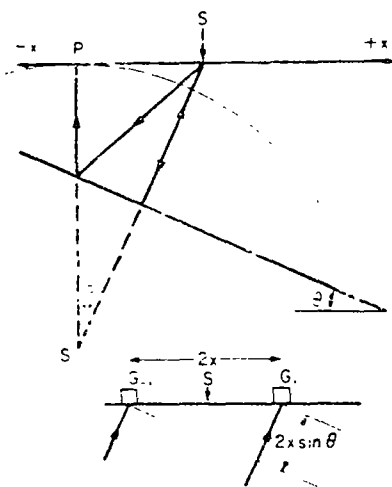


FIG. 5.11. Geometrical relationships for a split spread over a dipping reflector. The inset diagram is an enlargement of the region near the shot-point, within which the reflected pulse front may be considered to be plane.

reflection times recorded by the end geophones of the spread, then

$$t_x - t_{-x} = 2x \sin \theta V_1. \tag{5.3}$$

Thus the reflection times (corrected to datum) for the two end traces will give the dip of the reflector provided that V_1 is known, and from them and the centre-trace time t_0 the position of a segment of the reflector can in principle be plotted on a cross-section. The length of the segment will be half that of the spread, or a little more if the dip is considerable, and its centre will of course be *up-dip* of the point vertically below S . The extra traces on a reflection seismogram are necessary, as we have seen in Fig. 5.6, to be sure that reflection events are correctly identified, and also so that random irregularities in the reflection times can be smoothed, giving better estimates of t_0 , t_x and t_{-x} .

If a seismic reflection record is placed with its time axis pointing vertically downwards, it can itself be regarded as a crude approximation to a geological section. The resemblance can be improved by making the surface corrections and "move-out" correction, and laying a number of records, covering adjacent segments of the reflectors, side by side, preferably then photographing them on a reduced scale. Profiles of this kind, usually using either the variable density or variable area methods of presentation, are becoming increasingly used, and it might be thought that they are in themselves a complete and final interpretation of the data. They are in fact not so, and it is important to appreciate their limitations. In the first place, reflection events appear vertically below the points on the surface at which they are recorded. This is correct only if the reflector is horizontal; if it is dipping, its "vertically plotted" position has to be "migrated" in the up-dip direction by an

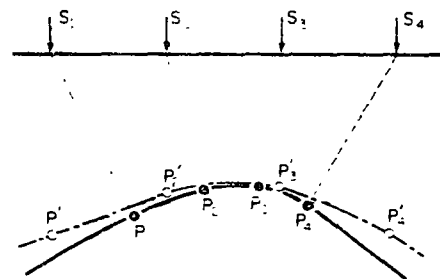


FIG. 5.12. True and "vertically plotted" positions of reflecting points.

amount depending on the angle of dip. This is made clear in Fig. 5.12, which shows normal ray paths from four shot-points, and the position of the corresponding vertically plotted points $P_1'-P_4'$. Secondly, the profile prepared directly from the seismogram is of course a *time* section, and is of little practical value for most purposes until it is converted into a depth section: this conversion may change its appearance considerably, particularly if the velocity varies laterally, as is commonly the case. Moreover, the

multiple reflections and other "spurious" events present in the individual records may well be as prominent in the profile as the wanted reflections, again giving the possibility of misinterpretation. These warnings should not, of course, be read as a denial of the value of continuous profiles, which sometimes draw attention to important events whose correlation would not be apparent from the individual records, even when laid side by side.

4. DETERMINATION OF VELOCITIES

We have seen in the previous section that the basic data required to plot the position of a seismic reflector (if its dip is entirely in the line of the profile) are the three times t_0 , t_x and t_{-x} , and the velocity V_1 . This last quantity is the most difficult to determine with high precision, so that the final stage of seismic interpretation, in which travel-times are converted into depths, is often more subject to error than are the previous stages of identifying reflections and reading travel-times. The same consideration applies to the conversion of intercept times to depths in the refraction method. If the ground is uniformly and horizontally stratified, the velocity is likely to change with depth (generally increasing) so that V_1 is not a simple quantity but an *average velocity* down to the depth of the reflector or refractor in question. An error in velocity determination under these conditions will of course lead to an *absolute* error in depth, but *relative* depths in gently dipping structures will not be greatly affected. If for any reason the average velocity varies laterally to any great extent, relative errors in depth can easily occur, of a size sufficient to mask minor structures in an horizon, or even to create structures where none exist.

Velocities from Reflection Times

The required average velocity, which is denoted by \bar{V} to distinguish it from the value V_1 which we have used for the

homogeneous first layer, is related to the travel-time of the reflected pulse by

$$\bar{V}t_x = \sqrt{x^2 + 4h^2} \quad (5.4)$$

and on squaring this equation we see that if the square of the geophone distance is plotted against the square of the reflection travel-time to that geophone, we obtain a straight line whose slope gives the square of the average velocity. To use this method in practice, a set of records known as a "velocity profile" and covering a wider range of geophone distances than the usual "split-spread" of 2000 ft, is prepared by moving shot-point and geophone spread in such a way as to record reflections from the same part of the reflector at different ranges. A typical velocity profile and a ray diagram showing the way in which it was obtained appear as Fig. 5.13. A single "split-spread" record does not include large enough ranges for an $x^2 - t^2$ graph, in which the travel-times are subject to errors of a few milliseconds, to give an accurate determination of \bar{V} .

This method of measurement has the advantage that the quantity \bar{V} determined is the one which is directly used in interpretation, and that the measurement involves a fairly small addition to the routine work of shooting a reflection profile. However, it gives very little detailed information about the distribution in a vertical direction of the velocity, and it is very desirable that this distribution should be determined, in a borehole if possible.

Measurements in Boreholes

The interpretation of any geophysical survey is much less uncertain if it can be "tied" to at least one borehole, and surveys by reflection seismology are most frequently carried out in potential or known oilfields where drilling forms a large part of the exploration programme. Under these circumstances, the boreholes are invariably "logged" by some of the techniques now available for the determination of physical properties of rocks using various

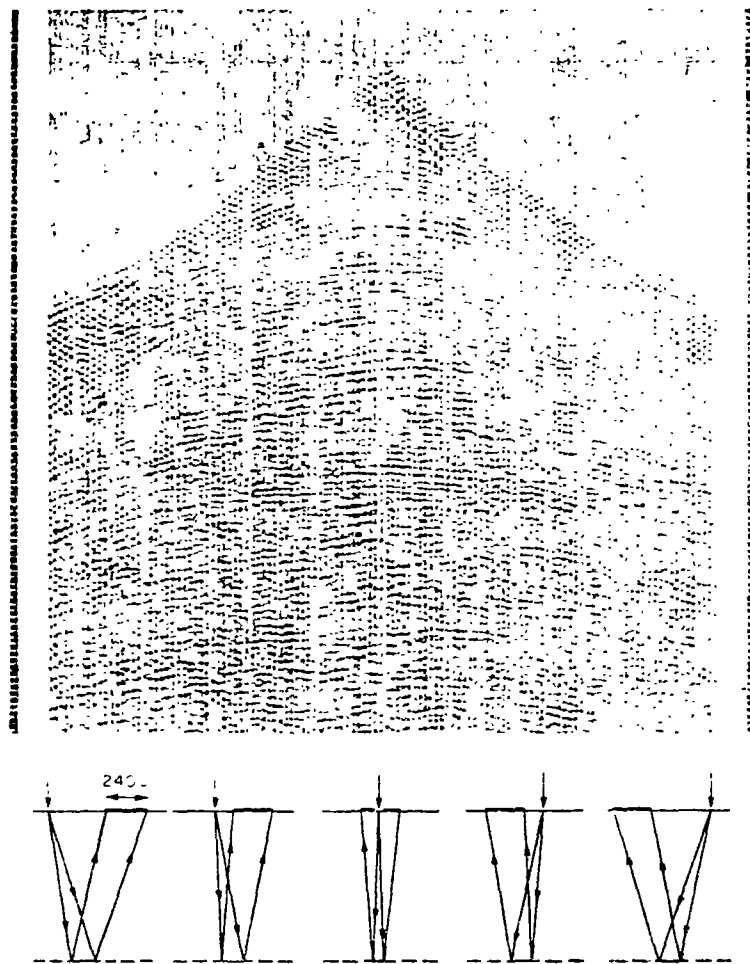


FIG. 5.13. A velocity profile. The diagram shows the successive positions of shot and geophone spread. Provided that the reflector is horizontal, the same part of it (the full line) is covered by each spread.

instruments mounted in "sondes" which can be lowered into the hole. These techniques are discussed in Ch. VIII, but it is appropriate to mention here that sondes have been developed to measure seismic velocity by timing the passage of an ultrasonic pulse through the rock over a distance of a few feet. This distance is so short that the instrument effectively measures velocity as a continuous function of depth, and so is known as the continuous velocity log or C.V.L. Measurements with the C.V.L. (a section of a typical record is shown in Fig. 5.14) show very well the detailed

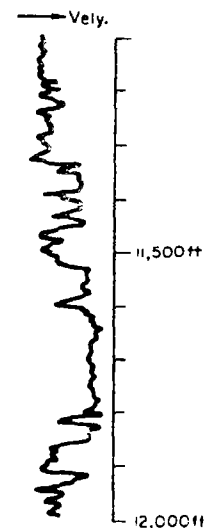


FIG. 5.14. Section of a continuous velocity log.

variation with depth of velocity, and can be used to pick out likely horizons of high reflection coefficient. Computation processes have in fact been devised by which the effect of all the reflecting horizons, major and minor, on an incident seismic pulse can be combined to give a "synthetic seismogram" which can be compared

in detail with the field results. To obtain a value of \bar{V} for a particular reflection from a record like that of Fig. 5.14 will of course involve an averaging or integration of the actual times recorded in the sonde, and this may lead to a cumulative error. For this reason, the older technique of velocity measurement in boreholes, known as "well-shooting", is still important: shots are fired near the mouth of the well and recorded by hydrophones suspended in it at varying depths. The nature of this method is such that it cannot record detailed vertical variations of velocity as successfully as the C.V.L. (although its resolution is greater than that of the "velocity profile" method), but on the other hand, since it measures total travel-times to various depths, it measures directly the average velocity needed for interpretation. A combination of C.V.L. and well-shooting gives the most reliable determination of vertical velocity distribution at a point, but velocity profile measurements, or one of the other methods mentioned below, have to be used between boreholes unless these are closely spaced.

Outcrop Shooting

The most obvious way of measuring the velocity of a particular formation is to set up a spread of geophones on its outcrop, fire a shot into the spread, and time the passage of the direct wave across it. Since "outcrops" are almost invariably covered by appreciable thicknesses of low-velocity material, it is in fact the head wave from the base of this material that is timed, and this will be subject to varying delays in the varying thicknesses of overburden. It is therefore necessary to "reverse" the spread (see below, p. 122) to eliminate the effect of the overburden from the measurement. The "plus-minus" method, described in the next section (equation (5.12)), provides a convenient way of evaluating the required velocity. The distances from shot to spread must be great enough for the true direct wave through the overburden never to be the first arrival, and not so great that refracted arrivals are obtained from horizons below the one of interest. The method is of most

use in attempts to correlate velocities found in shallow refraction shooting with those of exposed formations in the same area. It is not a very satisfactory way of determining the velocity to use in the interpretation of reflection measurements.

Laboratory Measurements

Seismic velocity, like other physical properties of rocks, can be determined in the laboratory. A hand specimen is prepared with flat parallel faces, and an ultrasonic pulse transmitted across it. It is easy to time the pulse electronically, and so measure the velocity with a precision of 1 per cent or better, but measurements on a large number of representative specimens are necessary before the results can properly be used in seismic interpretation. Even if the sampling of the specimens is adequate there is the danger that they may consist of slightly weathered material, or that the formation in bulk is dissected by minor fractures which are too widely separated to be apparent on specimens a few inches across. For these reasons, laboratory measurements must be used with caution.

Velocities from Refraction Measurements

Finally, the more important changes of velocity in a section will give rise to separate branches of a time-distance graph of first arrivals in refraction seismology, and the slopes of these branches, as we have seen in Ch. IV, are the reciprocals of the velocities of the layers. It is thus an advantage of refraction seismology that the velocity information required in interpretation is a direct by-product of the exploration technique: if velocity measurements by refraction are to be used in interpretation of *reflection* surveys, a good deal of extra work is needed. However the measurements are used, it must be borne in mind that they are subject to two important limitations: firstly, that they give no information about layers of lower velocity than those immediately overlying them



PLATE 1. A modern portable refraction seismograph (reproduced by permission of A.B.L.M., Stockholm).

(see the next section); and secondly, that the velocities obtained (as in outcrop shooting) are velocities in the *horizontal* direction, whereas in interpretation, of course, *vertical* velocities are required. In some rocks (massive sandstones and limestones, igneous rocks) this latter distinction is of little importance, but in shales and slates the velocity along the bedding or cleavage direction may be some 10–20 per cent higher than in the perpendicular direction.

The importance of full and accurate knowledge of velocities in seismic interpretation cannot be over-emphasized, and a considerable proportion of the effort of any seismic survey should go into obtaining this knowledge.

5. THE REFRACTION METHOD

In reflection seismology it is possible to use a standardized routine for obtaining records, from which only relatively small departures are made to take account of local variations in conditions. Thus the "split-spread", covering about 2000 ft of ground, with a central shot-point, the whole arrangement being moved about 1000 ft along the profile for the next shot to give continuous coverage of reflector, is very characteristic of a survey of this kind, and commercial reflection seismograph sets are designed with this routine in view.

In refraction work, on the other hand, the object is to build up a time–distance graph with an adequate number of points on the branches corresponding to all refractors of interest, and this obviously means that geophone spacing and total line length will have to be carefully chosen to suit each particular problem. It is therefore not possible to describe prospecting by the refraction method in terms of a standard routine, but only to indicate some of the ways in which such surveys may be carried out and interpreted.

Time-Distance Graphs from Dipping Interfaces

We have already seen in §4.2 that the apparent velocity recorded on the ground surface for a head wave from an interface dipping downwards in the positive x direction is not V_2 , the true velocity of the lower medium, but

$$V_d = V_1 \sin(i_c + \alpha) = V_2 \sin i_c \sin(i_c + \alpha) \quad (5.5)$$

which is less than V_2 . If the dip is upwards in the positive x direction, a high apparent velocity V_u is observed, given by

$$V_u = V_1 \sin(i_c - \alpha) = V_2 \sin i_c \sin(i_c - \alpha). \quad (5.6)$$

Since we normally have no knowledge of the value of the dip, it follows that a refraction profile shot in one direction gives only the apparent velocity V_d (or V_u) which is related in an unknown way to the true velocity. It is clear that both the true velocity and the angle of dip can be found if the profile is "reversed", that is if a new travel-time graph is determined with its origin at the end-point of the first one. From then both V_d and V_u are known, and, if the refractor is plane under the profile

$$\left. \begin{aligned} i_c + \alpha &= \sin^{-1}(V_1/V_d) \\ \text{and } i_c - \alpha &= \sin^{-1}(V_1/V_u) \end{aligned} \right\} \quad (5.7)$$

from which α and i_c (and hence V_2) can be found. The meaning of "reversal" is illustrated in some detail in Figs. 5.15 to 5.17. Two ways of shooting a profile from A to B are shown in Fig. 5.15(a): they give the same information, since the origin of the time-distance graph (Fig. 5.16) remains at A , and the same ray paths are traversed, although the direction of travel of the seismic pulse is indeed "reversed" if the second arrangement is adopted. Normally, of course, it will be more convenient to use the first arrangement of simultaneous recording at several points of a single shot, though the alternative is useful if shots can be fired in water without the need for drilling. To reverse this profile in the

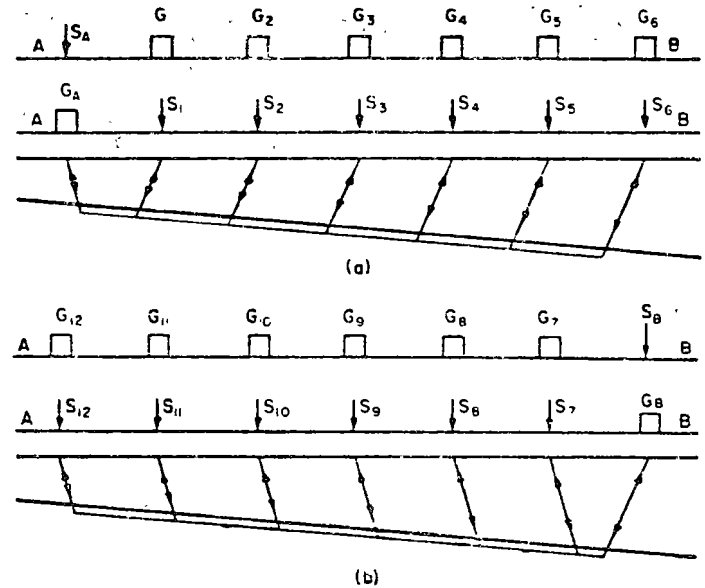


FIG. 5.15. The "reversal" of a refraction profile. (a) Two ways of shooting "from A to B." Note that no reversal is obtained. (b) Shooting in the reverse direction from B to A.

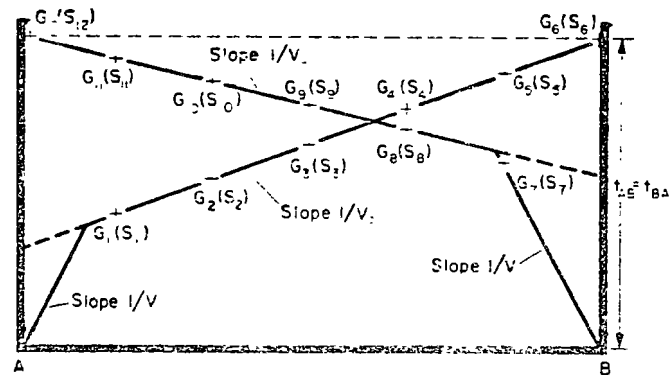


FIG. 5.16. The pair of travel-time graphs which would be given if a single refracting horizon were dipping uniformly from A to B.

seismological sense implies moving the origin of measurement to *B* (Fig. 5.15(b)) so that a different pattern of ray paths is produced. Again shots and geophones can be interchanged with no effect on the results. An important feature of a strict reversal of this kind is that the overall time from one end of the profile to the other (often called the "reciprocal time") is measured twice, so that a check on the internal consistency of the results is possible. Fig. 5.17 shows

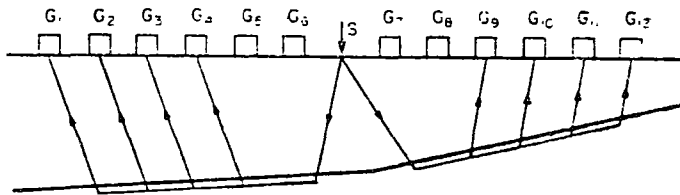


FIG. 5.17. Refraction ray paths for a split spread. The true refractor velocity could be obtained only if the dip were uniform from G_1 to G_{12} .

that the standard split-spread of reflection work gives "reversal" of a kind for refraction arrivals: if the refractor were of uniform dip beneath the whole spread, then a single shot at *S* would give both up-dip and down-dip apparent velocities. As, however, the dip changes between G_4 and G_9 , where the head waves are first seen as first arrivals, it is clear that the two halves of the spread must be treated separately and both remain "unreversed". For strict "reversal" of a refraction line, the same part of the refractor must be covered by both time-distance graphs.

Mapping of Irregular Interfaces

The concept of apparent velocity helps us also to understand the form of the time-distance graph from an irregular refractor, such as the bed of an old river channel filled with alluvium. Clearly, as the interface dips downward in the direction of shooting, the time-distance graph will increase its slope (decrease in apparent velocity) and vice versa, so that the departures of the graph from a

line of slope $1/V_2$ will qualitatively form a mirror image of the interface, as shown in Fig. 5.18. The features of the graph are displaced laterally in the direction of shooting from those of the refractor, since the head wave does not return vertically through the overburden.

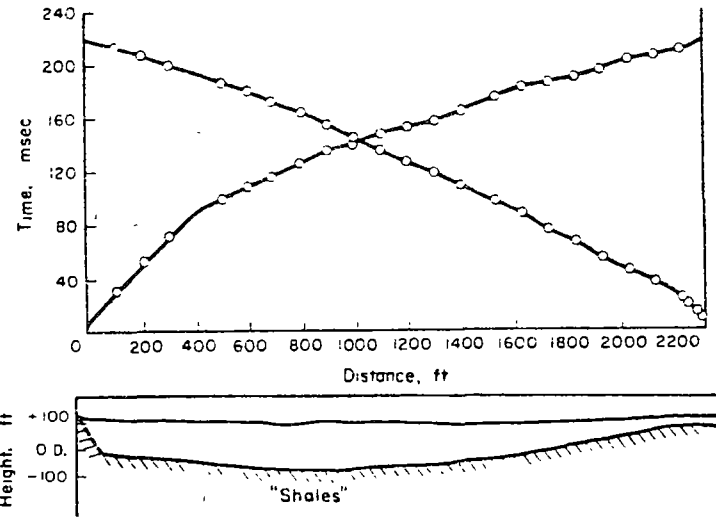


FIG. 5.18. A reversed profile across an irregular interface (Allen 1960).

Another way of appreciating the physical significance of the irregular time-distance graphs of Fig. 5.18 is to realize that the "intercept-time" $2h \cos i_c / V_1$ for a horizontal refractor at depth may be regarded in the more general case of an irregular refractor as being composed of two "delay times"

$$t_s = h_s \cos i_c / V_1 \quad \text{and} \quad t_g = h_g \cos i_c / V_1$$

where h_s and h_g are the thicknesses (measured normal to the refractor) of the top layer at shot-point and geophone respectively. The delay time t_s can be defined (Fig. 5.19) as the difference

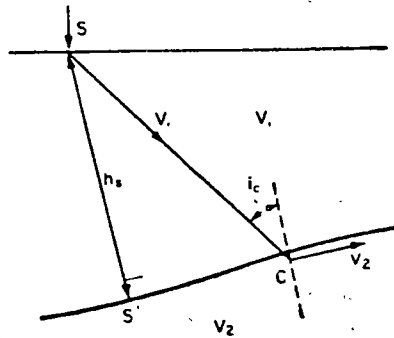


FIG. 5.19. The definition of the delay time

$$t_s = \frac{SC}{V_1} + \frac{S'C}{V_2} = h_s \frac{1}{V_1 \cos i_c} + \frac{\tan i_c}{V_2} = h_s \cos i_c / V_1$$

A similar definition applies to t_g .

between the time actually spent by the pulse in the upper layer, and that which it would have spent in travelling in the refractor at velocity V_2 from a point S' below the shot-point to the point of critical incidence C . In Fig. 5.18 the first of these delay times is constant, but the second increases and decreases with the local depth at the position of the geophone. The total travel-time is therefore increased above the value appropriate to a horizontal interface by an amount depending on the extra depth.

If V_2 is known, together with the depth to the interface at the origin, the form of the interface can be calculated from an un-reversed profile. If the profile is reversed (as is always desirable in case V_2 should vary over its length), then the form of the refractor can be simply found by any one of a number of standard methods. For example, if in Fig. 5.18 the delay times at the two ends of the profile are t_{s1} and t_{s2} , and that at the geophone at a distance x from S_1 is t_g , then

$$\begin{aligned} t_1 &= t_{s1} + t_g + x/V_2 \\ \text{and } t_2 &= t_{s2} + t_g + (X - x)/V_2 \end{aligned} \quad (5.8)$$

where X is the total length of the profile, and t_1, t_2 are the travel-times of the head wave to the same geophone from the two shot-points. Adding these equations we have

$$t_1 + t_2 = t_{s1} + t_{s2} + X/V_2 + 2t_g \quad (5.9)$$

But the total travel-time from one shot-point to the other (in either direction) is the reciprocal time

$$T = t_{s1} + t_{s2} + X/V_2 \quad (5.10)$$

so that

$$t_g = \frac{1}{2}(t_1 + t_2 - T) = 2h \cos i_c / V_1 \quad (5.11)$$

and the depth h at this geophone can be found from the measured times and velocities. It is worth noting that

$$\begin{aligned} t_1 - t_2 &= t_{s1} - t_{s2} - X/V_2 + 2x/V_2 \\ &= \text{constant} + 2x/V_2 \end{aligned} \quad (5.12)$$

so that this time difference plotted against x gives a line whose reciprocal slope is half the refractor velocity. Changes in refractor velocity can be detected in this way. This method is described more fully by Hagedoorn (1959).

In the above discussion we have assumed that the geophones are set out in line with each other and with the shot-point. A basically different arrangement of shots and geophones is used in the "fan" or "broadside" shooting methods. Here the detectors are placed on an arc centred on the shot, or on a line at right angles to the line of shooting, so that the distance is approximately the same for all of them. This plan is particularly suitable for a preliminary location of bodies or structures which can then be explored in more detail by profiling. For example, if the "fan" contains a large steep-sided body of contrasting velocity, Fig. 5.20 makes it clear that the travel-times will show a minimum (if $V_2 > V_1$) for those

paths which pass through the greatest thickness of the body. If the shot-to-geophone distances vary appreciably across the fan it will be necessary to prepare a "normal" time-distance graph for the area and to plot out the departures from it of observed travel-times across the anomalous body. A second "fan" approximately at right angles to the first, will enable the position and extent of the body to be roughly plotted. This method has been extensively

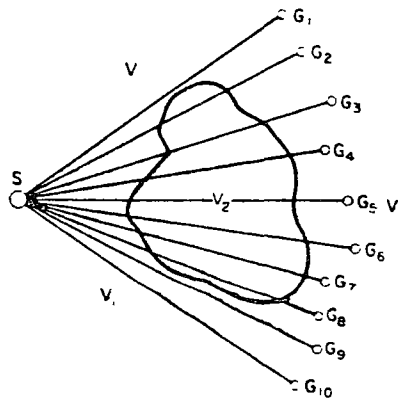


FIG. 5.20. Plan view of "fan" arrangement of geophones for locating a body (not necessarily outcropping at the surface) of high velocity V_2 in homogeneous material of velocity V_1 . The travel-times will be "normal" for geophones G_1 , G_9 and G_{10} and anomalously low for the others.

used to locate salt domes, but could of course in principle locate ore-bodies of high seismic velocity, though the variations in travel-time become inconveniently small if the body has dimensions less than a few hundred feet.

With the same arrangement of shot and geophones, the course of a buried valley may be traced. In this case, the range x is chosen to be great enough for the head wave from the bedrock to be the first arrival at the geophones, so that the travel-time is given by

$$t = x/V_2 + t_s + t_g \quad (5.13)$$

where t_s and t_g are the delay times at shot-point and geophone. As x and t_s are the same for all geophones, variations in t are simply due to variations in t_g , i.e. to the thickness at the geophone of the alluvial layer, the velocity of which is supposed to be roughly constant. Fig. 5.21 shows how the method might be applied: the longer travel-times recorded on G_2 , G_3 and G_4 will show where the next detailed profile for investigation of the cross-

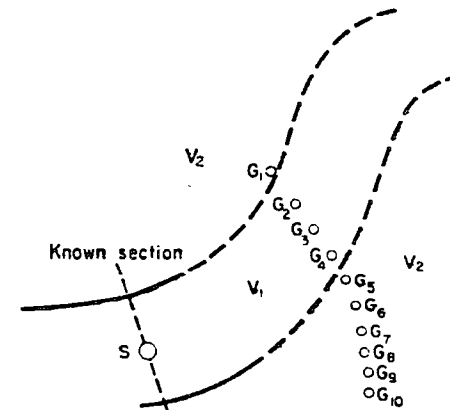


FIG. 5.21. Application of fan-shooting to tracing the course of a buried valley

section of the filled valley should be sited. If the two velocities are very uniform the range used can be as great as the likely course of the valley will allow. If V_2 varies, as for example if there is an unsuspected anisotropy of 20 per cent so that in the direction of G_1 it is 12 ft/msec but only 10 ft/msec in the direction of G_{10} , then at a range of little more than 1000 ft the time differences due to this become comparable with those to be expected from a valley 100 ft deep filled with material of velocity 5 ft/msec. Even in a preliminary exploration of this kind, then, the importance of velocity control is very great.

Limitations on the Reliability and Accuracy of Interpretation of Refraction Surveys

Even assuming that a refraction survey has been properly carried out, with adequate charges to give clear "first breaks", careful surveying of positions of shots and detectors, and so forth, there remain many uncertainties about the interpretation of even such an apparently straightforward pair of travel-time graphs as those of Fig. 5.18. In the first place, near surface irregularities of a low-velocity layer may introduce variable time delays, and a correction to datum should be made as with a reflection survey. The presence of a surface low-velocity layer may be shown by the first observed branch of the graph not passing through the origin, but it may be present only over a part of the profile well away from the origin and so not show itself in this way. For this reason, and because the value of V_1 may well vary over the length of the profile, it is essential to shoot a series of short profiles within the main one, whose only object is to determine V_1 and the time delay, if any, introduced by a layer of lower velocity.

If the control on velocity is good, and the branches of the time-distance graph represent the *only* layers present in the ground, there is no reason why a refractor at a depth of the order of 100 ft should not be plotted to within a few feet. Although this refractor is likely to coincide with a conventional geological horizon, this is not necessarily so, and it is really essential for a refraction profile to be "tied" to known geology either at outcrop or in a borehole, so that the refracting horizons can be identified with certainty.

There are two important circumstances in which the travel-time graph does *not* give the full information about the ground layering. If a layer overlies one of lower velocity, instead of each interface being one of a velocity increase downward, as we have so far supposed, Fig. 5.22 shows that since the refraction at this boundary will be *towards* the normal, there can be no ray travelling below the V_2 - V_3 interface to generate a head wave and a corresponding

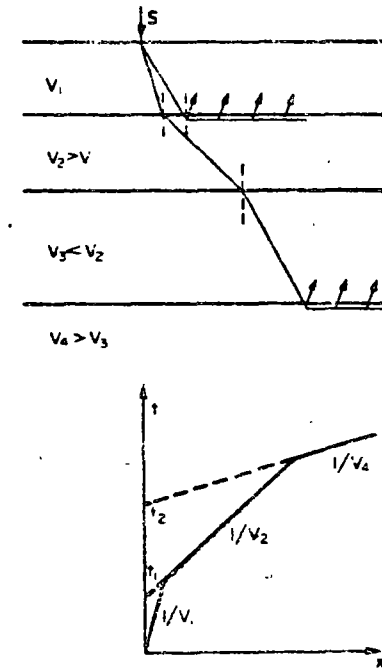


FIG. 5.22. The effect of a downward decrease in velocity.

" V_3 " branch of the graph. If the graph is the only evidence available, the intercept time t_2 will be used to find the depth to the top of the V_4 layer as though the V_3 layer had the higher velocity V_2 , and an over-estimate of depth will result. The over-estimate may be considerable, being determined by the thickness of the V_3 layer and the amount by which its velocity falls short of V_2 .

If one of a series of layers is thin in comparison with its depth, the head wave from it may never reach the surface as a first arrival, since the head wave from the layer below overtakes it at a range at which it still arrives later than the direct pulse. This situation can lead to a misinterpretation if *only* first arrivals are

plotted on the graph. A good example of this is shown in Fig. 5.23, taken from a paper by Soske (1959). The first interpretation as a two layer case (note that the velocity of 23 ft msec is improbably high to represent a third layer, and so is more plausibly interpreted as an "up-dip" apparent velocity of the head wave from the 16 ft msec refractor) is shown to be erroneous by a borehole near the shot-point, which passes through a relatively thin bed of basalt of intermediate velocity. With the addition of the borehole control, or by recording the "second arrivals" of the head wave from the basalt, a correct interpretation is possible. Another example, on a much larger scale, of the possibility of a "blind zone" is the fact that the layer of sediment, perhaps 2 km thick, on the bed of the oceans, does not contribute first arrivals to a refraction profile shot on the ocean surface: the depths and velocities involved in this case are in fact such that the sedimentary layer would have to be more than 10 km thick before it could be detected without making use of later arrivals. The greatest possible thickness of a blind zone can readily be calculated from apparently "two-layer" data if a velocity is assumed for the intermediate layer (Green 1962).

6. THE CHOICE BETWEEN THE SEISMIC AND RESISTIVITY METHODS IN GEOPHYSICAL PROSPECTING

Far more money is spent on applied seismology, and in particular on reflection seismology, than on any other geophysical method. This is partly because it is an inherently expensive method, and partly because it has been found to be more successful than any other in exploration for oil, which is the largest single field of geophysical effort. It does not, of course, follow that the seismic method should be applied automatically to every problem, even if economic considerations are not of over-riding importance. As an example of the way in which the choice may be made, let us consider the problem of delineating the bedrock

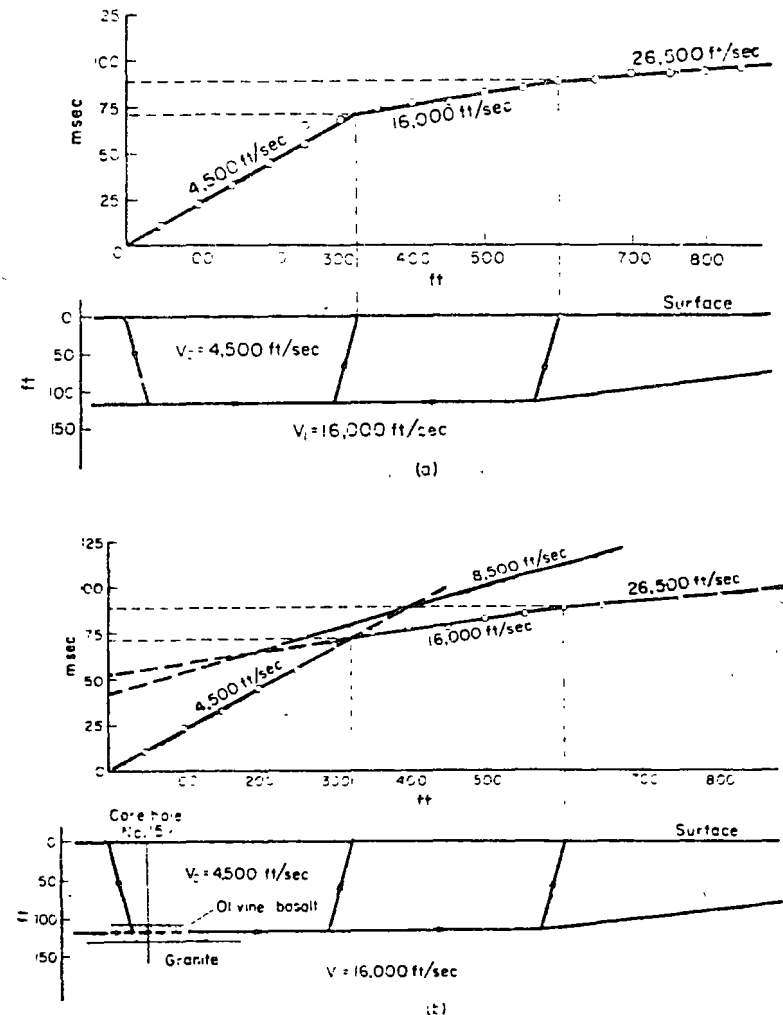


FIG. 5.23. The "blind zone" in refraction seismology. (From Soske, 1959). (a) Erroneous interpretation based on first arrivals only; (b) The structure shown by drilling; with calculated time-distance graph for head wave from second layer.

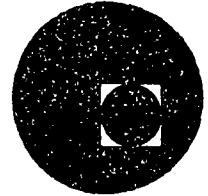
surface under cover of no more than a hundred feet of alluvium along a single line. It is physically possible to solve this problem by placing either a set of boreholes, or a set of resistivity depth-probes (see Ch. II and III), or a set of geophones, at intervals along the line. If cost is the only consideration the resistivity method will certainly be used, with the seismic method as second choice, as the cost of drilling a set of holes to give equally closely spaced values of the depth to bedrock will be very much greater than either of the geophysical methods, even allowing for the fact that they would need one or two boreholes as control points. When the quantity and quality of information obtained by the three methods is taken into account, however, a different decision may well be made. The resistivity method might still be chosen if rather large (± 20 per cent) errors in the depth are tolerable, but often the nature of the work will be such that the greater accuracy (about ± 10 per cent in a typical case of this kind) of the seismic method might more than pay for its greater cost. Another point to be considered is whether the velocities determined in the one case are likely to be more diagnostic of the ground properties in which one is really interested than are electrical resistivities. A series of closely spaced boreholes will give greater accuracy still, but hardly a gain in keeping with the extra cost, particularly when it is remembered that any gain of accuracy in point measurements may be more apparent than real unless the points are very closely spaced indeed. The information (other than depth) obtained by boring is of course much more than that given by either geophysical method, but may be too definite if the bedrock or overburden are so variable that a knowledge of their average properties is of more use than a limited number of spot checks.

It is of some interest to speculate how the relative value of these three techniques is likely to change as a result of technological advances. Both the cost of drilling and the nature of the information it provides seem unlikely to change appreciably, and the same may be said of the electrical resistivity method. The equipment required for this is already cheap (about £200) and the cost of a

resistivity survey is mainly in the time taken to carry it out and interpret the results, which cannot be greatly reduced. The seismic method, however, with the advent of light, transistorized equipment and simple impact sources has come to compete in cost with resistivity measurements for shallow investigations, and it is now often possible to make the choice between them on scientific rather than on economic grounds.



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



I N G E N I E R I A G E O L O G I C A

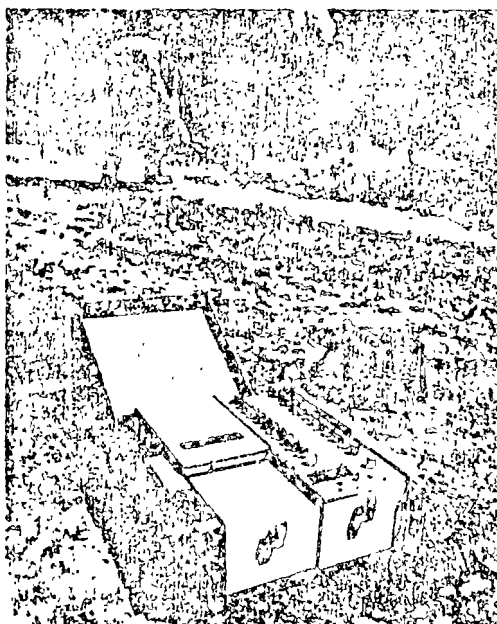
ANEXOS

ING. SALVADOR GARCIA DURAN

JULIO, 1978.



GUIDE FOR SELECTION AND APPLICATION OF
SHALLOW EXPLORATION SEISMOGRAPHS



I INTRODUCTION

This report is intended to provide technical information to prospective users of shallow exploration seismographs. It contains information on generic types of instruments, applications, selection guidelines, and descriptions of individual geometrics Nimbus products. The Nimbus related information includes applications, advantages, limitations, accessories and other necessary items.

It is not intended to convey details on field techniques, data reduction or interpretations, nor will it duplicate information on individual data sheets describing the instruments. These subjects are covered in other literature which is available on request from geometrics Nimbus.

II APPLICATIONS OF SHALLOW EXPLORATION SEISMOGRAPHS

The term "seismograph" is used to describe instruments used for subsurface exploration and for earthquake detection. Instruments described here are only those used specifically for shallow subsurface exploration, normally no deeper than 250 meters and typically less than 100 meters. The word seismograph implies a graphic recording output, but the term is commonly used to describe instruments, such as seismic timers, which do not have that capability.

A seismograph's basic task is to measure the time between an explosion or impact, and the arrival of the shock wave at some other location. These travel times depend on the propagation of the elastic waves through the subsurface materials, which is of course dependent upon the geometric shapes and velocity contrasts among the subsurface bodies. The arrival times at several different locations are used to deduce the dimensions and velocities. That information is used to predict the configurations and types of materials.

A Depth of Weathered Layers

The most general application is determination of the depth of the weathered layers or depth to bedrock. This basic refraction survey is usually described as an introduction to the seismic technique. Very near surface material is commonly gradated into soil, weathered rock, and bedrock, each respective layer having higher seismic velocities. The survey yields the depth to the upper surface of each layer. If any of the layers are irregular, the depth fluctuations can be plotted, as well as angles when the layers dip. Horizontal discontinuities in materials are also readily detected.

B Rippability Surveys

Rippability surveys, made popular in the late 1950's, are a special case of the depth-to-bedrock application. This survey's goal is to evaluate the costs of excavating to a specific depth. Velocities are determined to the depth of the cut. From the velocities an estimate is made of whether the material can be ripped by a crawler tractor, or whether it will have to be done with explosives. Some of the tractor companies and ripping tooth manufacturers publish booklets with tables and graphs detailing what velocities can be ripped by various combinations of equipment.

As a general rule, ripping may become marginal at velocities exceeding 2500 m/s (8000 ft/sec), but there are wide variations and reference material should be consulted. Even then, the best estimates of rippability involve combining the seismic information with other factors that are best determined by experience. A user should examine the rock and compare other projects in the area where the same types of materials were excavated. Allowances should be made for traction, relaxation after overburden removal, and the numerous other factors contributing to the profitable work. It's best not to consider seismic exploration as a fail-safe cure-all, but one of several inputs to determine economics of ripping. However, an inexpensive rippability survey will sharpen your bid advantage and help prevent economically disastrous estimating errors.

The amount of skill required to perform this type of investigation has on occasion been understated and the survey has been overpromoted as requiring little or no expertise. This is true for many projects, but some amount of experience is beneficial in obtaining quality information. That is not to say that it requires extensive experience and scientific knowledge,

but you should not send untrained personnel and expect reliable information. It's best if one or two staff members do the work on a regular basis, as the special teams used for surveying and compaction tests.

Pipeline alignments use the same type of survey except that it involves shallower depths. In this case, the procedures and analysis are much simpler and can be used to cover large distances in a short time.

C Groundwater Surveys

The actual depth to the groundwater can often be determined because the saturated layers will have a higher velocity than the upper dry materials. However, the actual velocity will vary and the saturated layer cannot be readily diagnosed with great reliability (resistivity is more effective, especially when combined with seismic). Determining the best place to drill a well is the real application in groundwater development. The seismic survey is used to locate geologic conditions that are conducive to collection and extraction of groundwater. Specifically, these include fractured areas and collection areas like stream channels or other bowl-shaped depressions. As is often the case in other applications of seismic exploration, the survey is used to supplement analyses that the groundwater hydrologist normally uses in his profession.

D Landslide Investigations

A seismic survey can map the depth and breadth of loose material. Landslide material will have a lower velocity than the base material, and this is easily determined with seismic exploration. The measured velocities can be used to make qualitative estimates of the internal movement and relative mobility of the material. This application is particularly significant because of the

G Engineering and Foundations

Seismic surveys can be used early in a project to make preliminary site investigations, preferably before making final site selection and prior to any drilling program. The cost is quite small compared to the alternatives. After the site is selected and drilling commences, additional seismic exploration can extend the information horizontally and expand on the amount of information derived from conventional soil testing.

H Shear Wave Measurements

For the more significant man-made structures, detailed seismic studies are required, including downhole and crosshole shear wave velocity measurements. Most typical of these are nuclear power plant sites. Shear waves are much more diagnostic than P-waves in terms of engineering properties, since they are dependent on shear strength rather than compressive strength. The Nimbus ES - 1200 is probably the best instrument available from any source for this type of survey. An application note entitled, "Shear Waves Techniques and Systems" is available by request covering techniques and equipment for shear wave measurements.

I Foundation Site Response

The foundation site response is a special type of engineering survey, this investigation requires the determination of both P- and S-wave velocities. From these parameters, calculations of Poisson's Ratio can be made. If the density can be determined, further calculations may be made for Shear Modulus, Young's Modulus, and the Bulk Modulus. Although these are linear, dynamic characteristics, they can be used in computer model

difficulty and danger of using drilling machines on active landslides.

E Gravel Deposits

The depth and extent of a gravel deposit can be easily mapped with a seismic survey. From these figures, the quantity in any particular deposit can be predicted to determine the advisability of development.

F Mining Applications

Seismic exploration uses in mining are somewhat varied, but they usually are employed to delineate subsurface structures that are conducive to mineral deposition, rather than for direct detection. Typical of these are placer deposits. Old stream channels can be mapped, including the depth to bedrock, to predict their location and the necessary depth of excavation. Faults and dikes can be located which have an effect on mineral deposition. Information derived from boring programs can be expanded horizontally at much less expense than with additional boreholes.

Expanded use is being made of shallow reflection surveys (see L) in mining. This technique provides better mapping of buried features than conventional refraction.

A relatively new technique in coal exploration involves the use of seam waves. In this application, a downhole energy source is used in conjunction with a downhole detector in an adjacent borehole. If the coal seam is continuous between the holes, seam waves will be readily transmitted between the two points. If the seam is interrupted by a fault or stream channel, the distinctive waves are not transmitted across the boundary.

G Engineering and Foundations

Seismic surveys can be used early in a project to make preliminary site investigations, preferably before making final site selection and prior to any drilling program. The cost is quite small compared to the alternatives. After the site is selected and drilling commences, additional seismic exploration can extend the information horizontally and expand on the amount of information derived from conventional soil testing.

H Shear Wave Measurements

For the more significant man-made structures, detailed seismic studies are required, including downhole and crosshole shear wave velocity measurements. Most typical of these are nuclear power plant sites. Shear waves are much more diagnostic than P-waves in terms of engineering properties, since they are dependent on shear strength rather than compressive strength. The Nimbus ES - 1200 is probably the best instrument available from any source for this type of survey. An application note entitled, "Shear Waves Techniques and Systems" is available by request covering techniques and equipment for shear wave measurements.

I Foundation Site Response

The foundation site response is a special type of engineering survey, this investigation requires the determination of both P- and S-wave velocities. From these parameters, calculations of Poisson's Ratio can be made. If the density can be determined, further calculations may be made for Shear Modulus, Young's Modulus, and the Bulk Modulus. Although these are linear, dynamic characteristics, they can be used in computer model

studies to calculate the dynamic site response of a particular foundation. Thus, it can be anticipated how the foundation will respond to an earthquake. That information is used in the structure design, often allowing less conservative safety margins and reducing the cost of the building.

J Fault Location

Seismographs are often good for mapping both active and dormant earthquake faults. Applications may involve detecting the low-velocity gauge zone in an active fault, locating subsurface offsets, or mapping the velocity change which appears when dissimilar materials are on opposite sides of the fault. The technique works well by itself in many cases, but is most reliable when combined with magnetic (and occasionally resistivity) surveys.

K Archeology

Archeological surveys usually involve locating large, buried stone objects. One user reported locating Indian tent sites because the ground there was compacted, increasing the seismic velocity. Caverns can be detected in many instances, but this application requires special techniques and is not recommended for beginners.

L Reflection Surveys

Elastic waves are reflected whenever they impinge on an interface between materials of differing velocities. These reflections can be detected on the surface by using a Nimbus seismograph, although in some instances they are difficult to recognize when masked by other signals. The use of reflections offers a number of advantages over refraction surveys including shorter

spreads for the same depth coverage, better delineation of structure, and the ability to detect lower velocity layers. They are, however, much more difficult to achieve, require some special techniques, and do not provide velocity information. This is not a recommended tool for inexperienced users, but are somewhat simplified with the newer instruments such as the Nimbus ES - 1200 and ES - 2400.

M Vibration Measurements

Vibration measurement studies differ from normal exploration in that the goal is to actually measure the intensity of vibration from some source rather than determining geologic structure. Performance requires a seismograph with a permanent record and calibrated amplifiers and geophones. The goal is usually legal protection in the case of construction blasting or pile driving. Other applications include attenuation measurements and determination vibration characteristics of structures and foundations.

III TYPES OF EXPLORATION SEISMOGRAPHS

As previously discussed, the function of a seismograph is to measure the time between some impulse and the arrival of the vibration at some other point. The impulse is usually an explosion, sledgehammer blow, weight drop or any number of mechanical sources. A number of innovative methods have been used to measure these arrival times, and most variations are described here. In the case of the mechanical sources, the initial timing is usually provided by an impact switch or vibration sensor at the source point. When using explosives (and some high speed mechanical sources), timing is provided by a signal from the detonator.

Single-channel instruments normally use a sledgehammer, and the impact position is moved around to provide the timing from several points needed to analyze the results. With explosives, it is normal to use a number of geophones located at various distances to detect the arrivals from a single shot. Explosives can be used with a single-channel instrument, but it requires setting off several charges at different points which is a cumbersome task. This route may be selected if you occasionally need to survey deeper than you can penetrate with a hammer. There is no real limit on the depth coverage with explosives.

A Seismic Timers

Seismic timers are the simplest type of instrument. The basic operation is similar to a very fast, electronic stop watch. A switch on the sledgehammer is used to start the clock, and the signal from the geophone provides the stop signal. The display is a digital readout. Because of their simplicity, these instruments can be extremely lightweight, compact and inexpensive.

The range is limited, generally being confined to 10 meter depths except in

unusually good conditions. Care must be taken to operate the instrument properly. The operator must adjust the sensitivity to give the best range and interpret the readings carefully. It helps considerably to be an experienced user, and have good conceptualization of the idealized waveform.

They are excellent for many applications that do not involve surveys to great depths. Outstanding among these are rippability surveys for pipelines and swimming pools, as well as geologic reconnaissance. Many field geologists have become quite attached to the Nimbus Pocket-Seis™ and rely on them routinely in their work.

B CRT Display Seismographs

The CRT display or oscilloscope type seismographs are the simplest units which actually display the vibration waveform on a screen. Since the waveform can be seen, they are superior to the timers. This is because an observer can make a better selection of arrival time than can an electronic circuit, (especially in the presence of noise). The CRT seismograph may be a commercial unit or it may be a modified industrial type oscilloscope. Commercial products are "real time" instruments, which means that the waveform is displayed very briefly while the spot traverses the screen. Modified oscilloscopes often make use of a storage CRT which will hold the display for some time, allowing a leisurely examination of the waveform. None of these instruments are as satisfactory as an enhancement type seismograph, and are almost as expensive. For those reasons, this type is not usually recommended.

C Enhancement Seismographs (CRT Display)

These instruments resemble the CRT display seismographs physically, but contain extra circuitry to process the vibration signal. The vibration waveforms are stored in a digital memory, and the contents of the memory are continuously displayed on a screen. When the seismic impact is repeated, the new signal is added to the old one, resulting in a larger amplitude signal. Impacts can be repeated several times and each time the signal grows larger. The random vibrations which normally interfere with the seismic signal do not grow at the same rate. In fact they tend to cancel out each other. Consequently, surveys can be done to greater depths than with conventional (nonenhancement) seismographs. More accurate time measurements can also be performed.

The signal enhancement seismograph is the easiest to use. This is primarily because you can see the waveform clearly, and because of the basic simplicity of the system--a single hammer and geophone. They are also relatively inexpensive. An excellent allround choice for most applications because they will handle a great majority of the shallow seismic work. They are also excellent for teaching, being safe and inexpensive to operate, plus showing the waveforms (essential to learning the principles).

D Oscillographic Seismographs

Oscillographic seismographs record the vibration signals on a chart. Normally these are multichannel instruments used with an array of geophones, each with their own trace on the record. This type of instrument is commonly used with explosives, and is preferred by the professional geophysicists. The majority of the instruments have twelve channels, although twenty-four and six channels are common.

These instruments are most effective when surveying lines longer than 100 meters, and when a significant amount of work makes them cost-effective. They are also preferred when comparisons need to be made among several traces such as in shear wave or reflection surveys. A permanent record is available which is necessary in many applications.

E Multichannel Enhancement Seismographs

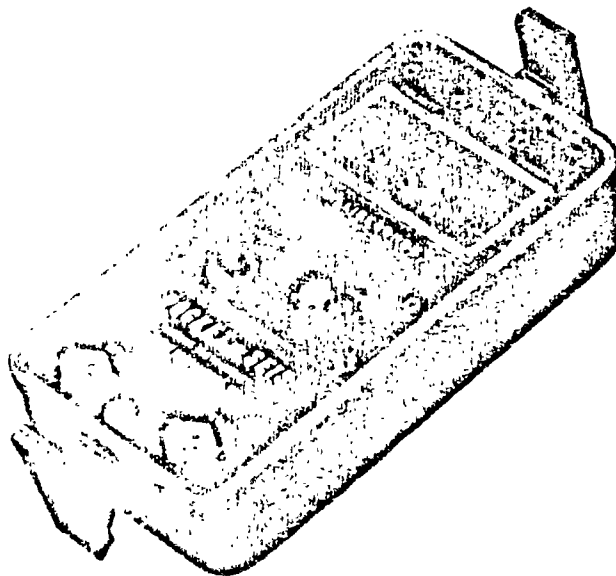
These instruments combine the advantages of multiple channels with enhancement. As such, they offer the production and analysis advantages of multichannel and the timing accuracy and hammer range of enhancement. They can be easily used with explosives when desired, or with weight drop systems where explosives are prohibited. Usually, this type of instrument is a better choice than a conventional oscillographic type, since the difference in cost is small and there are so many significant advantages.

F Deep Reflection Seismographs

Petroleum exploration is the most utilized application of deep reflection. They employ a large number of channels and record directly onto computer compatible magnetic tape. They are not generally used for shallow seismic exploration because of the expense in equipment and personnel. A few of this type are occasionally used in mining exploration.

IV NIMBUS INSTRUMENT PRODUCT DESCRIPTION

This section includes an individual description of each product. It is intended to supplement the regular data sheets and short form catalogs, so information in those publications will be omitted or summarized. Each description will include: product description, applications, advantages, limitations, accessories included and other necessary items.



A Model ES-1A Pocket-Seis™

Description:

The ES-1A is a miniature, hand-held seismic timer. It is used with a sledgehammer for surveying to shallow depths. Typical depth coverage is 10 meters, extending to 20 meters in good conditions and decreasing to 5 meters in bad conditions. The seismic timer is inexpensive.

Applications are primarily shallow rippability and geologic reconnaissance. There is some use in mines for evaluating rock competency, and is occasionally used in teaching, but the ES-125 is superior for that purpose.

Advantages:

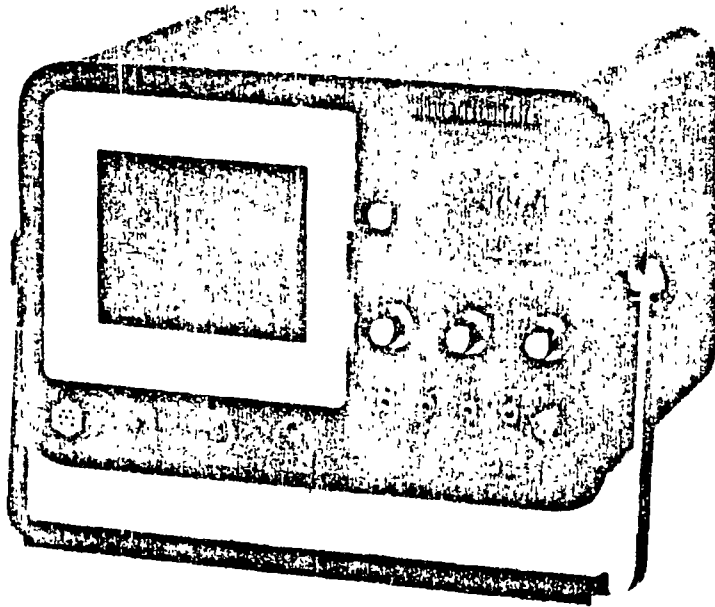
It is inexpensive, highly portable, offers high production rates for shallow work, can be operated by one person, has proven design with excellent reliability, and is good for remote areas.

Limitations:

Has limited range, and may prove difficult to use properly by inexperienced personnel.

Accessories Included are hammer switch, geophone, 100 ft. (30 m) cable, battery set, manual, clipboard, graph pads and carrying case.

Necessary Items are a hammer, striking plate, and measuring tape. The plate is available from Nimbus, but the hammer and tape should be secured locally by the customer. Additional cable, EC-1, may be purchased if the 100 ft. cable is found too short for some applications. The instrument can be triggered by the source vibration if the customer purchases a GS-1 geophone start amplifier and an extra geophone, GV-1. This option is used occasionally when the customer wants to use a mechanical energy source or explosives.



B Model ES-125 Signal Enhancement Seismograph

Description:

This is a single-channel enhancement seismograph with a CRT display. The new design replaces our older ES-100 instrument and incorporates several improvements over that product. This quality, inexpensively-priced instrument is probably the best in this class.

Applications are shallow exploration, including most of those listed earlier, rippability, groundwater, fault location, foundations, landslides, etc. It is most applicable to those surveys of depths less than 30 meters. Beyond that range, it may be necessary to use explosives, which is generally impractical with a single-channel instrument. It is particularly good for teaching, excellent for smaller soils and foundation firms with occasional use for seismic, and highly recommended for larger firms to use on the smaller jobs where economy is important.

Advantages:

It is easy to operate, inexpensive, low operating cost, high production for shallow surveys, safe, reliable, highly portable, and a one-man operation.

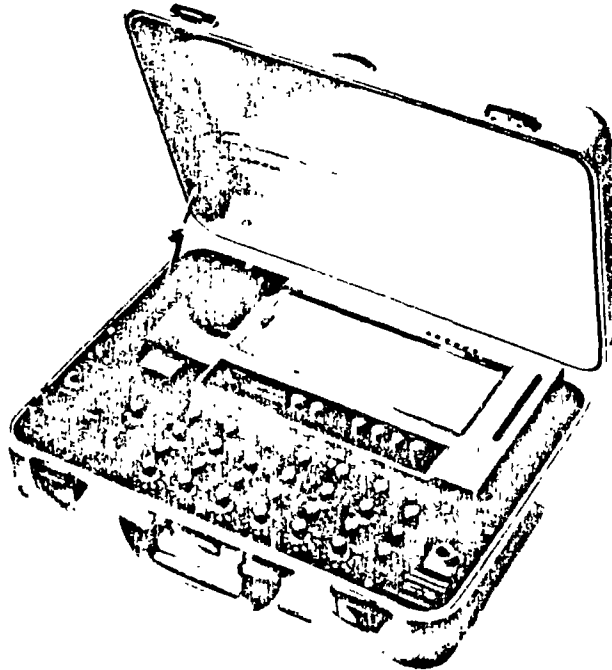
Limitations:

This is difficult to use for surveys deeper than 30 meters.

Accessories Included are hammer switch, 300 ft. (90 m) cable, geophone, striker plate, charger, and manual.

Necessary Items are a hammer, and measuring tape. Customer may elect to purchase an additional extension cable (EC-3) and an additional geophone (GV-3) to utilize both input connectors or to extend range in those cases where 300 ft. is insufficient. If customer is interested in shear wave surveys, he should purchase a horizontal geophone (GH-3) and either a C-5 camera or an ESR-100 strip chart recorder. The recorder is best, giving good clean reproducible records, but the camera can do the job for less money. If the customer will have occasional need to use explosives, he might consider the high voltage blaster, (HVB-1). An alternative is the geophone start (GS-2) and an additional geophone (GV-1) for triggering from the vibration from an explosion or mechanical impact. If the internal eight-hour battery life is insufficient, an external battery, power cord, and charger could be used. For those interested in downhole shear waves, we can provide appropriate sensors.

Emphasis should be made that the basic kit will satisfy most of the customer's needs, and these accessory items should be considered as special items for special applications.



C Model ES - 6 Engineering Seismograph

Description:

The ES-6 is an analog, oscillographic seismograph with six channels. Some of the better features include the filters and gain calibration. Vibration monitoring as well as normal seismic exploration can be done with the ES-6. The record is permanent on 90 mm wide paper. There are six galvanometer traces plus a seventh timing trace.

Applications are refraction surveys with sledgehammer or explosives, and vibration measurements. Customers have reported getting good reflection data, probably because of the versatile filters. The vibration monitor produces quality results. It is good for shear wave surveys of surface refracted and downhole type. Probably not the best method for crosshole, because of limited timing resolution. Excellent for use in teaching. Not generally preferred by professional geophysicists because of the limited number of channels, but still the instrument of choice when the customer wants to do vibration measurements and exploration surveys.

Advantages:

Does vibrations and surveys, filters, calibrated gains, works well with hammer, built-in blower, and is low cost.

Limitations:

When compared with other nonenhancement oscillographic seismographs, the main weak point is the number of channels.

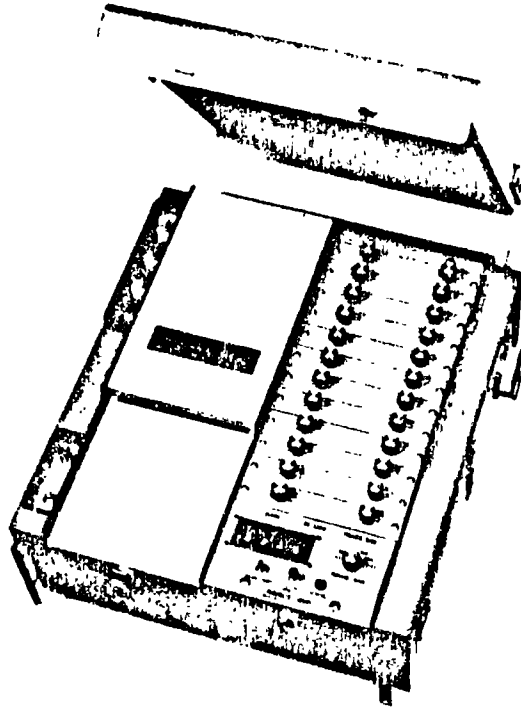
Accessories Included are battery pack, charger, manual, and spare lamp.

Necessary Items for refraction surveys, one spread cable (two is better), six vertical geophones, one hammer switch, one hammer switch extension cable, and ten rolls of film. For spares its convenient to have an extra vertical geophone, an extra hammer switch, and a couple of lamps. The strobe light timing is a popular option, this draws timing lines across the record in lieu of timing on the seventh galvanometer.

For vibration measurements, one or two tri-axial vibration packages is needed. Thought should also be given to ordering the ES-6-VM model, which has the gain switch calibrated differently and more conveniently for vibration work. (The standard model has gains of 1-2-5-cm/in/sec, so that larger numbers are higher gains. The VM model has the largest gains on the lowest numbers so it reads 1-2-5-in/sec/cm).

The high frequency galvanometers are sometimes ordered by users who need the faster response, such as in borehole surveys and some vibration monitoring applications.

The dual range active filters are used by customers who want to measure the response of buildings and similar situations where low frequencies are important.



D Model ES-1200 Signal Enhancement Seismograph

Description:

This is a 12-channel oscillographic seismograph with signal enhancement. It can also be used as a nonenhancement unit when desired. As such, it offers a good combination of features that have made it a very popular and successful instrument. It can be purchased with fewer channels at a discount, and upgraded at a later time. The electronics portion of the ES-1200 can be purchased separately to be used to upgrade an oscillograph from an older system.

Applications are for all type of refraction surveys, as well as some reflections. This is the best instrument available for crosshole and downhole shear wave surveys. It is also excellent for refracted shear waves. It is possible to use for vibration monitoring, but inconvenient. When the lower cost ES-125 cannot effectively handle an application, this instrument is recommended.

Advantages:

The ES-1200 has good range with mechanical sources. It is easy to use with explosives, has high timing accuracy, multiple play-backs of record, is compact and lightweight, reasonably priced, fast sampling rates, variable record length and time.

Limitations:

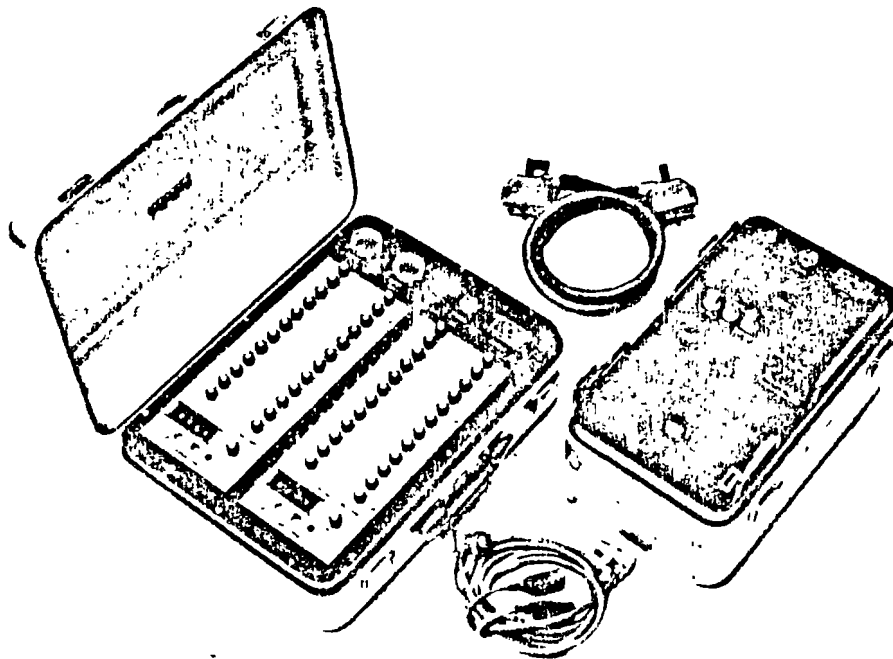
This is slightly more difficult to operate than conventional seismographs. Unless CRT is ordered, it is necessary to write a record to check data.

Accessories Included are battery pack, charger, manual and spare lamp.

Necessary Items are a set of spread cables, geophones, a hammer switch, hammer switch extension cable, a blaster, and ten rolls of film. CRT display and/or the magnetic tape recorder may be desirable. The CRT display is physically similar to the ES-125 seismograph and it includes the battery so that the user doesn't have to carry any more pieces of hardware.

The spread cable uses the popular Cannon NK-27-21C connector, and if a set of spread cables and geophones are available, chances are that they can be used with the ES-1200.

For more unique applications, we have horizontal geophones and downhole packages. It might also be advisable to purchase a spare geophone and a spare hammer switch.



E Model ES-2400 Signal Enhancement Seismograph

Description:

The ES-2400 is a 24-channel signal enhancement seismograph. It is packaged as two separate boxes, a Nimbus electronics package and an OYO oscilloscope. The electronics portion is also available separately for upgrading conventional systems.

Applications are essentially the same as the ES-1200. Normally this unit would be purchased by serious, fulltime geophysicists that do a lot of production work and survey to deeper depths.

Advantages:

Essentially the same as the ES-1200.

Limitations:

None of any significance.

Accessories Included are power cables, battery pack, spare lamp, charger, and manual.

Necessary Items are the same comments and accessories as the ES-1200. except that you will need two of each spread cable and 24 geophones.

V Selecting an Instrument

A seismograph will probably be used for a wide variety of applications, so you should consider the possibilities as well as budgetary limitations. The following table is included as a general guideline:

APPLICATION	ES-1A	ES-6	ES-125	ES-1200	ES-2400
Outcrop velocities	E	P ¹	E	G ²	G ²
10 m depths	G	G	E	E	G ²
30 m depths	---	G	E	E	E
100 m depths	---	P	P ³	E	E
Crosshole shear	---	P ¹	E	E	G ²
Downhole shear	---	G	F ⁴	E	G ² °
Up-downhole P	G	F ¹	E	E	E
Refracted shear	---	G	F ⁴	E	E
Reflections	---	F	P ⁴	G	G
Vibration measurements	---	E	---	P ⁵	P ⁵

E = Excellent, G = Good, F = Fair, P = Poor

Notes:

- 1) Lacks sufficient timing accuracy for this work.
- 2) Downgraded because of cumbersomeness or too much instrument for this work. However, will produce excellent data when used for this application.
- 3) Requires explosives or large mechanical energy source, a time consuming process with one channel. However, can produce good data for occasional use in this manner.
- 4) Can produce excellent data when used for this application, but should be used with a recorder so that multichannel instrument is emulated. More time consuming than with multichannel. May be a good choice if only an occasional use.
- 5) Requires field use of calibration oscillator. Not convenient, but possible.

A Items to Remember When Making A Decision

- 1) Utility companies interested in the first few feet, the Pocket-Seis is a good choice.
- 2) Smaller soil firms with occasional use for seismic, contractors to do rippability, teaching seismic exploration at the undergraduate level, occasional shear wave surveys, and all other applications involving the first 30 meters down, the ES-125 would be the best instrument.
- 3) Serious professionals who regularly survey below 30 meters, doing larger amounts of shear wave work, and want to experiment with reflections, we recommend the ES-1200 or ES-2400.
- 4) Vibration measurements and occasional seismic, the ES-6.

VI APPENDIX

Nimbus can provide spread cables and geophones selected for use with our equipment as well as other manufacturers.

The multichannel instruments (ES-6, ES-1200, and ES-2400) require spread cables. Most professional users have an assortment of spread cables for different jobs. The spread cables have geophone connectors (called takeouts) at specific intervals, so that when the cable is stretched out they provide the length measurement. Popular 12-takeout cables are 20 foot and 50 intervals (called 220 and 550, for the distance between the first and last takeout). Less common are 110 and 1100 foot cables. Naturally a 220 or 550 can be used as a 110 by pulling in the cable to a shorter length. Customers in countries outside the U.S. may want metric intervals which are available.

As an approximation, the depth coverage is about $1/3$ the length of the survey line. Common practice is to fire a shot at each end of the line and again some distance from each end to increase depth coverage. When calculating the total length of the cables, be sure and allow for the cable on each end in addition to that between the takeouts. Usually, this should be equal or greater than the interval between takeouts. A 550 cable would be 650 feet long overall, and that number is used to compute the selling price from the price schedule.

If you want to do downhole shear wave measurements, you will need a borehole geophone assembly. Some simple crosshole work can be done with a simple vertical geophone, but a tri-axial package (one containing three geophones) is preferred. Nimbus can provide the OYO Model 3310 or 3320 Borehole Pick. This is a complete system containing the downhole sensor with a water inflated rubber bladder to clamp it in the hole. It comes with a 100 meter cable, 100 meter

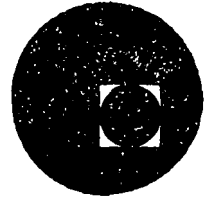
hydraulic tubing, reservoir type water pump, carrying case, tool kit, and spare parts. The Model 3320 has these items plus a hydrophone, flux gate compass, and a readout box for the compass. Model 3310 is considerably less expensive and completely adequate for most work, unless the customer has some specific need to know the orientation of the probe.

The problem can also be solved less expensively if the customer wants to purchase a simple downhole sensor and provide his own clamping system. A popular method is to attach a bicycle innertube to the sensor and inflate it with a tire pump. Nimbus can quote these assemblies on request excluding the clamping hardware. These types of systems do the job, but are generally difficult to make work reliably and are a nuisance in the field.

Spare part kits are available for most of our instruments. These contain hardware items and extra assembled circuit boards which can be used to make many repairs if necessary.



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



INGENIERIA GEOLOGICA

LA DISOLUCION DE LAS CALIZAS Y CRITERIOS EN LA
SELECCION DE SITIOS PARA PRESAS.

JULIO, 1978.

LA DISOLUCION DE LAS CALIZAS Y CRITERIOS EN LA SELECCION DE SITIOS PARA PRESAS.

INTRODUCCION.

Uno de los problemas más difíciles que se encuentra un Ingeniero Geólogo puede ser la valoración de la impermeabilidad de un embalse en un terreno de calizas. Si las cavernas y túneles de disolución están bien desarrollados, el problema potencial es obvio, a veces, las fugas pueden ser catastróficas a través de una red de túneles pobremente desarrollados bajo una topografía, la cual no muestra ninguno de los rasgos cársticos clásicos. Por eso es necesario comprender las condiciones que gobiernan este fenómeno para poder deducir el alcance de él en el sitio escogido como embalse.

Comenzaremos describiendo qué se entiende por carst, para conocer el fenómeno y luego analizaremos los principales factores que lo gobiernan, para finalmente lograr conclusiones y luego describir ejemplos prácticos.

¿QUE ES EL CARST?

La palabra carst es un término amplio aplicado a rocas calcáreas o dolomíticas que poseen una topografía peculiar y que es el resultado de la disolución subterránea y de la desviación de las aguas superficiales hacia cauces subterráneos. El término proviene de la franja estrecha de una meseta de caliza de Yugoslavia y de las porciones adyacentes de Italia que limitan con el mar Adriático, donde se presenta un conjunto extraordinario de caracteres dependientes de la disolución subterránea.

La mayoría de las áreas cársticas notables están en regiones donde debajo de la superficie hay calizas, aunque en algunas localidades las rocas son dolomías o calizas dolomíticas. Los caracteres derivados de la disolución se pueden desarrollar en otras rocas solubles tales como yeso y sal de piedra o sal gema, pero en general carecen de importancia debido a la limitada extensión areal de estas rocas.

La comprensión de los variados aspectos de la topografía cárstica sólo puede obtener estudiando varias regiones, dado que muestran etapas distintas del desarrollo cárstico y diferentes tipos de estructuras geológicas.

Además de las ya mencionadas, hay innumerables áreas donde los caracteres cársticos están presentes, pero no dominan el paisaje. Esto puede ser el resultado de la topografía juvenil del paisaje de caracteres cársticos, pero más comúnmente es atribuible a la ausencia de una o más de las condiciones esenciales previas para el desarrollo cárstico ideal. Dondequiera que se encuentre roca soluble, tales como caliza, dolomita, yeso, sal de roca o sal gema por de

bajo de la superficie terrestre, se debe esperar alguna disolución.

¿Cuáles son entonces, las condiciones que se deben cumplir para desarrollo del carst por excelencia? Las condiciones esenciales que contribuyen al desarrollo máximo del carst son cuatro: Primero, en la superficie o cerca de ella debe estar presente una roca soluble, preferentemente caliza, entre más pura más soluble. La dolomita puede ser suficiente, pero no es tan fácilmente disuelta como la caliza. La creta es soluble, pero por lo general carece de uno de los otros requisitos previos. Segundo, y éste es uno de los factores más importantes, la roca soluble deberá ser densa, altamente diaclasada y preferentemente en estratos delgados. Este es un punto que con frecuencia es olvidado por las personas que carecen del conocimiento directo de la topografía cárstica, es decir, entre más permeable sea, más favorece la disolución.

La permeabilidad es favorable en cuanto es permitida por los numerosos planos de estratificación y las diaclasas.

Una tercera condición esencial para el mejor desarrollo cárstico es que haya valles principales encajonados por debajo de las tierras altas, que tengan un subyacente de roca soluble y bien diaclasada. Es esencial que el agua subterránea pueda descender a través de la caliza, actúe con su trabajo de disolución y emerja en los ríos superficiales. Es decir, entre más cuenca de captación de agua tenga una zona caliza más se favorecerá la disolución, ya que ésta es función de la cantidad de agua que haya logrado pasar a través de la caliza.

Finalmente, dicha región por lo menos debe tener una cantidad moderada de precipitación. Es significativo que casi todas las regiones cársticas notables están en áreas con precipitación de moderada a abundante. Una excepción aparente es el área de Yucatán, pero probablemente durante las épocas pluviales del Pleistoceno la precipitación quizás haya sido considerablemente mayor de lo que hoy en día.

CARACTERISTICAS MORFOLOGICAS MAS COMUNES.

Terra Rossa. La disolución superficial y cerca de la superficie realizada por aguas descendentes, generalmente deja un residuo de un subsuelo rojo, arcilloso, que cubre la superficie y se extiende en profundidad a través de las diaclasas abiertas. Este material puede estar ausente de las pendientes empinadas, pero es característico que esté presente en las pendientes de moderadas a suaves. Puede variar en espesor de unos pocos a muchos decímetros y puede ocultar por completo la superficie rocosa. Se le ha aplicado adecuadamente la denominación de terra rossa. La terra rossa se asemeja en apariencia al suelo laterítico de los trópicos, si es que en realidad no es una especie de ellos. De cualquier manera, de ningún modo está limitada a localidades tropicales y subtropicales.

Lenares o lapiaces. Localmente, donde el relieve es considerable, las superficies de las calizas están desprovistas de terra rossa y aflora una superficie grabada, alveolada, acanalada, con surcos y de otra manera áspera, a la cual comúnmente se le aplica la denominación de lenar o lapiaz.

Los sumideros y las formas asociadas. La forma topográfica más común y de distribución más amplia en el terreno cárstico es el sumidero. Los sumideros se encuentran por cientos de miles en cualquier área cárstica importante.

Topográficamente, un sumidero es una depresión que varía en profundidad desde una mera hendidura de un metro más o menos, hasta un máximo de 30 m. ó aun más. La mayoría de ellos varían en profundidad desde 3 hasta 10 m. En área, va desde unos pocos metros cuadrados hasta media hectárea o más. La forma más común es una depresión con figura de embudo, ampliamente abierto hacia arriba; pero hay muchas variaciones. Cualquier intento de clasificar los sumideros encuentra dificultades en las numerosas diferencias que muestran y en la distinta aplicación local de los términos. Fundamentalmente, se pueden considerar divididos en dos clases principales: los que se desarrollan lentamente hacia abajo por disolución, debajo de una cubierta de suelo, sin perturbación física de la roca en la cual se están desarrollando; y los que son producidos por el desplome de rocas situadas por encima de un hueco subterráneo. Estos dos tipos han sido denominados depresiones de disolución y depresiones por desplome, respectivamente.

Otros caracteres de Planicie de Sumideros o Cárstica. En regiones de bancos de caliza casi horizontalmente o con inclinación muy suave, se desarrolla lo que se ha denominado muy razonablemente planicie de sumideros o cárstica, que a través de grandes áreas actúa como un verdadero tamiz regional, con miles de sumideros obrando como tolvas que conducen las aguas meteóricas a cauces subterráneos. Los sumideros son tan eficaces en la recolección del escurrimiento superficial que pocos ríos pueden cruzar una planicie de sumideros.

En el valle de disolución o valle cárstico (Malott, 1939) difiere de un valle ciego común en que no es parte de una planicie cárstica típica, sino que más bien está circundado o casi rodeado por rocas clásticas. Es un carácter cárstico particularmente significativo porque su desarrollo arroja luz sobre el proceso por el cual un terreno de caliza se pueden ensanchar a expensas de una región que originalmente era avenida por completo mediante desagüe superficial y tenía las características topográficas producidas por ríos superficiales. Un valle de disolución o cárstico representa una etapa de transición entre el desagüe superficial y el subterráneo.

Las cavernas y los caracteres asociados. Una caverna o cueva puede ser definida como un cauce natural subterráneo vacío. Puede tener un diseño simple o ramificaciones complejas. Se puede extender vertical u horizontalmente, y presentar uno o más niveles. Puede o no estar ocupada en la actualidad por un río. Las cavernas secas generalmente tienen dos o más niveles, y de este modo se

pueden considerar como cavernas en galerías. Se han observado hasta cinco niveles de cavernas. Las cavernas más pequeñas, por lo general muestran más claramente que su desarrollo tuvo lugar a lo largo de líneas principalmente regidas por diaclasas y planos de estratificación. Estas diaclasas y planos de estratificación son caracteres sistemáticos tridimensionales que han sido agradados mediante disolución selectiva por la circulación del agua a lo largo de ellos. Frecuentemente el control de los sistemas de diaclasas es notablemente evidente en el diseño de la caverna. Esto es especialmente cierto en el caso de cuevas jóvenes, pero en cavernas más complejas puede estar oculto o borrado.

Ya que la faja de disolución rápida está originada por la zona de circulación activa de agua, la formación de cavernas tiene lugar principalmente por arriba del nivel de los ríos superficiales que reciben desagües subterráneos, pero esto no significa que no hay disolución en profundidad o que la circulación activa no se pueda extender levemente por debajo del nivel de desagüe superficial. En el proceso de profundización de su valle, un río rebaja el nivel de base de sus afluentes y, por consiguiente, les da una oportunidad para degradar sus cauces. Cuando los tributarios fluyen por cavernas, rebajan sus cursos a lo largo de algún plano de diaclasa, y el proceso ocurre más rápidamente a lo largo de alguna línea particular de la misma manera que durante la formación de la caverna original. Sin duda, la formación de las cavernas, y especialmente de hoyos de domos, está ayudada por la acción mecánica del agua, especialmente cuando contiene sedimentos.

En esta exposición vemos varias ideas, ya explícitas, ya implícitas. Entre ellas tenemos: 1) Las cavernas se desarrollan principalmente por arriba del nivel freático, por la acción de aguas superficiales desviadas; 2) la circulación se puede extender por debajo del nivel freático, pero queda implícito que esto no es importante en la formación de la caverna; 3) los niveles de base locales de los ríos superficiales rigen el desarrollo de las cavernas hacia abajo; 4) las líneas de extensión de la caverna son dirigidas, principalmente, por los planos de diaclasas; 5) la erosión mecánica puede contribuir considerablemente al ensanchamiento de la caverna; 6) un nivel de caverna puede ser abandonado por otro inferior a medida que lo permita la profundización de los valles superficiales y, por consiguiente, dar lugar a la formación de varios niveles de cavernas; 7) después de abandonar un nivel de caverna, el proceso dominante es la formación del travertino de cueva.

Podemos concebir dos maneras sobre cómo puede comenzar un ciclo cárstico: 1) por elevación del nivel de base hacia arriba de un terreno de caliza en el cual la erosión fluvial ha estado actuando, ó 2) por levantamiento de un área de rocas clásticas, por debajo de las cuales hay calizas que quedan arriba del nuevo nivel de base. En cualquiera de los acontecimientos, el ciclo comienza con líneas superficiales de desagüe, pero su transformación en desagüe subterráneo se produce por métodos algo diferentes. Donde la caliza está en, y por debajo,

de la superficie, sin un capuchón de material insoluble, el comienzo de los caracteres cársticos es más bien simple. A medida que los ríos principales profundizan hacia su nuevo nivel de base, comenzando por sus desembocaduras, habrá un descenso del nivel freático inmediatamente adyacente de ellos y las áreas de caliza quedarán colgadas por arriba de las líneas superficiales de desagüe y del nivel freático local. Se formarán las dolinas y los pozos cársticos, que desviarán el avenamiento superficial hacia cauces subterráneos. Paralelamente a la extensión del nuevo nivel de base por los valles principales y sus afluentes habrá un aumento progresivo de la cantidad del terreno avenado por cauces subterráneos.

Antes de continuar con esto, consideremos como diferiría el proceso de una región donde las rocas superficiales fueran insolubles, tales como lutitas y areniscas, pero por debajo de las cuales hay calizas. En una región así, la transformación de un desagüe superficial en otro subterráneo no sería tan simple como se esbozó precedentemente, particularmente si suponemos que yacen rocas clásticas sobre las calizas en un espesor considerable. Primero, los ríos rejuvenecidos necesitarán excavar en las rocas clásticas hasta llegar a la caliza. Una vez que esto se haya logrado, puede comenzar el desagüe subterráneo; pero más que comenzando como innumerables dolinas y pozos cársticos pequeños; por lo general la etapa inicial estará indicada por la formación de valles cársticos o de disolución. A medida que estos valles cársticos se ensanchan a expensas de las áreas de las rocas clásticas, se podrá ver el comienzo de una planicie de sumideros, con las abundantes dolinas y los pozos cársticos que la caracterizan.

La juventud, de acuerdo con Cvijic, comienza con el avenamiento superficial sobre una superficie inicial de caliza o de una que ha sido denudada y está marcada por un ensanchamiento del desagüe subterráneo. Los lenares y las dolinas dispersas son particularmente característicos de este estado. No hay cavernas grandes y del desagüe subterráneo está lejos de ser completo. El avenamiento superficial está limitado por arroyuelos cortos que se insumen terminando en pozos cársticos o valles ciegos. Las redes de las cavernas son características de este estado. Esta es la etapa de desarrollo cárstico máximo. La madurez avanzada marca el comienzo de la decadencia de los caracteres cársticos. Porciones de ríos de cavernas están expuestos a través de las que se han denominado ventanas cársticas. Estas se ensanchan con formas uvalas grandes, y las áreas separadas de la caliza original de la tierra alta han comenzado a sobresalir como "Hums". La senectud está marcada por el retorno al desagüe superficial, quedando sólo unos pocos "Hums" aislados como remanentes del terreno original de caliza.

Resumiendo todo lo anterior, podemos enumerar lo siguiente:

Una zona cárstica muestra rasgos morfológicos muy característicos y definidos tales como, la ausencia de drenaje superficial (o muy exiguo), presencia -

de Terra Rossa, sumideros, cavernas y otros rasgos menores. Dentro de todos estos rasgos, el más característico es la ausencia de drenaje, es decir, si existe drenaje superficial bien desarrollado podemos inferir que no existe carsticidad, ya sea porque el ciclo cárstico está empezando o porque las condiciones reinantes imposibilitan la existencia o desarrollo de tal fenómeno.

Las condiciones que favorecen el desarrollo de la carsticidad, son las siguientes:

- 1.- Que exista circulación de agua a través de una caliza, ya sea favorecida por su permeabilidad primaria o sea porosidad congénita, planos de permeabilidad o estructuras primarias adecuadas; ya sea por permeabilidad secundaria producida por fallas o fracturas.
- 2.- Que la caliza sea lo más pura posible (mayor contenido de carbonato de calcio). Esto es, mientras más químicamente pura es una caliza más susceptible es a la disolución.
- 3.- Mientras más grande sea la cuenca de captación de una formación calcárea, mayor será la disolución en determinados sitios, considerando el proceso geohidrológico. Esto está afectado por el área de sus afloramientos, la estructura geológica y la tectónica de la región.
- 4.- El clima aunque es un factor importante en el contexto general regional, lo podemos considerar despreciable para nuestros fines de evaluación para sitios de presas, puesto que son zonas con el mismo clima, en un área dentro de un microclima que no varía en 50 ó 100 años que es el rango que nos interesa y que no representa nada en el proceso geomorfocárstico.

Concluyendo, como el factor más importante es la presencia y características de alguna clase de caliza, debemos tener una clara comprensión de lo que significa y abarca esta clasificación de roca. Es necesario entender los fenómenos que dan lugar a la formación de las calizas y también los procesos que les afectan. Por lo tanto, enseguida vamos a describir las características más importantes que afectan directa o indirectamente el sitio del embalse de una presa. Describiremos el fenómeno empezando por su composición química y después expondremos un breve resumen de una clasificación que nos parece adecuada para los estudios de este tipo.

LAS CALIZAS.

Los problemas de las calizas, desde el punto de vista de la pureza de su composición, son numerosos y aparentemente irresolubles al aplicarlos o relacionarlos a una geomorfología cárstica y esto es debido a apreciaciones inadecuadas entre sus diferentes tipos. Existen más variedades de roca bajo el término de "caliza" que bajo cualquier otra especie de rocas. Se dice que cuando menos -

la mitad de las rocas están compuestas de minerales a base de carbonatos, principalmente carbonato de calcio. Esto es interesante para el estudio de la carsticidad pues, según Lobel, se necesita más del 60% de CaCO_3 para la existencia de la carsticidad. Esto indica la necesidad de conocimientos más detallados de la litología de estas rocas que para otro tipo de estudios.

Además de la calcita, los minerales más comunes en las rocas carbonatadas son la aragonita y la dolomita; presentándose como impurezas, el cuarzo en sus diferentes variedades (calcedonia, pedernal, cuarzo detrítico y autigénico); feldspatos autigénicos; minerales arcillosos, principalmente illita y caolinita. Minerales de presencia más rara son: la siderita, óxidos de hierro, glauconita, colofano, pirita y materias bituminosas. El cuarzo y las arcillas constituyen las impurezas minerales más comunes.

Para clasificar las rocas resultado de mezclas ternarias de carbonato de calcio, terrígenos y carbonato de magnesio se han usado límites muy variados; por ejemplo, atendiendo la clasificación de Leighton y Pendexter (ver Fig. 3), se puede observar que clasifica la pureza de la caliza por medio de límites en un diagrama ternario, teniendo en sus vértices al CaCO_3 , SiO_2 y MgCO_3 por último a los terrígenos (arcillas, sílice) y entonces vemos que la disolubilidad y el comportamiento mecánico variará de acuerdo a esta secuencia, que mientras más pura (mayor contenido de CaCO_3) es la roca es más permeable (cosa que se ve favorecida porque su fracturabilidad también aumenta); mientras que cuando tiende a ser más impura (ya sea hacia los terrígenos o hacia el carbonato de magnesio) es menos permeable y por sus propiedades mecánicas menos facturable.

Todas estas características citadas en el párrafo anterior hacen que los distintos tipos de roca sean fácilmente distinguibles en fotografías aéreas (por ende, nos facilita nuestros estudios de los futuros embalses de presas), ya que se destacan fácilmente las calizas puras, por su dureza y permeabilidad (falta de drenaje), de las calizas impuras menos competentes y con un drenaje bien desarrollado.

LAS DOLOMIAS.

Por lo regular estas rocas presentan menos disolubilidad que las calizas puras pero se debe establecer una distinción entre las dolomías primarias o de origen y a las dolomías secundarias producto de dolomitización de las calizas.

Existe abundante literatura en la cual se ha descrito como las dolomías que presentan más resistencia a la disolución a las de tipo primario microcristalinas (todas microcristalino). Estas dolomías primarias microcristalinas son las que se han formado en ambientes de barras costeras en condiciones mecánicas de flujo y reflujo de aguas supersaturadas de sales (hipersalinas); con estas condiciones tenemos una roca con una permeabilidad muy baja y que con el tiempo

po sufre recristalizaciones que les da una apariencia de rocas granulares fácilmente desgranables, lo que abate sus propiedades mecánicas, condición que las hace propensas a un fácil reconocimiento en fotografías aéreas al no estar afectadas por la disolución y presentar un buen drenaje superficial.

Por otro lado, la dolomitización secundaria se presenta preferentemente en calizas intraclásticas con permeabilidad de masa y ataca, ya sea a la matriz o ya sea a los intraclastos, en forma selectiva. Esta dolomitización implica fuerte circulación de aguas meteóricas a través de un tiempo geológico relativamente largo, por lo que este proceso siempre trae aparejado a la disolución de masa.

CLASIFICACION DE LAS CALIZAS

La clasificación de las calizas siempre ha sido un problema complejo, la diversidad de variedades está obviamente influenciada por su origen y medio de deposición. Existen clasificaciones que atienden a la granulometría, otras a su origen, otras más a su composición y otras que consideran varios de estos factores a la vez.

La clasificación propuesta por Folk nos ha parecido satisfactoria y de fácil manejo para nuestros problemas en presas, puesto que agrupa la mayor parte de los factores que intervienen en la formación de la roca y en su estado presente, tales como los conceptos de madurez textural, presencia o ausencia de elementos secundarios y nos orienta, por medio del conocimiento de su origen y composición, para inferir los fenómenos cársticos que sufrió o puede sufrir.

Esta clasificación tiene desde luego algunas desventajas, tal como la falta de énfasis sobre el aspecto de porosidad de la roca pero, repetimos, se amolda bastante bien a nuestras necesidades.

La clasificación se describirá iniciando por los constituyentes principales de las calizas, los que forman los parámetros más importantes de la clasificación; posteriormente se establece la subdivisión de las calizas basadas fundamentalmente en la cantidad de cernido y energía mecánica del ambiente deposicional y a su vez volviendo a tomar en cuenta los constituyentes principales. Después se explica la nomenclatura de las rocas carbonatadas y se prosigue con algunas consideraciones sobre su porosidad y recristalización; terminando con modificaciones o adiciones al nombre principal, incluyendo modificaciones genéticas y de inversiones texturales.

CONSTITUYENTES PRINCIPALES DE LAS CALIZAS.

No tomando en cuenta la mezcla de arena y arcilla terrígenas y reemplazamiento por dolomita, pedernal, etc., las calizas están constituidas por tres miembros extremos: 1) aregados carbonatados discretos o "aloquemas", análogos o a los granos de arena o grava de las rocas terrígenas; 2) fango de calcita microcristalina, análoga a la arcilla en las lutitas o a la matriz de arcilla en las

lutitas o a la matriz de arcilla en las areniscas y 3) calcita espática, que normalmente es un cemento que llena los poros constituidos por un precipitado químico, semejante al cemento en la arenisca.

ALOQUEMA.

Se propuso el término "alokema" de "allo" que significa "fuera de lo común" y "quema" abreviatura de precipitado químico. Solo hay cuatro tipos de aloques volumétricamente importantes en las calizas, aunque hay otros cuantos tales como pisolitas y esferulitas que se presentan rara vez: 1) Intraclastos, 2) oolitas, 3) fósiles y 4) pelotillas.

INTRACLASTOS: El término intraclastos ha sido empleado por Folk para describir fragmentos de sedimentos carbonatados, en general débilmente consolidados y pericóctemporáneos, que han sido erorionados en partes adyacentes al fondo del mar y redepositados para formar un nuevo sedimento (de aquí el término "intraclastos" que significa que han sido rebajados dentro del área de depósito y dentro de la misma formación).

PELOTILLAS: Estos cuerpos son agregados, redondeados, esféricos, elípticos u ovoides, de fango de calcita microcristalina, desprovistos de toda estructura interna. En cualquier roca muestran una uniformidad notable de forma y tamaño variado entre 0.030 mm. y unos 0.15 mm., lo que los caracteriza además de su alto contenido de materia orgánica.

Es posible que algunos elementos semejantes a las pelotillas se formen por procesos de cristalización como un autoaglutinamiento de todo calcáreo homogéneo. Sin embargo a lo que Folk se refiere han sido granos depositados por corrientes. Estos granos generalmente son invisibles a ojo y aún en microscopio binocular y es general que se les confunda con micritas, a menos que se les examine en láminas delgadas o moldes de acetato.

MICRITA (fango de calcita microcristalina). Este constituyente está formado por granos de una a cuatro micrones de diámetro, son generalmente traslúcidos y con un tono parduzco en secciones delgadas. En ejemplares de mano es un material opaco y de granos ultrafinos que forman el grueso de las calizas "lito--gráficas" y la matriz de la creta, y pueden variar en color - de blanco a gris azulado y gris parduzco a casi negro. Se considera que el fango microcristalino carbonatado se forma principalmente por rápidas precipitaciones químicas o bioquímicas en el agua del mar, que se asentó en el fondo y sufriendo, a veces posteriormente, una deriva debida a corrientes débiles.

Se introdujo el término "Micrita" como contracción de "caliza microcristalina" para utilizarse: 1) al referirse a la matriz de caliza cristalina como constituyente de una roca; 2) como - término combinante en la clasificación de carbonatos (por ejemplo "biomicrita") y 3) para emplearse solo, para designar una roca formada completamente de calcita microcristalina.

CEMENTO DE CALCITA ESPÁTICA. Este tipo de calcita forma generalmente granos o cristales de 10 micras o más de diámetro, y se distingue de la caliza microcristalina por su claridad, así - como por el tamaño de sus cristales. El nombre espato alude a su claridad relativa, tanto en secciones delgadas como un ejemplar de mano.

La calcita espática generalmente se forma como un simple cemento que llena los poros, precipitados en el lugar, dentro del - sedimento. El tamaño de los cristales espáticos depende del tamaño del espacio poroso y de la rapidez de la cristalización, - pero hay casos en que la caliza espática no es un precipitado original, sino que se ha formado por la recristalización de granos de carbonatos más finos o de calcita microcristalina.

Clasificación de las rocas carbonatadas.- Los seis constituyentes a los que se ha hecho referencia pueden mezclarse en una amplia gama de proporciones para formar lechos de caliza. El problema de su clasificación es el de sistematizar estas variaciones y trazar límites cuantitativos entre los tipos, de modo que las designaciones de la roca sean reproducibles por los investigadores.

Se puede hacer una división práctica en tres familias pricipales de calizas determinando las diferentes proporciones de los tres miembros extremos: 1) aloquemias, 2) fango microcristalino

y 3) cemento de caliza espática.

El primer tipo de calizas (designadas como rocas aloquémicas)-cimentados por calcita espática. En estas rocas las partículas sólidas (intraclastos, oolitas, fósiles o pelotillas) han sido apiñadas por corrientes poderosas o suficientemente persistentes para cernir y retirar cualquier fango microcristalino, que de otro modo podría haberse acumulado como matriz y los poros intersticiales han sido llenados más tarde por un cemento de caliza espática precipitada directamente.

El segundo tipo de calizas (designado como "aloquémicas microcristalinas) también contiene aloquemias, pero en este caso las corrientes no fueron bastante fuertes o persistentes para cernir y retirar el fango microcristalino que permaneció como matriz, la caliza espática está muy subordinada o falta debido simplemente a que hubo espacio poroso disponible en el que se formará. En estas rocas las restricciones de empaque imponen un cierto máximo del total de aloquemias; sin embargo no hay un mínimo y se encuentran rocas aloquémicas microcristalinas con porcentajes de aloquemias que varían continuamente desde un 80% hasta casi nada. La razón de ello es que el fango microcristalino no puede formar por sí solo una roca y puede aceptar cualquier cantidad de aloquemias que llegue a mezclarse con él. De aquí a que el límite entre las rocas aloquémicas microcristalinas y las rocas microcristalinas sea completamente arbitrario y se haya fijado en el 10% de aloquemias.

El tercer tipo de calizas (Rocas Microcristalinas) representa el tipo opuesto al primero, en tanto que consisten casi completamente de fango microcristalino con muy poco o nada de material aloquímico; las calizas "litográficas" pertenecen a esta clase. Estas rocas implican tanto una rápida precipitación, como una falta de fuertes corrientes persistentes. Textualmente corresponden a las arcillitas de las rocas terrígenas.

Algunas rocas microcristalinas se han llenado con caliza espática. Otras hechas de fango microcristalino han sido parcialmente arrancadas por corrientes del fondo y depositadas rápidamente -- sin la producción de intraclastos definidos y se les ha considerado como rocas microcristalinas perturbadas y se emplea un símbolo y un término especial para ellas: "dismicritas".

Algunas calizas están, en parte, constituidas por estructuras or

gánicas que crecieron "in situ" y formaron una masa coherente - y resistente durante su crecimiento, tales como los biohermas. Debido a su modo de génesis único, estas rocas han sido colocadas en una clase especial tipo IV, siendo denominadas "biolitas". Este nombre sólo debe aplicarse a las rocas hechas de estructuras orgánicas en posición de crecimiento y no a los escombros - de los biohermas que llenan bolsas y forman taludes asociados - con los arrecifes.

Subdivisión de las Principales Familias de Calizas.- Después de haber efectuado la división de las calizas en los tipos I, II, III basada principalmente en la cantidad de cernido y energía - física del ambiente, es esencial saber si la parte aloquímica - consiste de intrasclastos, oolitas fósiles o pelotillas. Así - como en las areniscas terrígenas se requiere no solo saber si - la roca tiene o no una matriz arcillosa, sino también cuál es - la composición de las arenas (lo que permite al geólogo reconocer las arkosas, grauvacas y ortocuarcitas, que pueden contener o no una matriz arcillosa), así en las calizas es igualmente im - portante reconocer los tipos de aloquemas radicalmente diferen - tes.

De todas las partículas aloquémicas, se considera que la más im - portante es la de intraclastos, debido a que implican aguas so - meras, descenso del nivel de base o un posible levantamiento tec - tónico; por lo tanto, en esta clasificación una roca es denomi - nada roca intrasclástica, si los aloquemas contienen más del 25% de fósiles, pelotillas u oolitas. Si la roca tiene menos del 25% de intrasclastos, se determina la porción de oolitas; si la roca contiene más del 25% de oolitas se le denomina roca oolítica. - Si la roca tiene menos del 25% de oolitas entonces consiste prin - cipalmente de fósiles o de pelotillas. Si el cociente del volúmen de fósiles o pelotillas es mayor de 3 a 1, es una roca biogéneti - ca; si el cociente está entre 3 a 1 y 1 a 3 puede denominarse una roca biogénética pelotillífera (Figura 1).

NOMENCLATURA.-

Las rocas se denominan combinando las sílabas que representan los aspectos principales que ellas mismas presentan. La primera parte de la palabra se refiere a la composición del aloquema y la segun - da parte al carácter del material interaloquema.

Por ejemplo, "intraespatita" (intra-clastos cementados por caliza espática), "biomicrita" (fósiles en matriz de lodo calcáreo), "pel

micrita" (pelotillas en lodo calcáreo) y "ooespatita" (oolitas en espatos). El sufijo "rudita" puede agregarse si los aloquemas son del tamaño rudáceo.

El triángulo en la figura 2 se emplea para determinar la parte principal aloquémica del nombre de la roca; pero en muchas rocas es importante reconocer mezclas de aloquema. Por ejemplo, es engañoso denominar a una roca con 40 por ciento de intrasclastos y 40 por ciento de fósiles simplemente una "intraespátita",

, es mucho más significativo denominarla una "intraespátita fosilífera", para llamar la atención sobre los otros aloquemas presentes en abundancia.

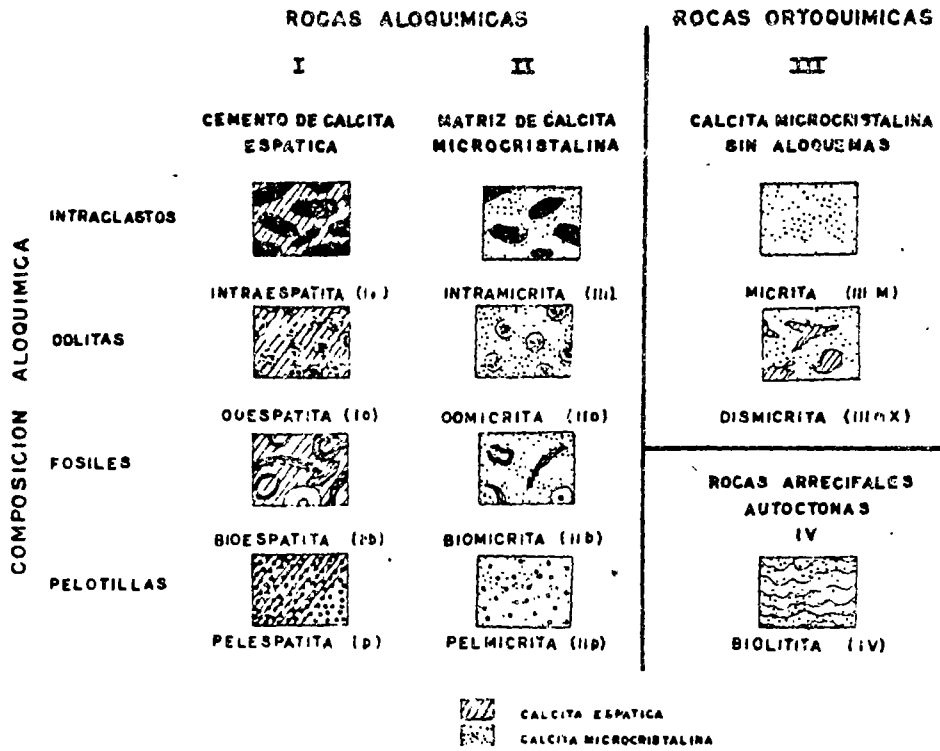
Rocas Porosas.- Esta clasificación desgraciadamente no toma en cuenta la porosidad efectiva de las calizas, sino que únicamente señala que puede agregarse el adjetivo "porosas" a las rocas en las que la porosidad puede apreciarse. Esto es hasta cierto punto lógico, ya que uno de los parámetros para establecer una distinción entre las porosidades efectivas de las calizas es el genético, esta clasificación es en gran parte descriptiva, se cree que es posible ampliarla tomando en cuenta los parámetros de la clasificación de G.E. Thomas, que se refieren a ambientes de depósito, tales como "bajos", "áreas intermedias" y "lagunas".

Recristalización en las Calizas.- Cuando se dice que un mineral sufre una "recristalización", este término significa que las unidades originales de cristales de una morfología particular se convierten en otras unidades de cristales de diferentes tamaño y morfología, pero las especies minerales permanecen idénticas antes y después de la recristalización. No incluye la conversión de calcita a dolomita que propiamente se denomina reemplazamiento, y no incluye la solución de un tipo de calcita dejando una cavidad durante un intervalo significativo de tiempo y llena más tarde con un tipo de calcita. La recristalización es realmente un caso especial de metamorfismo o reemplazamiento en el cual el mineral original y el "reemplazamiento" son minerales lógicamente idénticos, aunque difieren en tamaño de granos, morfología y orientación. Comúnmente la conversión de la aragonita inestable a calcita es denominada descuidadamente recristalización, aunque este proceso es denominado más propiamente una inversión, puesto que estos dos minerales no son el mismo, pues difieren en la red iónica, el sistema cristalino, la densidad y otras propiedades.

La cristalización y la inversión se manifiestan en diversas --
formas en las calizas; algunos tipos de recristalización dejan
huellas obvias; pero otros son extremadamente difíciles de pro
bar o rechazar.

FIGURA 1

LOS ONCE TIPOS PRINCIPALES DE ROCAS CARBONATADAS



B I B L I O G R A F I A

Karst.- An introduction to Systematic Geomorphology Volume Seven.
J.J.N. Jennings.- The M.I.T. Press 1971.

Principios de Geomorfología. William D. Thornbury Editorial Kapelusy.
Buenos Aires 1960.

Karst. (Important Karst Regions of the Northern Hemisphere Edited).
By M. Herak and V.T. Stringfield - 1972. Elviesier Publishing Company.

Hidrology Edited. By Oscar E. Menizer - 1942.

Karst Hydrology and Water Resources. Volumen I y II. Edited By.
V. Yeujevich - 1976.

Water Resources Publications. Fort Collins Colorado 80522 U.S.A.

Fundamentos de Hidrología Cárstica (Introducción a la Geoespeleología).
Noel Llpis Llado. Editorial Blume - 1970.

Classification of carbonate rocks ca symposium AAPG Memoir I -1962.

Carbonate Rocks I: Classification Dolomite - Dolomitization AAPG
reprint series No.4.

Carbonate Rocks II: Porosity and Clasifications of reservoir.

AAPG reprint series No.5 Carbonate Rocks III: Organic Reefs AAPG
reprint series No.15.

Dolomitization and limestone Diagenesis - A Supposiun SEPM.Special
Publication No. 13 - 1965.

Regional Aspects of Carbonate.- A symposium with discusion AEPM
special publication No.5 Febrary.

Depositional Environments in Carbonate Roks Sepm Special Publica-
tion No.14.
Gerald M. Friedman Edith March. 1969.

Recent Revelopments in Carbonate Sedimentology in Central Europe.
Edited By. G. Muller and G.M. Friedman Springer Vology New York.
1968.

Carbonate Cements Edited By Owen P. Briker. Johns Hopkins 1971. University. Studies in Geology No. 19.

Developments in Sedimentology 9 A carbonate Rocks - Origin, occurrence and classification Edited by George V. Chilinger, Harold J. Bessil and Rhods W. Fairbidge 1967, Elsevier Publishing Company.

Developments in Sedimentology 9 B Carbonate Rocks. Physical and Chemical aspects.- Edited by George V. Chilinger, Harold J. Beisell and Rhods W. Fairbidge, Elsevier Publishing Company.

Development in Sedimentology 12 Carbonate Sediments and their Diagenesis by Robin G. Co. Bathurst 1971. Elsevier Publishing Co.

Clasificación de las rocas carbonatadas por Manuel Alvarez Jr. I.N.E.N. 1966. México.

Carbonate Rocks Juciom Cayene Hafner Publishing Company 1970.

Silurian Res of Great La Kes Region Of North America AAPG. reprint series No. 14.

Carbonate Sedimentation and Environments Shark bay, Western Australia. APPG Memoir 13 by Brian W. Logam, Groham R. James F. Read, and Donald E. CEBULSICI - 1970.

Belize Shelf Carbonate Sediments Clastics Sediments and Ecology 1975. AAPE Studies in Geology No.2.

Oil and GAS Production from carbonate Roks Edited by George V. Cjomgar, Robert W. Mannon, Herman H. Riekey II Elvenier 1972.

Secondary Recovery and Carbonate Resorvoirs Geral L. Langnes, John O. Robertson J., George V. Chilings. American Elsevier Publishing Company Ing. New Yor 1972.

Developments in Sedimentoly 12 Carbonate Sediments ant their Diagenesis by Robin G Co. Bathurst 1971. Elversier Publishing Co.

Application of Geology to Engineering practices - sidney paige Bercey Volume G.S.A. 1950.

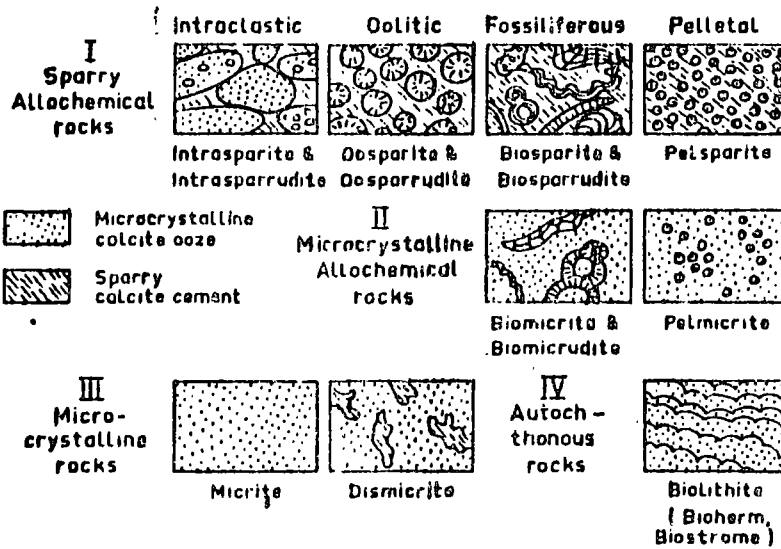
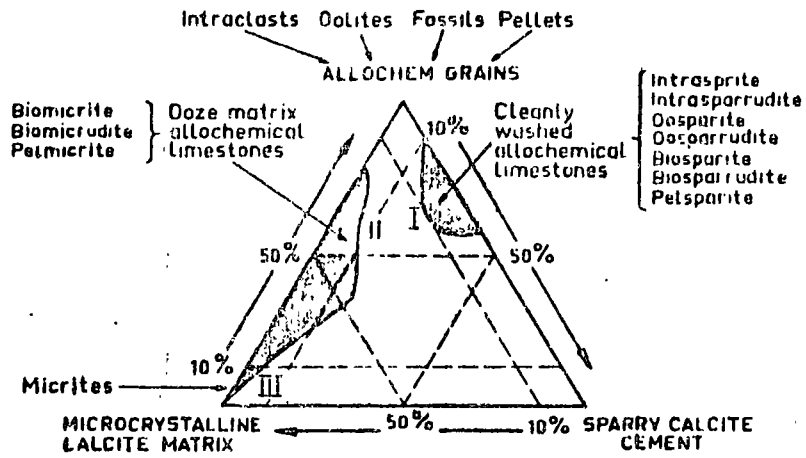
Reviews in Engineering Geology Volume I. Thomas Fluhr and Robert F. Legget Edition G.S.A. 1962:

Geology and Foundation Treatment Tennessee Valley Authority
Projects Technical Report No. 22 United States Government Prin
ting office Washington 1949.

Reviews in Engineering Geology Volume 2 a 8. David J. Vans and
George Kiersh Edited G.S.A.

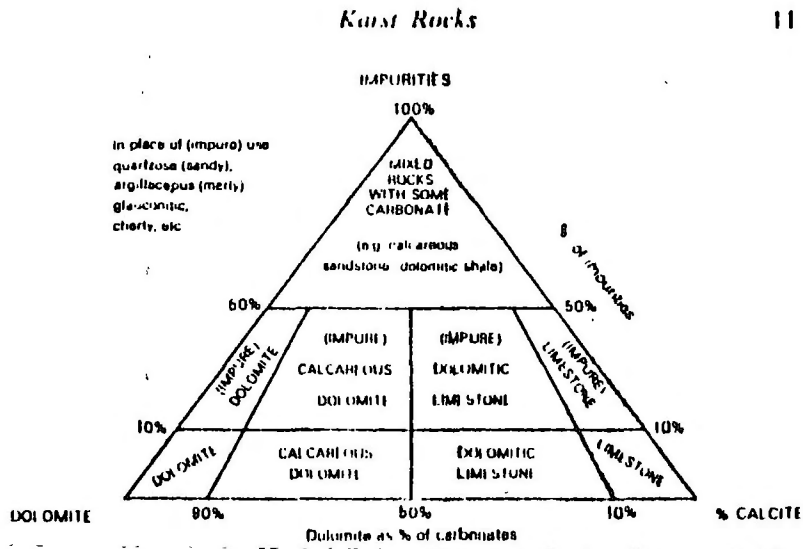
Reefs in time and Spoce Edited by Lio F. Laparte S.E.P.M. Special
publication No. 13. Febraury 1974.

Figura 2.



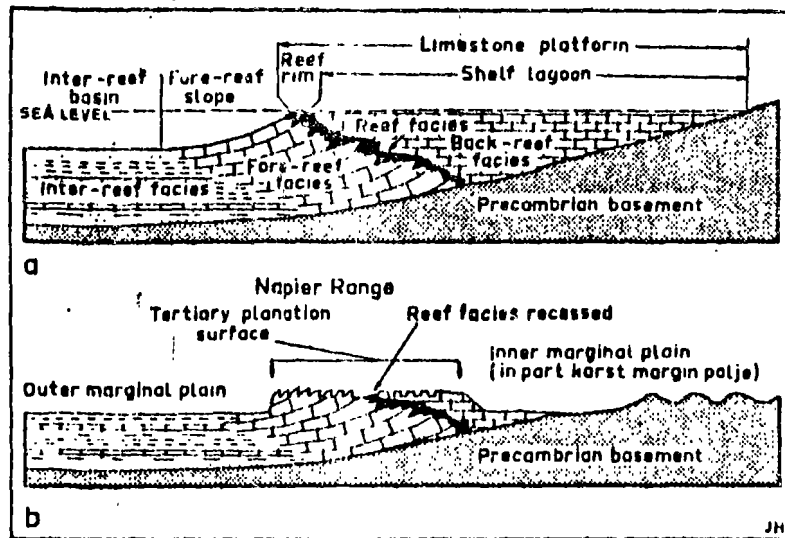
CLASES PRINCIPALES DE CALIZAS SEGUN FOAR.

Figura 3.



*Limite para rocas de carbonatos mezclados.
Leighton y Pendexter*

Figura 4.



- a).- ASPECTOS DE ARRECIFES DEVONIANOS EN
NAPIER, WEST KIMBERLEY, AUSTRALIA.
b).- ACTUAL

LA EVALUACION DE LOS SITIOS PARA PRESAS EN ROCAS CALIZAS.-

Esta evaluación debe seguir la siguiente metodología:

A.- Análisis fotogeológico detallado del drenaje de la zona -- afluente de calizas separando las áreas de drenaje subterráneo.

Separación de los diferentes patrones de drenaje subterráneo que se logren distinguir. Un drenaje subterráneo, homogéneo en diámetro, de dolinas y distancia, entre ellas, formando algún patrón geométrico generalmente significa una caliza masiva, pura, con permeabilidad de masa, sin estratificación (probable caliza arrecifal). Así como una alineación de dolinas alargadas significa disolución de una caliza pura en contacto con una roca impermeable, etc.

B.- Delimitación de contactos de rocas no calcáreas con rocas calizas.

C.- Delimitación geomorfológica de los diferentes tipos de calizas que se puedan observar con la técnica de fotogeología.

D.- Delimitación de los rasgos tectónicos de fracturamiento y fallas, registrando cuidadosamente los rasgos más importantes.

E.- Delimitación de estructuras.

F.- Estudio, lo más detallado posible, de la estratigrafía en el campo, separando en unidades calizas de acuerdo a su clasificación, pureza, espesor de capas, coloración, fracturamiento, etc. Se hacen observaciones de la afectación de la disolución a esta unidad.

G.- Detalle de campo de la estructura geológica.

H.- Localización de manantiales.

De estos estudios se tiene que formar un modelo geológico que nos permita reconocer:

- La falta o el grado de carstificación en cada unidad mapeada -
- La cuenca de infiltración de agua en las calizas y su circulación -
- De aquí tendremos que deducir si tenemos zonas donde ha habido muy poca o imposibilidad de circular del agua y si esto coincide con zonas de drenaje superficial estamos en un sitio adecuado para una la construcción de una presa o un embalse.

A continuación citaremos algunos de los casos vistos en el curso:

Geología de detalle relacionada al Area de Captación de la Presa Angostura.

Estructura .- En vista de que los lugares elegidos están ubicados en una estructura y de-presión topográfica ocasionada por un gran sinclinal que tiene una longitud aproximada de 150 Km (90 millas) y una anchura de unos 60 Km (36 millas) se pensó que eran muy adecuados para vaso y presa. Afloran en esta garganta rocas sedimentarias que varían en edad desde Siluriano hasta el Holocénica. Además hay rocas intrusivas y extrusivas del Paleozoico y Pleistoceno.

El vaso y presa están ubicados en el flanco sureste de este sinclinal, principalmente en calizas del Cretácico Superior e Inferior. El rumbo de las capas en la región es N42°E con echados típicos de 8° al NW. En general los defectos estructurales no son de gran magnitud y están confinados a grietas por tensión vertical rumbo N30°E y N45°W.

Estratigrafía.- Las unidades de caliza expuestas aguas arriba del lugar de la cortina que formarán posteriormente las paredes del vaso se dividen en dos: Formación I: una caliza arcillosa, resistente a la solubilidad y que es relativamente impermeable y Formación II: una caliza menos arcillosa que ha sido más o menos disuelta y que propiamente debe considerarse como cárstica.- La primera formación se ha asignado al Cretácico Superior y la segunda al Cretácico Medio e Inferior. La caliza de la Formación II aflora en aproximadamente 90% del vaso futuro y deja expuestas las capas de la Formación I en el resto del área de la futura zona húmeda del vaso.

En el sitio de la cortina está en la parte superior de la Formación I. Esta Formación tiene un espesor medido de unos 500 m. El espesor de la Formación II es aproximadamente de 1300 m. La sec-

ción inferior, en su gran mayoría constituida por dolomita y caliza que son principalmente del tipo clástico y se caracterizan por su gran porosidad y permeabilidad, como es típico de muchas calizas arrecifales. La formación I en su mayoría caliza nerítica compuesta de arcilla calcárea y algo de limos. Tiene porosidad muy baja o prácticamente nula. Esta formación se divide en las sub-unidades U1 y U5. La U1 consta de caliza arrecifal, la U2 es caliza más arcillosa en capas muy delgadas; la U3 es caliza dura en capas muy delgadas, las U4 y U5 son calizas clásticas en capas gruesas similares a la U3. La Formación II a su vez se subdivide en UC, UD, UE, UF, UG y UH. Estas comprenden caliza arrecifal, clástica, dolomita, y caliza clástica bien estratificada.

Permeabilidad de los límites del Vaso.- El elevado grado de disolución a que la Formación II ha estado sometida requirió estudios geohidrológicos detallados para establecer que el vaso no tendría fugas en exceso y para poder diseñar las medidas correctivas que fueran más efectivas y económicas para sellar los conductos que pudieran representar rutas potenciales de fugas de agua. Como resultado de la estructura geológica y estratigrafía las capas cársticas de aguas arriba bajo ambos bancos del río, se cubrieron por calizas ligeramente permeables hasta impermeables que a su vez estaban encima de lutita impermeable (oil shale) que proporciona cierre para el vaso en esta dirección. Las rocas permeables del banco izquierdo del vaso futuro afloran sin interrupción geológica hasta más allá del Río Santo Domingo en donde se interrumpe su sección por esta corriente. Estas capas afloran también en el corte profundo del cañón del Sumidero 40 Km. (24 millas) aguas abajo de la Presa Angostura.

Debido a la posibilidad de que una o ambas de estas ubicaciones pudiera presentar puntos de pérdidas por fugas en la futura presa, se hicieron estudios detallados para evaluar la seriedad de la situación como se describen en los párrafos siguientes.

Fugas del Río Santo Domingo.- Este cañón se encuentra a unos 40 Km. (24 millas) al oeste de la futura presa de Angostura casi paralelo a ella y a elevación aproximada de 440 m. (1452 pies) sobre el nivel del mar. El nivel máximo de la presa será de 540 m. (1782 pies) de manera que se creará una carga diferencial de 100 m. (330 pies). Los dos ríos están separados por una área elevada, cuya superficie máxima está a 650 m. (pies).

Puesto que la elevación del agua en la presa Angostura alcanza rá 540 m (1782 pies) las investigaciones iniciales del proyecto se orientaron hacia la determinación de las posibilidades de fugas por las calizas cársticas hacia el río de Santo Domingo. Se estudió la geología bajo la superficie del área que divide los ríos mediante ocho pozos de prueba que se perforaron, probaron por agua y equiparon con piezómetros para complementar un programa de mapeo superficial y geológico. La combinación de procedimientos de investigación determinó que en la división topográfica entre los ríos los niveles freáticos de estación variaron entre las elevaciones 520 y 580 m. por lo tanto pareció que las presiones hidrostáticas de las tablas de agua constituirían barrera efectiva a las fugas hacia el río de Santo Domingo y que la presa no tendría fugas en esa dirección.

Fugas hacia el Cañón del Sumidero.- El escape de agua a gran distancia de la presa sería posible solamente en puntos potenciales de flujo del Cañón del Sumidero (400 m. Elev.). Puesto que las calizas se doblan contra las rocas impermeables al oriente no puede haber fugas en esta dirección. Las fugas pueden ser por el eje del Sinclinal y podrían ser el abastecimiento de manantiales que fluyan dentro de las profundidades del cañón, uno de los cuales es fuerte y está ubicado muy arriba del nivel del río y descarga al fondo del cañón en cascada de 200 m. Se ha medido este manantial varias veces arrojando descargas hasta de 1500 litros por segundo.

Se descartó la posibilidad de que esta área remota pueda representar puntos de flujo para fugas de agua de la presa, después que se determinó que la ubicación del manantial estaba a elevación igual o mayor que la variación de niveles de la presa y ésto combinado con la gran distancia de la presa futura dió seguridad que las pérdidas de agua en estos puntos no merecían consideración posterior. Con apoyo en este descubrimiento y al hecho del confinamiento en otras direcciones de la presa de Angostura, como se ha descrito antes, se llegó a la conclusión que la presa sería compacta suponiendo que se tomaran medidas para evitar fugas de agua por conductos a corta distancia de la cortina tras los empotramientos siendo éstos los intervalos en los que la tabla normal de agua está bajo el nivel del embalse futuro en la prolongación del eje de la presa.

Comentarios sobre la geohidrología de la Presa Chicoasén.-

Estanqueidad del Embalse.- (ver plano de Geología Regional del

P.H. Chicoasén)

Tanto la falla Muñiz como la falla "Chicoasén-Mal Paso" ponen en contacto a calizas del Cretácico Superior con lutitas impermeables del Eoceno formando barreras a la circulación subterránea del agua, lográndose con ésto la estanqueidad del embalse evitando fugas hacia el embalse de Malpaso única zona más baja que la de Chicoasén.

Piezometría.

Diez barrenos piezométricos en la margen izquierda han permitido definir el nivel freático al noroeste del sitio de la presa. Las configuraciones prueban que el nivel freático sobre-eleva la máxima altura calculada de la presa a 2 Km. del sitio.

En la margen derecha del cañón el nivel freático regional se encontró que cubre más eficazmente que la margen izquierda, sobre-eleva la altura máxima del embalse a sólo 1.2 Km. del cañón proveyendo mejor cierre a una corta distancia aunado al hecho de que formaciones menos permeables prevalecen en esta margen.

Cinco de los diez barrenos piezométricos fueron practicados a través de la falla Chicoasén en su extensión al NW en las lutitas a distancias que varían de 3 a 8 Km. del cañón. Aquí también el nivel freático se mantiene más alto que el nivel máximo futuro de la presa. En consecuencia son excluidas pérdidas de agua del embalse a través del sinclinal Bombaná.

Sólo habría una pequeña posibilidad de pérdida de agua, que pasará la presa en el cañón mismo; tales pérdidas, por supuesto, serán prevenidas con inyecciones a través de barrenos en galerías.

Carsticidad.

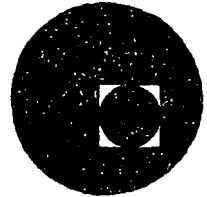
Las exploraciones con socavones sobre las paredes del cañón en diferentes sitios han probado que no se ha formado ninguna carsticidad de importancia a través de los sistemas de fracturas. Aparentemente las lutitas del Eoceno que fueron denudadas en parte recientemente junto con las capas de arcillas interestratificadas con la unidad calcárea superior, han prevenido el desarrollo de carst a niveles inferiores.

Hay indicaciones de algún desarrollo de carsticidad menor dentro de las fracturas próximas a las paredes del cañón y además

en algunas muestras de roca barrenadas a profundidad han mostrado trazas de disolución sobre todo cercana a los contactos de las calizas con capas de arcilla interestratificada con -- las calizas masivas y al parecer la cima de niveles freáticos antiguos, ésto sobre todo en la zona de la margen izquierda - poco aguas arriba de la cortina donde el gradiente hidráulico hacia el río es muy elevado.



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



INGENIERIA GEOLOGICA

LA INGENIERIA GEOLOGICA Y LAS OBRAS HIDRAULICAS

ING. JOEL ROJAS TAMEZ

JULIO, 1978.

INGENIERIA GEOLOGICA Y LAS OBRAS HIDRAULICAS

I).- DESPLANTE DE PRESAS.

I N D I C E

- 1.- INTRODUCCION.
- 2.- EXCAVACION DE LA CIMENTACION.
- 3.- CONSTRUCCION DE PRESAS EN DEPOSITOS NO CONSOLIDADOS.
- 4.- OPERACIONES DE INYECTADO EN LA ROCA.
- 5.- INTERVALOS DE INYECCION CON OBTURADORES.
- 6.- PLANTILLA DE INYECCIONES.-
- 7.- INYECCIONES EN TAPETE.
- 8.- INYECCIONES DE PANTALLA.
- 9.- EJEMPLOS DE PANTALLAS DE INYECCION.
- 10.- INYECCIONES EXTRA/S PARA PROPOSITOS ESPECIALES.
- 11.- CONSISTENCIA Y PRESION DE LA LECHADA.
- 12.- PERFORACIONES DE DRENAJE Y OBSERVACION, POZOS Y PRISMAS POROSOS.
- 13.- REFORZAMIENTO DE LA ROCA POR ANCLAS Y CABLES.
- 14.- ESTABILIZACION DE LOS TALUDES DEL VASO.
- 15.- INFORME FINAL DE CONSTRUCCION.

- - -

La primera presa construída al principio por el hombre, fué un terraplén bajo o estructura de roca destinada para embalsar y derivar el agua para usos agrícolas.

Hoy la superficie de la tierra está llena de pequeñas y grandes presas y almacenamientos, contribuyendo en una gran variedad de modos a los requerimientos complejos de la tecnología moderna. En este siglo el avance ha sido notable, utilizando materiales naturales de tierra para construir terraplenes para presas; y el concreto ha reemplazado las piedras labradas en la construcción de -- pequeñas y grandes presas de gran variedad de formas geométricas.

En la historia de la construcción de presas, ciertamente muchos cientos de ellas, y si se incluye muchos terraplenes pequeños, en la cuenta, pasan de miles las presas que han fallado. No hay un registro exacto de la mayoría de las fallas y extensión de daños. Desastres debidos a presas y embalses de las cuales existe cuidadosa documentación, indican una variedad de causas dentro de las estructuras mismas o de su cimentación.

En muchas partes del mundo, especialmente en zonas densamente pobladas, y áreas industrializadas, muchos o la mayoría de los sitios buenos para presas y almacenamientos, han sido ya utilizados, y los sitios restantes, generalmente adolecen de defectos geológicos en la cimentación o falta espacio para el embalse y se están requiriendo -- en constante aumento, investigaciones cuidadosas por los métodos más avanzados de las ciencias geológicas e ingeniería, primeramente para el diseño y después durante la construcción para hacer seguros completamente los embalses y obras, que planteen solamente muy poca -- amenaza para aquellos quienes viven y trabajan en la trayectoria de la corriente causada por una falla de una presa o embalse.

Presas, embalses y cimentaciones en las cuales ellos inevitablemente se soportan, experimentan cambios con el tiempo. Algunos de estos cambios son -- lentos y sutiles y no revelan su existencia, a no ser que se monitoricen en forma constante y precisa.

Otros, como aquellos causados por temblores y derrumbes y -- flujos inesperados son de corta duración y usualmente no pueden -- ser anticipados, a pesar del hecho que la calidad de conocimientos concernientes a su predicción está constantemente experimentando -- su mejoramiento.

La responsabilidad en la construcción de una presa con las -- máximas previsiones de seguridad y de la constante supervivencia crítica de la presa y cimentación, durante su vida útil, no debe ser mayor sólo para el Ingeniero que construye la presa; sino que es compartida por aquellos quienes tienen conocimientos especiales de hidrología, geofísica, geología y mecánica de rocas y suelos.

ASPECTOS GEOTECNICOS DE UNA PRESA Y CONSTRUCCION DE EMBALSES.

La construcción de una presa y obras conexas, y, si se requiere también el mejoramiento del sitio del embalse atrás de la presa, trae consigo marcadamente todos los esfuerzos necesarios en las -- investigaciones de campo y laboratorio, y en el diseño y estimaciones de cantidades y costos.- En las excavaciones de la cimentación y empotramientos de la cobertura superficial suelta o suelo, y de -- los dentellones y trincheras en la roca o en depósitos sueltos o -- en la remoción de roca intemperizada o fracturada, se producen descubrimientos expuestos continuamente que revelan detalles de su localización exacta y propiedades físicas de los materiales abajo -- de la superficie, que pudieran o ^{o no} ser anticipadas sus características cualitativas o cuantitativas en las investigaciones preliminares no obstante que estas fueran cuidadosamente conducidas. Los -- problemas, hayan sido anticipados o no, ahora llegan a ser problemas de campo de urgencia inmediata y requieren soluciones prácticas, involucrando hombres, equipo, tiempo de programa y procedimientos -- convencionales o altamente innovados. Innumerables métodos de construcción registrados en el mundo, publicados y medidas especiales que han sido empleadas para superar los problemas en presas y -- embalses realizados, SIRVEN PARA ENPATIZAR EL HECHO DE QUE NO HAY

EN NINGUNA PARTE DEL MUNDO, DOS SITIOS DE PRESAS Y EMBALSES IDENTICOS.

Así, en muchas clases de construcción pesada, personas con amplia experiencia han llegado a suponer lo insperado por la simple razón que los fenómenos naturales comunmente, no son sujetos a fáciles apreciaciones preliminares o jerarquización por parámetros arbitrarios establecidos por geotécnicos e ingenieros.- La construcción de una presa, en adición a los preparativos de la cimentación, - usualmente traen consigo una variedad de operaciones preliminares, incluyendo la construcción de caminos de acceso, procesamiento de materiales de construcción y construcción de desvíos, tales como ataguías y/o túneles o conductos de superficie.- Los problemas especiales y técnicos asociadas con cada una de estas operaciones, no es tema de esta conferencia. En su lugar la atención será enfocada al tratamiento de campo de la cimentación y empotramientos para mejorar su resistencia y para reducir o eliminar filtraciones subterráneas.

EXCAVACION DE LA CIMENTACION.

Basados en las investigaciones preliminares, un programa de las excavaciones de la cimentación se inicia con la suposición de que el volumen del material excavado y de la configuración de la excavación, se predecirá aproximadamente en forma razonable o en las estimaciones de los planos y especificaciones. Generalmente es la responsabilidad del Ingeniero constructor establecer los taludes de la excavación que serán permanentemente estables o que no fallarán durante la construcción.- En materiales de tierra: taludes de 1.5:1 a 2:1 son excavados en cortes permanentes, y, taludes de 1:1 (45°) se establecen en cortes temporales, excepto donde se anticipan condiciones de estabilidad no usual. Si la roca no está muy fracturada, y no contiene planos inclinados de deslizamiento potenciales, tales como planos de estratificación en rocas suaves, los taludes pueden ser cercanos a la vertical.

En cimentaciones sobre depósitos naturales de materiales no consolidados, las excavaciones pueden revelar materiales inadecuados ----

en forma localizada o extensa que requieran tratamiento especial o remoción total.

Materiales inaceptables o inadecuados en cimientos son materiales no consolidados, ricos en materia orgánica tales como tierra vegetal, detritus de pantano, o turba, depósitos sueltos de arena o limo, rocas deslizadas y escombros de talud, arcillas, plásticas, activas, sensitivas o arcillas expansivas. Condiciones pobres de cimentación en rocas, están asociadas con fracturamiento cercano, intemperización o alteraciones del agua y temperatura o rocas sedimentarias pobremente endurecidas.

Las excavaciones en el lecho, en toda la extensión posible, se llevarán hasta la roca firme y fresca (no alterada por el intemperismo). Zonas estrechamente fracturadas hacia abajo, especialmente si contienen materiales suaves alterados, tales como capas de arcillas (salbandas) o productos de intemperización deberán ser removidos en toda la extensión posible. EL OBJETIVO DE LA EXCAVACION EN LA CIMENTACION, ES PREPARAR UNA SUPERFICIE LIMPIA QUE PROVEA UN CONTACTO OPTIMO CON LOS MATERIALES DE LA PRESA, YA SEA DE TIERRA O DE CONCRETO, QUE SEAN COLOCADOS SOBRE ELLA. Cuando la capacidad de resistencia es un factor a ser considerado, un tratamiento por inyecciones o por anclas de varilla de acero o cables de acero, puede ser necesario. Una exposición prolongada tanto del terraplén como de la roca de cimentación con la atmósfera o con acumulaciones de agua frecuentes, resultan en una deterioración por hidratación, deshidratación, congelación, contracción superficial y expansión por los cambios de temperatura. Es una buena práctica proteger las superficies reactivas que serán expuestas por intervalos prolongados de tiempo con gunita o concreto lanzado ó con materiales bituminosos. Alternadamente la cobertura vegetal original no debe ser removida hasta la limpieza final y justo antes de la colocación de materiales.

CONSTRUCCION DE UNA PRESA SOBRE DEPOSITOS NO CONSOLIDADOS
(CASO DE CERRO DE ORO).

Idealmente, la excavación en depósitos no consolidados para el cimiento de una presa debe extenderse al lecho sólido de roca en el ancho total de la cortina, ya sea construída de concreto, de tierra y o/enrocamiento.- Sin embargo hay muchos sitios donde la profundidad del relleno del valle es tan grande que las presas deberán ser construídas en parte o enteramente sobre depósitos no consolidados y por lo tanto requiera la cimentación, que se tomen pasos apropiados para mejorar las propiedades ingenieriles de los materiales del desplante y para reducir las filtraciones a través de estos materiales o de su contacto con la roca basal a niveles permisibles. Excepto para presas bajas de poco peso, presas de concreto no se hacen sobre rellenos no consolidados a causa generalmente de su baja capacidad de resistencia. Presas grandes que se construyan enteramente o en parte sobre rellenos no consolidados deberán ser sin excepción de tierra o de enrocamiento con capacidad propia de ajustarse a los asentamientos de los materiales de la cimentación.

Las figuras (10-1) muestran varias secciones de cortinas de tierra y/o enrocamiento, construídas por lo menos en parte sobre depósitos subsuperficiales no consolidados; Las secciones muestran varias medidas que son tomadas para eliminar o reducir grandemente filtraciones potenciales por debajo de la presa, en una gran variedad de circunstancias.- Es claro que se debe obtener bastante información como la distribución y permeabilidades de los materiales de los substratos antes del diseño y construcción de las trincheras principales.

OPERACIONES DE INYECTADO EN EL LECHO DE ROCA.

La meta del tratamiento de inyecciones en el cimiento y empotramientos del lecho de roca, es el mejoramiento de la resistencia y capacidad de apoyo de la roca y rellenar con lechada los --

canales y caminos subterráneos (vías de agua) que sean un potencial paso de filtración impermisible. En algunas circunstancias el anclaje con varillas de acero y/o cables de acero son usadas para mejorar la resistencia del lecho rocoso, pero la técnica más útil de aplicación general utiliza perforaciones e inyecciones a presión ya sea de mezclas de agua-cemento (lechada) o de otros tipos de sellantes. Las investigaciones geológicas y geofísicas preliminares usualmente revelan las características generales de la roca de fundación y empotramiento y facilita la identificación de las zonas potenciales de filtración. Sin embargo, muchos pequeños detalles, pero importantes de la geología pueden no ser revelados hasta que las excavaciones han sido realizadas y todos los materiales sueltos se han removido de tal modo, que la superficie de la roca pueda ser examinada. Esto es un tiempo crítico en la construcción de la presa porque el constructor está usualmente muy apurado para iniciar la construcción de la cortina y no ve con buenos ojos cualquier retraso aunque por examen de la roca indique la necesidad de un mayor y extenso tratamiento de la cimentación consumiendo tiempo, para prevenir indeseables y peligrosos flujos de agua; sin embargo, no se podrá dejar de insistir que nunca otra vez en la vida de la presa será posible examinar en detalle y tomar los pasos apropiados necesarios para corregir condiciones adversas que son reveladas en el descubrimiento de la superficie del lecho rocoso y considerando la vital importancia de tomar medidas correctivas adecuadas antes de que la cortina sea construída y el embalse llenado, los programas de construcción deben ser tentativos cuando se requiera un tratamiento extensivo que garantice la seguridad definitiva de la presa.

La lechada es un líquido ya sea de una sustancia química uniforme o una suspensión acuosa de sólidos que se inyectan dentro ---

de la roca o materiales no consolidados a través de barrenos -- especialmente perforados para mejorar las propiedades físicas -- de la masa y/o para reducir o eliminar filtraciones de agua -- subterránea. Los materiales de inyección son de 3 tipos básicos: 1).- Lechadas a base de cemento Portland.- 2).- Soluciones químicas inyectables y, 3).- resinas orgánicas, incluyendo resinas epóxicas (polímeros).- Las lechadas de cemento Portland, son por mucho las más ampliamente usadas en inyecciones y por adición de varias sustancias tales como arcilla, arena y bentonita o adición de sustancias químicas para incrementar o reducir el tiempo de -- fraguado, son usados en un amplio rango de aplicaciones. Materia-- les inyectados a base de sustancias químicas y agua son usados -- inicialmente donde se tengan aberturas intersticiales o grietas -- que son tan pequeñas que ellas no permiten la circulación y pene-- tración por partículas en suspensión. Comunmente dos soluciones -- químicas son mezcladas inmediatamente antes de, o durante la in-- yección, tal que fragüe o precipite los componentes disueltos en el sitio deseado. Una solución química común contiene silicato -- de sodio el cual es convertido a un gel por una disolución catali-- zadora en una segunda solución. Excepto en circunstancias muy excepcio-- nales, resinas orgánicas son raramente usadas en cimentación de pre-- sas a causa de su alto costo. Un resumen del empleo de materiales formando polímeros en el "mejoramiento de la resistencia de los -- poros de la roca ha sido preparado por Crow y Kelsh (1971).

En la cimentación de presas se distinguen tres clases de pro-- gramas de inyecciones. (1) Inyectado sistemático relativamente a -- baja profundidad en "tapete" o inyectado de "consolidación" sobre porciones críticas de la cimentación, (2).- "cortinas" de inyección (pantallas) desde galerías o superficie con una capa de concreto -- (rellenos) a lo largo de zonas especificadas para producir una -- profunda barrera al paso de filtraciones subterráneas y (3).- In-- yecciones "fuera de plantilla" o extras para propósitos especiales.

para mejorar resistencia y/o resolver problemas creados por circulación de agua subterránea en zonas identificadas por los estudios geotécnicos de campo.

Aunque la inyección de la roca de cimentación puede ser dirigida con meticoloso cuidado, siempre existe la posibilidad de que algunas vías de agua subterránea permanezcan circulando y que el flujo a través de estas vías se aceleren con el llenado de -- embalse.- Si el volumen de flujo resulta ser excesivo durante -- el llenado del vaso pasos inmediatos para remediar deben ser tomados, pero, si los gastos son pequeños o insignificantes, ellos pueden ser interceptados y desviados por barreras de drenaje o -- prismas porosos. La interceptación y desvío provee una oportunidad de constante observación monitorizando el paso de las filtraciones por debajo de la cortina como una variación con el llenado o descenso del embalse atrás de la presa.

En las figuras se ilustran varias secciones hipotéticas de presas construídas, mostrando sobre el lecho de roca la localización de barrenos de inyección en la cimentación y barrenos o prismas de drenaje. Se designa con letra por separado las varias clases de agujeros como sigue:

"A".- Perforaciones de pantalla.- "B".- Perforaciones de inyección de tapete.- "C".- Perforaciones "extras" de inyectado para propósitos especiales; "D".- Perforaciones de drenaje.-

INTERVALOS DE INYECCION CON OBTURADORES.-

En las inyecciones de tapete especialmente donde la cimentación expuesta facilita la observación directa de las consecuencias de la inyección de lechada, generalmente no hay necesidad de localizar la penetración en el material de sub-base por el uso de obturadores.- En contraste, el conocimiento de zonas permeables profundas en ciertos agujeros inyectados , es esencial para el control -- eficiente de la profundidad de perforaciones intermedias en una -- plantilla de perforación cerrada.-

Dos métodos son usados en común en el confinamiento de la lechada de inyección para fijar intervalos en pantallas y en perforaciones extras de inyección profunda. En un método la perforación de inyección es barrenada totalmente en toda su profundidad y el inyectado es realizado por elevaciones sistemáticas o bajando en la perforación dos obturadores a una distancia fija aparte, digamos 5 metros. Este método tiene la desventaja de que la cortadura de la broca tiende a rellenar las aberturas en las paredes de la perforación en su porción superior e impide la entrada de las suspensiones de la lechada. Además, si se tienen dificultades en la perforación del barreno, tal vez a causa del fraturamiento cerrado de la roca, medidas especiales, tales como cementar pueden ser requeridas para superar la dificultad y puede reducir la toma total de lechada.

El segundo método, es preferible, utilizar un simple empaque el cual se fija al intervalo recién perforado de 3 a 5 metros de perforación y en una ^{sección} ~~acción~~ de perforación previamente inyectado por el mismo procedimiento.

Este método permite acercar la estimación de la localización de zonas permeables y al mismo tiempo facilita la eficiente penetración en el tramo de perforación que podría tender a derrumbarse durante la perforación o que contenga agua subterránea a presión.

PLANTILLA DE INYECCION.

Los planos para las presas comunmente incluyen amplias especificaciones de un programa sistemático de tapete y/o pantalla de inyección. No obstante, a causa de la incertidumbre de las condiciones que serán encontradas durante las operaciones de inyectado, el número y profundidad de las perforaciones de inyección no se establecen con precisión.- En su lugar, la responsabilidad para el adecuado y completo programa se delega al campo o ingeniero de construcción quien está instruída para dirigir las operaciones de inyectado "como se requiera" o -- "como sea necesario".

Excepto, cuando las circunstancias sean favorables, las predicciones exactas de las cantidades de lechada que se requerirán son extremadamente difíciles. La "toma" de lechada en cantidades moderadas o muy grandes, en exceso a las estimaciones hechas con anterioridad a la construcción es una experiencia común, y confirma ampliamente un dicho que prevalece que la "inyección es un arte y no una ciencia".

La "plantilla se incluye en los planos de inyección y especificaciones para una presa, y comunmente es la base para estimar con anterioridad a la construcción, el total de metros de perforaciones de inyección y la cantidad esperada de consumo de lechada.- Es práctica general disponer la localización de las perforaciones de inyección, en los planos, en una plantillas sistemática definidos los espaciamientos y profundidades consideradas. Si se tiene suficiente información geológica, la localización y profundidad de la plantilla de perforaciones, toma en cuenta las tres dimensiones geométricas de las características geológicas.

Ejemplos de la localización de plantillas de perforaciones de inyección como se indican en planos y especificaciones para varios tipos de presas, son mostrados en las figuras 10-3 y 10-5. Los dibujos son enteramente esquemáticos, fuera de escala, sobre la consideración que el número real de perforaciones será determinado por el área de la sección de configuración de la excavación del cimiento de la presa. En adición, se considera en cada ejemplo que la cimentación está ya en roca, de tal modo que tanto el tapete como la pantalla de inyección son los anticipados en los planos y especificaciones.

TAPETE DE INYECCIONES.

Las perforaciones para inyección en "tapete" (perfs. "B") usualmente son de poca profundidad no mas de 5 a 10 metros y son utilizados para remediar los defectos de la cimentación, tales como fracturas en la roca reduciendo la permeabilidad y aumentando su resistencia.

Aunque las perforaciones de tapete pueden ser barrenadas normales a la superficie de la cimentación, hay considerables razones en dirigir las perforaciones para intersectar características específicas locales identificadas en el cimientamiento de la presa durante la excavación.

El tapete de inyección debe terminarse antes de la construcción de la Cortina.

PANTALLA DE INYECCION.

La pantalla de inyección en presas de tierra y/o de enrocamiento se termina usualmente antes de que la presa sea construída y se ejecuta desde un dentellón de concreto excavado en zanja sobre la superficie tratada de la trinchera. Una notable excepción para el tiempo normal de las operaciones de inyectado, es el inyectado después de la construcción desde un dentellón de concreto excavado en zanja en el talón de aguas arriba de una presa. Un ejemplo de inyección desde una zanja rellena de concreto (dentellón) excavada en el cimientamiento en una presa grande de tierra es el caso de la presa Dillon, Colorado en EE. UU. donde se inyectó desde un dentellón en el lecho de roca, en el fondo de la excavación de un depósito de grava.

Las pantallas de inyección de la cimentación de una presa de concreto es más efectiva después de terminada la presa, en el tiempo en el cual la carga total de la presa está ejerciendo sobre la cimentación. En tales circunstancias altas presiones de inyección se pueden emplear tal que garantice el máximo recorrido de la lechada en todas direcciones a lo largo de las trayectorias del flujo intersectados por las perforaciones de inyección.

En las presas de gravedad y arco gravedad de mediano tamaño o grandes, es práctica común construir una galería en el interior de la presa para de ahí barrenar perforaciones de inyección (Perf. "A") y perforaciones de drenaje (Perf. "D").

En el cimiento de pequeñas presas de gravedad y presas de arco delgadas, las inyecciones se pueden efectuar desde un dentellón a lo largo del contacto del paramento de aguas arriba de la presa, con la roca.- A falta de datos geológicos que indiquen otra cosa, la profundidad de las perforaciones de la plantilla de inyección de pantalla se determina por fórmula.- Una fórmula comunmente empleada establece que la profundidad vertical de la pantalla de inyección deberá ser un tercio de la altura de la presa a partir de la elevación del brocal de las perforaciones más 15 o 20 metros.- En donde las condiciones geológicas de la cimentación son conocidas, las profundidades de las perforaciones de pantalla no se basan en una fórmula, sino que, son determinadas por la localización a profundidad de los accidentes geológicos que requieran inyección de lechada para remediar o mejorar sus propiedades físicas, para reducir o eliminar potenciales filtraciones subterráneas a través de ellas.

El espaciamiento y secuencia de la plantilla de perforación e inyectado de pantalla en las perforaciones, ya sea desde un dentellón o galería es de suma importancia.- Generalmente se planean plantillas de perforaciones de pantalla espaciados 3 M. descomponiendo la medida de distancia entre ellos como una distancia inclinada o una distancia horizontal con la estipulación de añadir perforación donde se requiera.- Es práctica aceptada la secuencia de barrenación e inyectado, controlado por una plantilla cerrada a unos 24 metros de separación para un lecho de roca de propiedades uniformes y baja permeabilidad promedio.- En la figura ⁽¹⁰⁻⁷⁾ se considera que la toma de lechada en cada perforación es insignificante y que, como la plantilla es cerrada, las perforaciones son barrenadas sucesivamente a menor profundidad según la fórmula de profundidad.- En un ejemplo real la determinación de la profundidad de las perforaciones intermedias se controla por la experiencia en las perforaciones precedentes, así otorgando gran versatilidad al procedimiento.-

Excepto en situaciones donde los materiales de la cimentación son uniformes y las estructuras geológicas son muy simples, operaciones de inyectado y pantalla deben ser conducidas siempre y con una supervisión muy estrecha por un geólogo experimentado.- El conocimiento de las condiciones de la cimentación obtenidos durante las investigaciones preliminares y en las etapas de diseño casi invariablemente no proveen un entendimiento completo de la localización exacta, dimensiones y propiedades de las características geológicas subterráneas que puedan promover ajustes en la cimentación durante la carga o permitiendo filtraciones excesivas.

Examinando los fragmentos de las perforaciones de inyección y si se juzga necesario, la recuperación y examen de núcleos, se facilita el registro de los rasgos gruesos y de pequeña escala que contribuyan a aumentar la apreciación de los detalles geológicos subterráneos y su reconstrucción cada vez mas precisa.

La prueba de agua a presión no se requiere porque el consumo de lechada medida sirve al mismo propósito particularmente si las mezclas iniciales son delgadas.

Las figuras 10-8 sugieren los requerimientos de consideraciones cuidadosas de la geología subterránea en su localización y determinación de la profundidad de la pantalla en una variedad de situaciones tales que peligrosas y potenciales filtraciones por debajo o a los lados de los límites de la profundidad de la pantalla por medio de la fórmula pueden ser reducidas o eliminados. Solamente perforaciones de localización especial o de profundidad (líneas fuertes) en exceso de aquellas calculadas por la fórmula se muestran en la figura 10-8.- Se consideró que el espaciamiento de la plantilla y las profundidades por medio de la fórmula de las otras perforaciones se mantendrán para la pantalla completa de toda la cimentación.

EJEMPLOS DE PANTALLAS DE INYECCION.

Las figuras 10-9 . 10-12, ilustran ejemplos de pantallas de inyección en las cuales la profundidad, la presión de inyectado, y la consistencia de las lechadas, fueron controladas por la geología de la cimentación. En cada ejemplo un entendimiento de la geología de la cimentación se obtuvo de los núcleos de las perforaciones de exploración anterior al diseño y construcción de la presa, mapeando los detalles geológicos de la superficie antes y durante la construcción y continuando las observaciones del progreso de las operaciones de inyectado. En cada presa una plantilla cerrada a 24 metros fue empleada, y como se fue requiriendo, perforaciones adicionales se hicieron para remediar condiciones especiales.

La figura 10-9, ilustra el resultado de pantalla de una parte de la cimentación de la presa Dillon en Colorado. Una presa de tierra situada sobre una sucesión de fallas inclinadas, y, en el sitio, estrechamente fracturadas, las rocas sedimentarias. Un problema particular se presentó por el fracturamiento cercano en las areniscas frágiles y cuarcitas en la formación Dakota, Fig. (10-10), en la cual, antes del inyectado tenían alta permeabilidad de circulación de agua - subterránea.

En la figura (10-11), está en proyección en un plano vertical la pantalla de inyección de la presa Williams, Fork, Colorado, una presa en arco de pared delgada. Las perforaciones para inyección fueron barrenadas desde un dentellón en el contacto de aguas arriba de la presa con la roca a un ángulo de 60° de la vertical e inclinadas sobre la presa.- Preliminarmente las investigaciones geológicas y exámen subsecuente de la cimentación durante las excavaciones, revelaron la existencia de un sistema de fallas esencialmente verticales de pequeño desplazamiento e intersectando gneises metamórficos cristalinos y esquistos.- La dirección de las fallas está generalmente cruzando el eje de la presa y sus existencia creó la probabilidad de fuertes filtraciones por debajo de la presa por lo menos donde ellas fueron sellados con lechada.

Durante las operaciones de inyectado, una falla de gravedad por deslizamiento, no conocida previamente su existencia, fué descubierta y tratada.-

La figura (10-12), muestra una porción de la pantalla de -- inyección perforada desde una galería en la presa Gross, Colorado, una cortina de concreto de arco-gravedad descansando sobre un granito masivo.- La penetración de la lechada fue especialmente notable a lo largo de una falla de gravedad por deslizamiento inclinada hacia el piso del cañón.-

INYECCIONES EXTRAS PARA PROPOSITOS ESPECIALES.

Durante las investigaciones anteriores a la construcción de la presa, o como condiciones geológicas imprevistas se manifiesta en la excavación de la cimentación, la necesidad de perforaciones -- "extras" para propósitos especiales (perf. "C") que pueden llegar a ser evidentes.- Estas perforaciones son barrenadas e inyectadas para mejorar la resistencia y/o reducir la permeabilidad de la roca que no son intersectadas por perforaciones de tapete o pantalla.

Ejemplos de condiciones de cimentación que requieren inyectado "extra" se muestran en la fig. 10 - 13 .- La profundidad, dirección, e inclinación de las perforaciones se determinan por la geometría - tridimensional de las zonas incompetentes y/o rocas permeables así reveladas por la observación de campo del lecho rocoso expuesto en las excavaciones de la cimentación y comportamientos.-

CONSISTENCIA DE LA LECHADA Y PRESIONES DE INYECTADO.

El propósito del inyectado de la cimentación es el mejora-- miento del aumento de resistencia de los materiales de la cimentación, y generalmente considerando aún más importante, el llenado y sellado de vías potenciales de filtración. Para realizar este -- propósito en muchas circunstancias, requiere del ejercicio de una gran habilidad y juicio en la localización de las perforaciones, -- control de presiones de inyectado y de consistencia de lechadas.-

La localización y profundidad de las perforaciones se determinan por el conocimiento de las condiciones geológicas locales y por la experiencia obtenida durante el progreso de las operaciones de inyectado con una cuidadosa supervisión, excepto las presiones y consistencia de las lechadas deberán basarse en consideraciones altamente subjetivas.- En su realización, no es sorprendente, que existan amplias divergencias de opinión y de procedimientos presentes para el control de superficie de las operaciones de inyectado.

La habilidad de la lechada de cemento para penetrar espacios abiertos interconectados está limitada por las dimensiones de los espacios abiertos y de la cantidad y medida de las partículas de cemento suspendidas en la base de agua.- Aberturas ligeramente más grandes que el tamaño capilar pueden permitir la libre circulación del agua subterránea^{pero} son rellenas rápidamente y obstruidas por las partículas de cemento y el transporte lateral y/o vertical de la suspensión de lechada es grandemente impedido o parado. En aberturas mas grandes presuponiendo vias interconectadas de circulación, la suspensión de lechada se mueve con facilidad y en algunos casos viaja sorprendentemente grandes distancias.

Si la circulación fácil continuá con el progreso de las operaciones de inyectado, la suspensión es gradualmente espesada y -- si es necesario la presión correspondiente incrementada hasta que el relleno de las aberturas posibles, se indica por el rechazo de la perforación para aceptar lechada adicional. Escapes de lechada en la superficie deberán ser calafateadas o de alguna otra manera selladas para fomentar el confinamiento subterráneo de la lechada.-

La definición de "delgada" y "espesa" no son precisas pero, generalmente, mezclas "delgadas" son interpretadas para significar mezclas preparadas por mezclado de 8 a 10 volúmenes de agua por uno de cemento.-

Mezclas espesas tienen una proporción en volumen de agua-cemento de aproximadamente 1 : 1, o espesuras que no sean mayores de tal modo que la lechada no pueda ser bombeada con facilidad.-

En la práctica la experimentación con proporciones de agua-cemento en las etapas iniciales de inyectado para determinar las condiciones óptimas para la circulación siempre es muy útil. En algunas circunstancias en rocas muy fracturadas, en rocas solubles cavernosas, tales como calizas y gravas de alta permeabilidad, son indicadas inicialmente mezclas espesas, y aditivos inertes, tales como arcilla o arena pueden ser añadidas a la suspensión de lechada como relleno económico.- La determinación de las presiones usadas en las operaciones de inyección requiere proceder con juicio, y depende de las condiciones naturales locales. Cuando las presiones de la lechada exceden de ciertos límites críticos, existe la posibilidad de que la roca de cimentación pueda ser dislocada, y se formen vías de circulación que no existían previamente. Las posibles consecuencias, del uso excesivo de las presiones en la lechada, se entiende por la referencia de la fig.10-14, en la cual se supone Fig. (10-14A) que la perforación intersecta una vía horizontal de circulación potencial de lechada, tales como fracturas planas o un plano de estratificación sedimentaria, y que Fig.(10-14B) una perforación similar intercepte un plano inclinado de circulación potencial.

En la Fig. (10-14A) la profundidad de una vía confinada horizontalmente se indica como (h) y se considera que la presión de la lechada en la perforación en el punto de entrada dentro de la vía es aproximadamente la misma que la presión indicada por el manómetro en la superficie. La entrada de lechada dentro de la vía disloca la masa de roca arriba de la vía, y por acción de cuña y ajustes locales, elásticos y/o plásticos en la roca tienden a ampliar la vía de manera que permita la difusión lateral de lechada. Así, por el movimiento de agua subterránea, las fricciones a lo largo de la vía reduce la presión del fluido en cualquier punto, en función de la distancia de la perforación, pero a medida que la vía se amplía, las fricciones llegan a ser del mismo orden de magnitud como la presión registrada en el manómetro.

La fuerza de elevación bajo la presión de la lechada en una vía horizontal puede ser fácilmente calculada en función de la presión de cualquier punto de la vía.

Considerando que la densidad de la roca es de 2.6, cerca del promedio del granito, la tabla 10-1 fué preparada e indica las alturas (h) de una columna de roca que puede ser elevada, como una función de la presión en cualquier punto a lo largo de la vía horizontal. La tabla se calculó determinando que la presión vertical ejercida por una columna de roca de densidad 2.6 se incrementa por 1.125 psi por pie de altura añadido.

TABLA 10-1

Altura de una columna de roca de densidad 2.6 que puede ser desplazada hacia arriba por lechada bajo presión en una vía confinada horizontal.

Presión (psi)	h (ft)
10	8.8
50	44.4
100	88.8
200	177.7
300	266.6
400	355.5
500	444.4
1000	888.8

En la Fig. (10-14 B) la vía inclinada a un ángulo ϕ de la horizontal es mostrado. La presión ejercida hacia arriba verticalmente de la lechada en cualquier punto de la vía se obtiene por multiplicación de la presión de la lechada por el $\cos \phi$. Claramente el peso de la columna de roca que se aproxima en cualquier punto decrece a medida que la lechada se acerca a la superficie, así se explica el incremento fácil del movimiento de la lechada hacia la superficie. Cuando $\phi=90^\circ$, tal que la vía de circulación es vertical, la presión completa de la lechada es dirigida horizontalmente, y grandes presiones son improbables que causen dislocaciones extensivas de la roca, excepto en valles de taludes escarpados.

A causa del amplio rango en complejidad de los sistemas de circulación subterránea no es posible establecer una fórmula rígida para controlar las presiones en la parte superior de la perforación. Por las razones subrayadas arriba, debe tenerse cuidado en mantener bajas presiones

de la lechada donde las perforaciones intercepten vías en el fondo de los valles y vías paralelas a lo largo de estos, especialmente durante el inyectado de tapete. Para las pantallas de inyección la regla que se sigue algunas veces establece que la presión en una lechada delgada inicialmente se incrementa hasta un nivel el cual establece una circulación libre (considerando presentes vías de circulación) pero no en exceso de la presión hidrostática calculada del llenado del embalse a la elevación de la boca del barreno más 10-50 psi. La presión hidrostática del agua incrementada 0.433 psi por pie de profundidad. Por supuesto la presión hidrostática de la lechada en la perforación se incrementa con la profundidad, pero esta presión usualmente se ignora.

A medida que las mezclas de lechada son espesadas y se aproxima la perforación al rechazo, la presión puede ser gradualmente incrementada, pero exceptuando perforaciones profundas en rocas de alta resistencia no deberá permitirse exceder una presión del doble de la calculada con la carga hidrostática del llenado del embalse a la elevación de la boca de la perforación más 10-50 psi.

Una experiencia no poco común es una caída rápida de presión en el manómetro cuando la lechada bruscamente fuerza su camino en una nueva vía de más fácil circulación. Cuando esto sucede, la presión de la lechada ~~son~~ ^{es} reducidas y continuadas a un nivel justo suficiente para mantener la circulación.

Prematuro espesamiento de la lechada o reducción de la presión para causar al rechazo en la perforación deberá ser evitado a menos que pueda ser demostrado que la lechada se está escapando a un pozo superficial fuera del área de fundación.

Mientras que la lechada está circulando a algún lugar de la cimentación o muy próxima a ella, se deberá considerar que esto está contribuyendo a un mejoramiento de las propiedades ingenieriles de los materiales de la cimentación y a una reducción en la permeabilidad de las filtraciones.

PERFORACIONES DE DRENAJE Y OBSERVACION, POZOS, Y PRISMAS POROSOS.

A pesar de los cuidados en las operaciones de inyectado del tapete y pantalla, existe la posibilidad, e indudablemente la probabilidad

de que no todas las posibles vías de circulación de agua subterránea hayan sido intersectadas y selladas por lechada. Apreciaciones de la efectividad de las operaciones de inyectado usualmente no es posible, hasta que el embalse atrás de la presa esté parcial o completamente lleno. Por consiguiente es una práctica estándar, barrenar perforaciones, excavar pozos, o construir prismas de drenaje porosos aguas abajo de la pantalla de inyección para interceptar el agua subterránea que pase a través o por debajo de la pantalla y para facilitar la observación de los volúmenes cambiantes del flujo con el llenado y vaciado del vaso.

En una presa de tierra la cual cubre el dentellón, excesivas filtraciones a través de la pantalla después del llenado del vaso presente un gran problema que puede no ser remediado por cualquier medio simple. Para prevenir así un acontecimiento es aparente que tanto la pantalla como el tapete antes del emplazamiento de la presa deberá dirigirse con gran cuidado y atención meticulosa para detallar la geología de la cimentación.

En presas de concreto gravedad y arco-gravedad las cuales contienen galerías de inyección y en las presas de arcos delgados inyecciones de reparación utilizando la existencia de perforaciones de drenaje o barrenando nuevamente perforaciones, no presentan problemas insuperables.

REFORZAMIENTO DE LA ROCA POR ANCLAS Y CABLES.

Las masas de roca fracturada o rocas sedimentarias débiles en las cuales los planos de debilidad son inclinados hacia el fondo de un valle, y masa de roca compleja y densamente fracturada, sin hacer caso de la orientación de las fracturas ^{tienden} a ser inestables y pueden presentar una constante amenaza de colapso por falladura de talud, especialmente si sus propiedades son cambiadas por la exposición a la atmósfera o las masas son penetradas por el agua bajo presión del embalse. Si en el interior de las excavaciones rocas estratificadas y fracturadas son contenidas por la presa, las fallas de talud pueden no ser consideradas un problema. Afuera y arriba de la presa, sin embargo, masas inestables pueden llegar a ser activas como para causar un

llenado parcial del vaso, obstruyendo las estructuras de desvío, o daños físicos a la presa y obras auxiliares.

Aunque el confinamiento por la presa de masas muy fracturadas dentro de la cimentación previenen fallas de talud, tales masas pueden tener una capacidad de resistencia inadecuada y, si las fracturas son orientadas en direcciones críticas, pueden contribuir a una dislocación desigual y fracaso de una presa. El tratamiento de lechada de las fracturas de los materiales de la cimentación incrementa el aumento de resistencia y reduce permeabilidades, pero en algunos casos, el reforzamiento por anclas de varilla y/o cables de acero tensionados se requieren para estabilizar y proveer la resistencia adicional para el factor adecuado necesario de seguridad contra fallas ya sea en el cimiento de la presa o en su vecindad.

Las anclas y los cables, si son apropiadamente utilizados, incrementan la resistencia de las masas de roca por la tendencia a cerrar fisuras abiertas y por el aumento de la resistencia al corte a lo largo de fracturas y estratos débiles por incremento de la resistencia por fricción.

Las anclas y cables no serán efectivas si no son debidamente ancladas de tal modo que puedan ser tensionadas. Las anclas comúnmente tienen un dispositivo corto de anclaje por expansión en el extremo del fondo y requiere roca firme para su anclaje efectivo. Se está incrementando el uso de anclas de varilla y cables haciéndose el anclaje con resinas de rápido fraguado de alta resistencia. Las resinas funcionan bien aún en materiales de baja a moderada resistencia y tienen la ventaja de proveer tramos anclados de cualquier longitud deseada por control del volumen de la resina vaciada dentro del barrenado. Los cables se usan en perforaciones más profundas que aquellos barrenados para anclas de varilla, pero pueden ser usados en lugar de anclas de varilla bajo muchas circunstancias.

El uso propio de anclas o cables requiere del conocimiento de las propiedades friccionantes de los planos de debilidad y esfuerzos cortantes que causan dislocación a lo largo de éstos planos.

El coeficiente de fricción estático, K (Fig. 10-15) por definición es la relación de la fuerza del corte, S , necesaria para iniciar el movimiento de una superficie sobre la otra, a la fuerza N , actuando normal entre las superficies de contacto y tendiéndolas a presionar una contra la otra.

Si convertimos la fuerza a esfuerzo por unidad de área y, tomamos en cuenta la relación angular en la figura (10-15), tenemos:

$$K = S/N = \frac{\sqrt{s}}{\sqrt{n}} = \text{Tan } \phi \quad (10-1)$$

En la Figura 10-15, S y N se consideran componentes vectoriales de la fuerza G de gravedad.

Después de que se inicia el movimiento a lo largo de las superficies de contacto bajo una fuerza dirigida paralela a S las relaciones de fricción se especifican por un coeficiente de fricción cinético, el cual generalmente tiene un valor mas pequeño que el coeficiente estático de fricción.

En el siglo dieciocho, Coulomb, un físico francés, observó que la resistencia al corte (resistencia cortante) asociado con deslizamiento de una superficie pasando sobre otra, depende de dos factores, los cuales él llamó fricción interna y cohesión respectivamente y estableció la relación empírica.

$$S = \sqrt{n} \times \text{Tan } \phi + c \quad (10-12)$$

El valor de c depende de la tersura o rugosidad de las superficies en contacto, y en algunas situaciones de la presencia o ausencia de poros de agua o de un relleno de material débil tal como la arcilla.- La rugosidad de las superficie de contacto en sustancias frágiles produce trabazón, los cuales resisten las dislocaciones hasta que ellas son removidas por frotamiento o trituración.- En muchas rocas los movimientos a lo largo de las fracturas es acompañado por una reducción en el valor de c , tal que, se aproxima a cero.- En cálculos de ingeniería destinados para garantizar un factor adecuado de seguridad, es práctica común despreciar el valor de c , donde así, valores para el esfuerzo cortante me-

nores que el esfuerzo real.

El agua bajó presión en fracturas o en poros actúa reduciendo el esfuerzo normal efectivo en una cantidad igual a la presión. En la Fig. 10-15 las presiones piezométricas, positivas al vector de fuerza N , y actuando simultáneamente reducen el valor efectivo de \underline{G} y \underline{S} reduciendo así el esfuerzo cortante a lo largo de la superficie. Esta condición se expresa por :

$$S = (\overline{N} - u) \times \tan \theta + c$$

en donde u es la presión piezométrica.

El deslizamiento de una superficie sobre la otra puede ser inducida por incrementos de la fuerza S actuando en la dirección de la superficie de potencial dislocación o por incremento del ángulo θ de la superficie inclinada. (Fig. 10-15) ese ángulo de resistencia friccionante en el cual el deslizamiento espontáneamente puede ocurrir (θ) es algunas veces llamado ángulo crítico de reposo o más simplemente, ángulo de reposo y puede ser calculado de la ecuación 10-3, cuando S , N , u y c , han sido determinados experimentalmente ya sea por dislocación a lo largo de una fractura o a lo largo de un plano de debilidad de la roca, tales como planos de estratificación o foliación.

Los ángulos calculados de rocas en reposo, comunmente son del orden de 35° a 50° ; excepto en rocas débiles, incluyendo lutitas pobremente endurecidas y piedras arcillosas, las cuales pueden tener ángulos de reposo tan bajo como cerca de 20° .

En muchos materiales débiles no consolidados acuíferos el valor para θ crítico comunmente anda en el rango de 10° a 20° . En pendientes naturales en valles en los cuales hay fracturas o estratos de materiales débiles inclinados hacia el fondo del valle el ángulo de reposo raramente excede 40° . Los ángulos mas altos de reposo son observados en rocas firmes en las cuales las superficies de contacto a lo largo de planos de fractura son rugosas y bien trabadas. Un pro-

cedimiento útil, es la medida en el campo de la inclinación de ángulos de estructuras planas los cuales fueron excedidos y que han resultado en fallas de talud.

Algunos ángulos críticos de reposo y el correspondiente coeficiente de fricción estático se dan en la tabla (10-2).

TABLA 10-2

ANGULOS CRITICOS DE REPOSO Y COEFICIENTES DE FRICCION ESTATICA.

Ang. de reposo ϕ crítico (grados)	$K = \tan \phi$
10	0.18
20	0.36
30	0.58
40	0.84
50	1.19

El reforzamiento de la roca en taludes dentro y en la vecindad de las excavaciones de una presa se diseña para estabilizar y mejorar la resistencia de las masas rocosas en las cuales las fracturas o estratificaciones están inclinadas hacia el fondo del valle o para estabilizar masas completamente fracturadas las cuales podrían colapsarse por movimientos conjuntos ya sea espontáneamente o por causa de taludes muy escarpados o por remoción de soporte durante la excavación. Los procesos que promueven deslizamientos a lo largo de planos de fractura o debilidades reduciendo de hecho el ángulo crítico de reposo, incluyendo la penetración de agua bajo presión, humedecimiento y expansión de arcillas en rellenos, acción de congelación, y, donde las estructuras planas están casi en el ángulo de reposo, bruscamente se dislocan por temblores de tierra.

Cuando se usan anclas y cables para reforzamiento, éstas deberán ser instaladas cercanamente al ángulo recto a planos y fracturas de debilidad como sea posible.- La razón de esto llega a ser obvio de la inspección de la figura 10-16 la cual muestra una fractura inclinada de la superficie a un ángulo de 30°

El ángulo θ es ligeramente menor que el ángulo θ crítico, que es el ángulo de reposo, pero para estar del lado de la seguridad en los cálculos, θ se considera ser igual a θ crítico.- Realmente no ha habido deslizamiento a lo largo de la fractura porque θ es menor θ crítico por una pequeña cantidad desconocida.

En la figura 10-16 A, un diagrama de fuerzas, (1) da un coeficiente de fricción estática, K , igual a $S/N = \tan 30^\circ = 0.577$ considerando que el ángulo de reposo es de 30° . Resultado de la fuerza de gravedad, G , da una componente N , normal a la fractura y una componente S , la cual es la fuerza que tiende a causar el deslizamiento a lo largo de la fractura.- El efecto de cohesión c , en la ecuación (10-2), no se considera. En la figura 10-16 A un ancla tensionada produce una fuerza F , actuando en la misma dirección como, N , y arbitrariamente fijada igual a N .- A causa de que S permanece constante y la fuerza normal a la fractura es ahora $F + N = 2N$, un nuevo diagrama de fuerzas (2) resulta y el valor de $\tan \theta = S/F+N = 0.27$ el cual corresponde al coeficiente de fricción y al ángulo de reposo de un material hipotético mucho más débil que el material real bajo consideración.

Para determinar la fuerza, S'' , necesaria para iniciar el deslizamiento a lo largo de la fractura después de instalada y tensionada el ancla, otro diagrama de fuerzas (3) se construye. De las relaciones $K = S/F+N = \tan 30^\circ = 0.577$ se determina que $S'' = 2S$, esto es, instalando y tensionando el ancla, se ha duplicado la resistencia al cortante a lo largo de la fractura.

En la Fig. 10-16 B, el ancla se instaló verticalmente, paralela a la dirección de la fuerza de gravedad, G .

El diagrama de fuerzas (1) antes de la instalación del ancla es idéntico con el diagrama de fuerza inicial de la Fig. 10-16 A. El diagrama de fuerzas 2, se considera arbitrariamente que la fuerza ejercida por el ancla, F , es igual a la fuerza de gravedad, G , y una nueva fuerza cortante, S'' , se calcula.

Sin embargo, aunque S' es el doble de S , la relación S'/N' en el diagrama de fuerzas 2 es el mismo como S/N en el diagrama (1) y ambas relaciones igual a K , el coeficiente de deslizamiento de fricción. Así la sola contribución que el ancla hace para prevenir el deslizamiento es la resistencia de la propia ancla, excepto, posiblemente de un incremento en el valor de c , el factor de cohesión en la ecuación -- 10-2, o 10-3.

Usualmente no es posible calcular el espaciamiento y tensionado de las anclas (o cables de acero) requeridas para estabilizar y proveer un predeterminado factor de seguridad en rocas complejamente fracturadas. No obstante a veces la geometría del espacio facilita cálculos simples que prueban ser muy útiles. Un ejemplo está provisto en la Fig. 10-17, en la cual se consideró que una losa de roca está resistiendo muy cerca del ángulo de reposo sobre una fractura inclinada 35° hacia el fondo del valle y roturas paralelas al valle. Para propósitos de cálculo se consideró que la losa se extiende 15 m. paralelos al fondo del valle y las otras dimensiones son aquellas mostradas en el diagrama:

Datos pertinentes son como sigue:

$$\text{Volumen de la losa} = 765 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso } (2\,560 \text{ Kg/m}^3) = 1960 \text{ Ton.}$$

Area de la fractura por

$$\text{debajo de la losa} = 232.26 \text{ m}^2 = 2\,322\,576 \text{ cm}^2$$

$$K = \tan \theta = \tan 35^\circ = 0.700$$

Los cálculos basados sobre el diagrama de esfuerzos (1) en la Fig. 10-17 produce los siguientes números.

$$\sigma_g = (0.84 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\sigma_n = \sigma_g \cos 35^\circ = 0.84 \times 0.82 = 0.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \sigma_g \sin 35^\circ = 0.84 \times 0.57 = 0.48 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y } \frac{\sigma_s}{\sigma_n} = \tan \theta = 0.700$$

Ahora suponga que se desea para incrementar σ_s por 50% por la instalación de anclas perpendiculares a la fractura y anclados en roca firme. Esto es, se desea determinar un valor de σ_n , diagrama de esfuerzos (2), el cual corresponde a $\sigma_s = 1.5 \sigma_n = 0.72 \text{ Kg/cm}^2$ para un ángulo de reposo de 35° ---

Por consiguiente ahora calculamos un valor para σ_n usando la relación $\sigma_s / \sigma_n = \tan \phi$, y concluimos que el ancla debe suplir un esfuerzo normal adicional a la fractura igual a 0.34 Kg/cm^2 para realizar el objetivo deseado, así:

$$\text{Esfuerzo adicional normal deseado} = 0.34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area de la fractura} = 2'322,576 \text{ cm}^2$$

Presión normal adicional deseada.

$$\text{sobre la fractura} = 2'322'576 \times 0.34 = 789'676 \text{ Kg (790 Ton).}$$

Supóngase que el ancla que se instalará debe ser tensionada a 4 530 Kg. Entonces para obtener el número requerido de anclas dividimos $789'676 \text{ Kg.} \div 4'530$ y llegar a 175 anclas, esto es aproximadamente un ancla por 1.33 m^2 . Además, incrementando el esfuerzo cortante a lo largo de la fractura está la resistencia del ancla misma la cual deberá ser cortada antes de que el movimiento se inicie. En muchas situaciones la instalación de anclas requiere de cuidadosas evaluaciones subjetivas de las condiciones existentes. Comúnmente desconocidas son el ángulo de reposo el cual determina el coeficiente de fricción, la geometría exacta y resolución de fuerzas en masas complejamente fracturadas, la extensión para el cual los poros de agua bajo presión pueden modificar σ_n y el valor de c en la ecuación 10-3.

Combinando inyectado con anclas o cables instalados se producen excelentes resultados. En taludes inestables el inyectado se hace después de la instalación de las anclas. En masas confinadas muy fracturadas el inyectado de la cimentación deberá ser primero y seguirse con la instalación de anclas tensionadas o cables para obtener resultados óptimos. Varios ejemplos del uso de anclas y cables de acero se muestran en la Fig. 10-18.

ESTABILIZACION DE TALUDES EN EL VASO.

Donde existe la posibilidad de fallas masivas en taludes del vaso, ya sea vacío o lleno, se deberán tomar pasos apropiados para estabilizar los taludes.- El remedio particular que se emplee en cada caso depende de la naturaleza de las condiciones locales. Excavaciones o anclajes de acumulaciones inesta-

tables de materiales no consolidados y excavaciones o estabilización por inyectado, anclas o cables de acero en taludes inestables de roca deberán ser considerados como rutina en situaciones donde a corto o largo plazo la integridad del vaso es amenazado por fallas de talud.

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION.

En adición para un resumen de todas las operaciones de ingeniería y "como se hizo"; los dibujos al final del informe de construcción deberán tener meticulosamente preparado, mapas y secciones de la cimentación y empotramientos de la presa y de las obras auxiliares; tabular y narrar condensadamente todos los aspectos de construcción relacionados al tratamiento de los materiales de la cimentación para mejorar su resistencia o para reducir filtraciones subterráneas.

- o -

REFERENCIAS.

Ernest E. Wahlstrom.- Dams, Dam Foundations and Reservoir Sites.

Elsevier scientific publishing company 1974

D.P. Krynine and W.R. Judd.- Principios de Geología y Geotecnia para Ingenieros
Ediciones Omega, S. A. 1961.

H. Cambefort.- Inyección de Suelos.- Ediciones Omega, S. A. 1968.

Consultivo Técnico S.R.H.- Instrucciones sobre las operaciones de Inyectado 1963.

Journal ACI.- Notes on the Theory and Practice of Foundation Grouting.

By V.L. Minear.- Vol. 18 No. 8.- Abril 1947.

ASCE.- National Structural Engineering Meeting.- Potentially Active Faults in
dam foundations.- By James L. Sherard and Lloyd S. Cluff April 9-13 1973
Meeting preprint 1948.

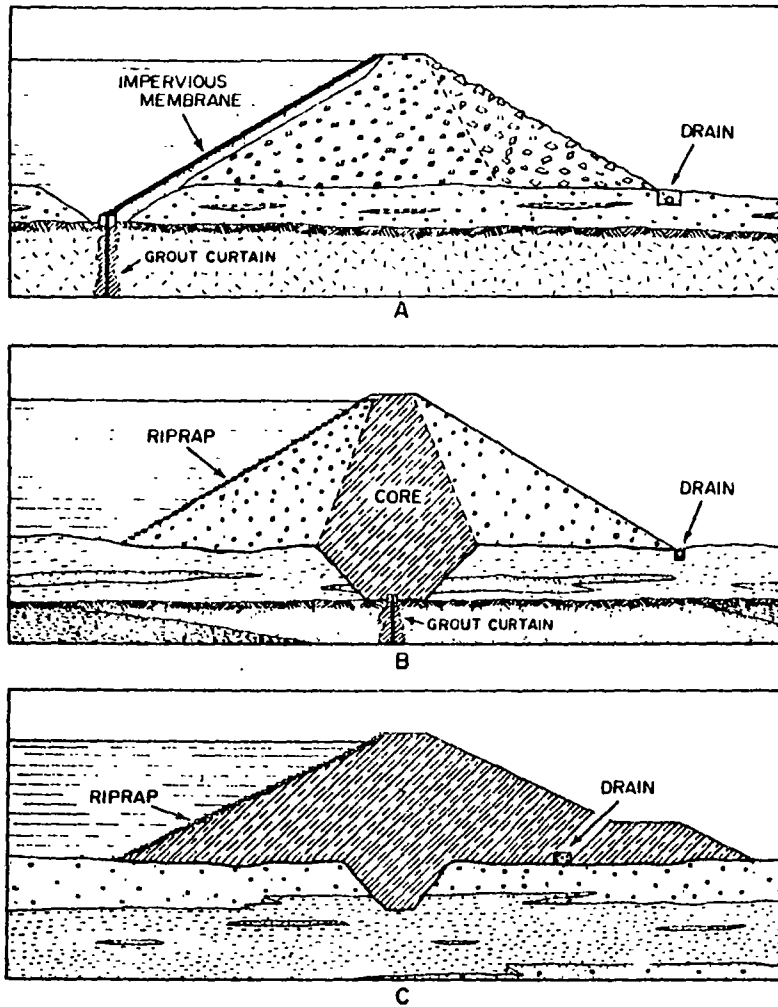


Fig. 10-1. Secciones de presas de tierra y enrocamiento sobre depósitos no consolidados.-

- A.- Presa de enrocamiento. La membrana impermeable (de concreto asfáltico) se extiende desde un dentellón en el lecho de roca.-
- B.- Trinchera que se extiende hasta la roca basal.-
- C.- Trinchera que penetra a una capa impermeable de un relleno no consolidado.

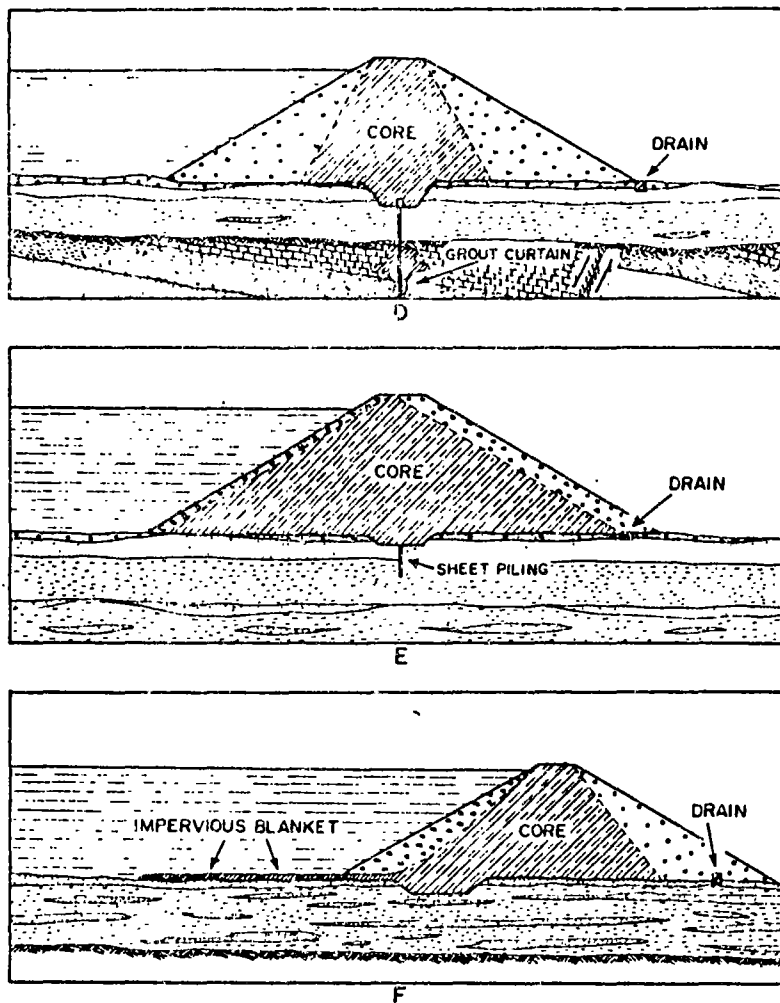


Fig. 10-1. (continuación)

Secciones de presas de tierra y enrocamiento sobre depósitos no consolidados.-

- D.- Trinchera que se extiende a una capa de material impermeable no consolidado.- Las perforaciones de inyección se extienden a través de una capa de caliza de la roca basal abjo del relleno.
- E.- Una trinchera está provista por un tablaestacado hincado en una capa de material impermeable.-
- F.- El flujo por debajo de la presa es reducido por una capa de material impermeable colocado aguas arriba de la presa (delantal impermeable).

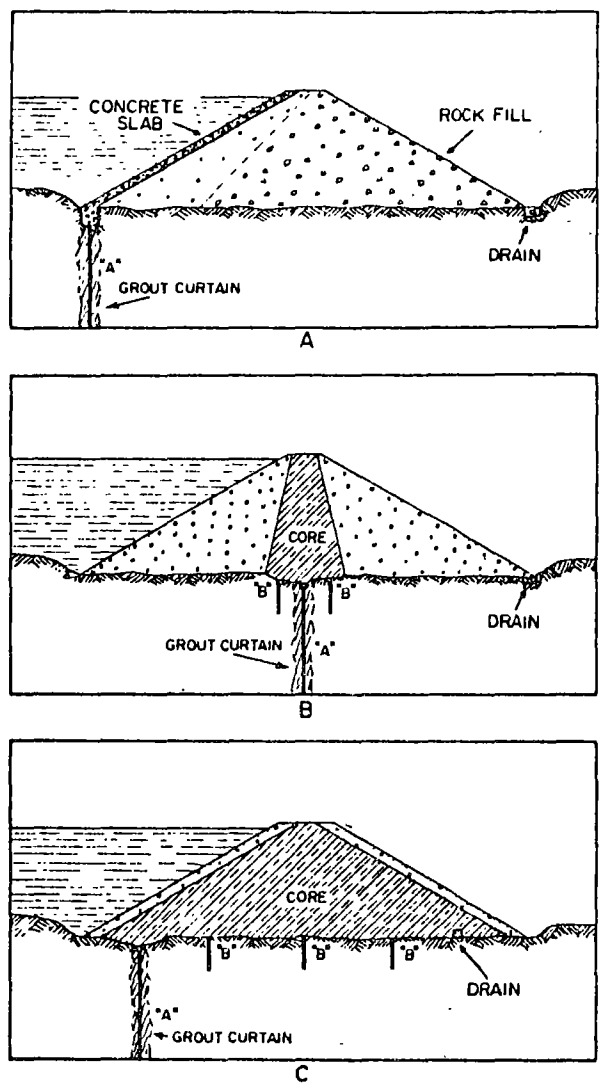


Fig. 16-2. Algunas secciones de presas con la roca de cimentación mostrando las localizaciones de los barrenos perforados para el tratamiento de la cimentación.- Véase discusión en el texto para explicaciones de las designaciones de las perforaciones.-

- A.- Presa de enrocamiento con un talud impermeable de concreto.-
- B.- Presa de tierra zonal y enrocamiento.
- C.- Presa de tierra zonal y enrocamiento.

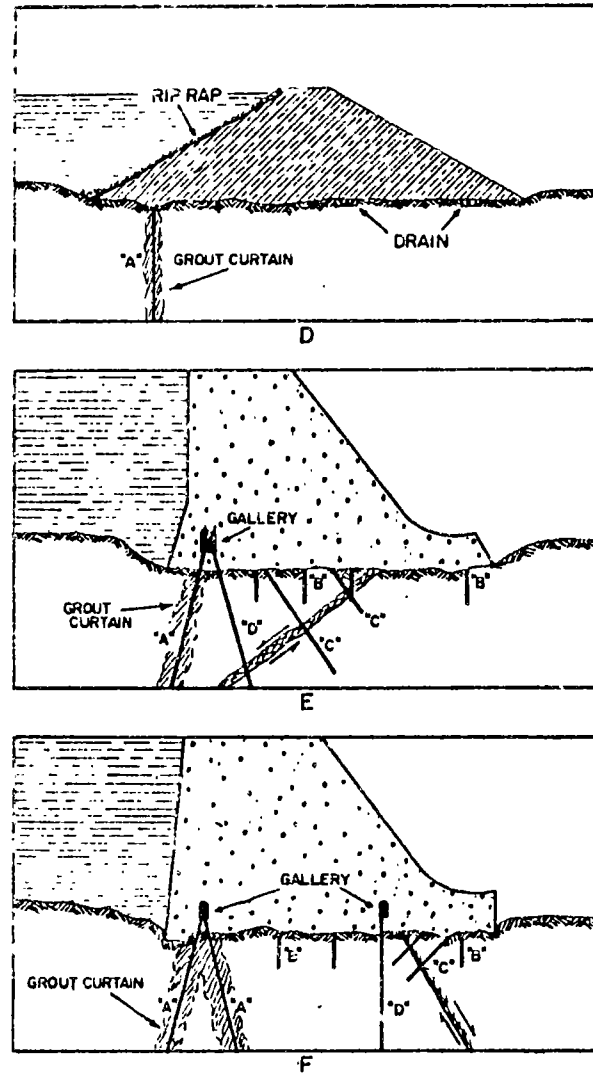


Fig. 10-2. (continuación)

Algunas secciones de presas con la roca de cimentación mostrando las localizaciones de los barrenos perforados para el tratamiento de la cimentación.- Véase discusión en el texto para explicaciones de las designaciones de las perforaciones.-

D.- Presa de tierra.

E.- Presa de concreto gravedad con perforaciones "C" intersectando una zona de falla.

F.- Presa de concreto gravedad con pantalla doble y perforaciones "C" intersectando una zona de falla permeable.-

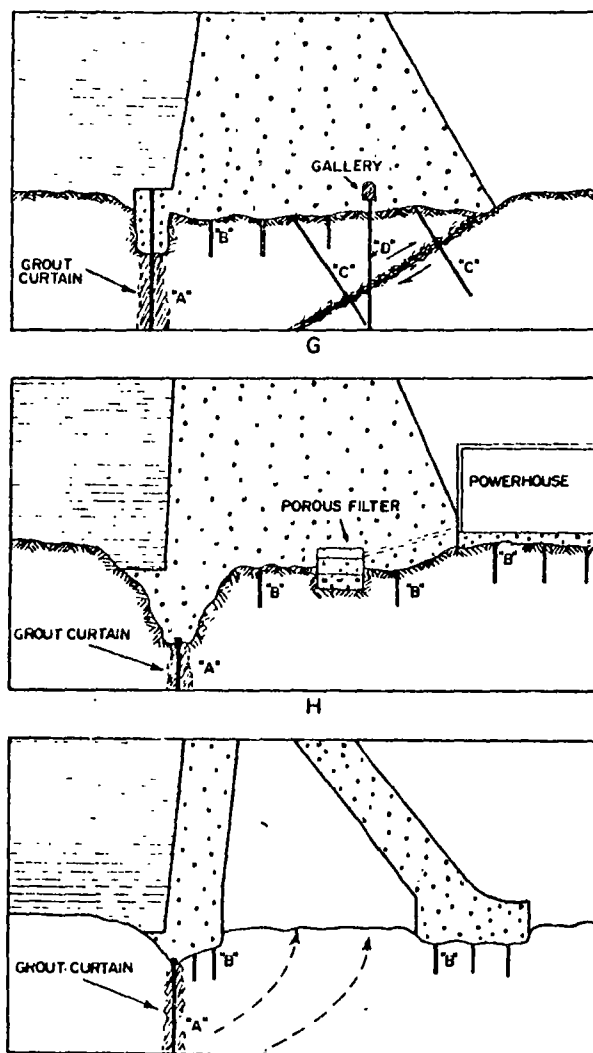


Fig. 10-2. (continuación)

Algunas secciones de presas con la roca de cimentación mostrando las localizaciones de los barrenos perforados para el tratamiento de la cimentación.- Véase discusión en el texto para explicaciones de las designaciones de las perforaciones.-

G.- Presa de concreto gravedad con perforaciones "C" para propósitos especiales.

H.- Presa de concreto gravedad con filtro poroso para coleccionar el agua de filtraciones.

I.- Presa de concreto gravedad hueca (aligerada), las flechas indican posible flujo de filtraciones pasando la pantalla de inyección

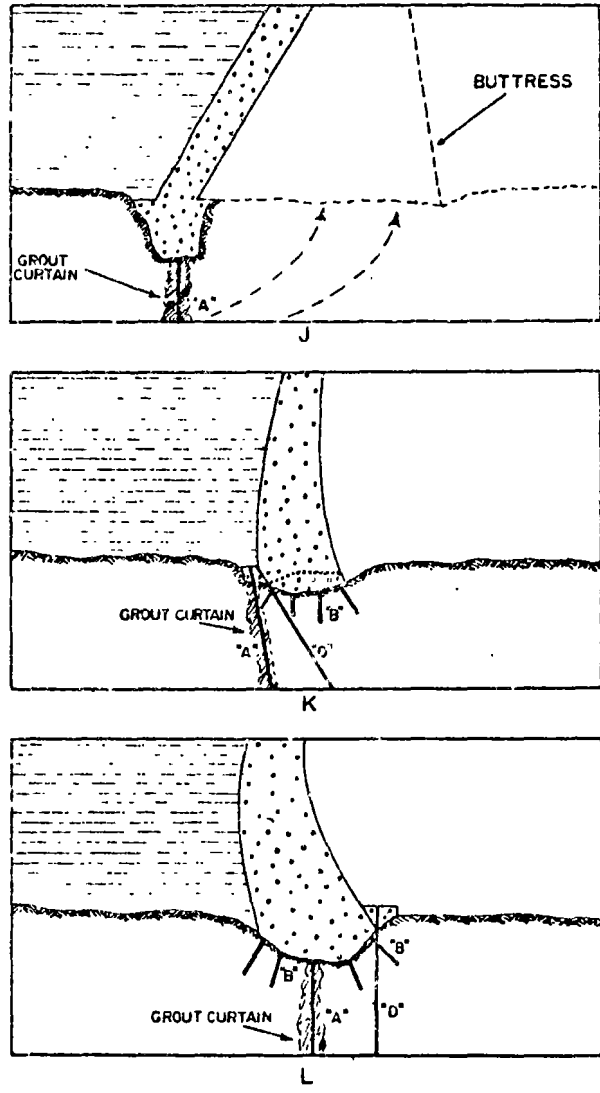


Fig. 10-2. (concluye)
 Algunas secciones de presas con la roca de cimentación mostrando las localizaciones de los barrenos perforados para el tratamiento de la cimentación.- Véase discusión en el texto para explicaciones de las designaciones de las perforaciones.-

J.- Presa de concreto de contrafuertes. Las flechas indican posible paso de filtraciones a través de la pantalla inyectada.-

K.- Presa de concreto en arco.-

L.- Presa de concreto en arco.-

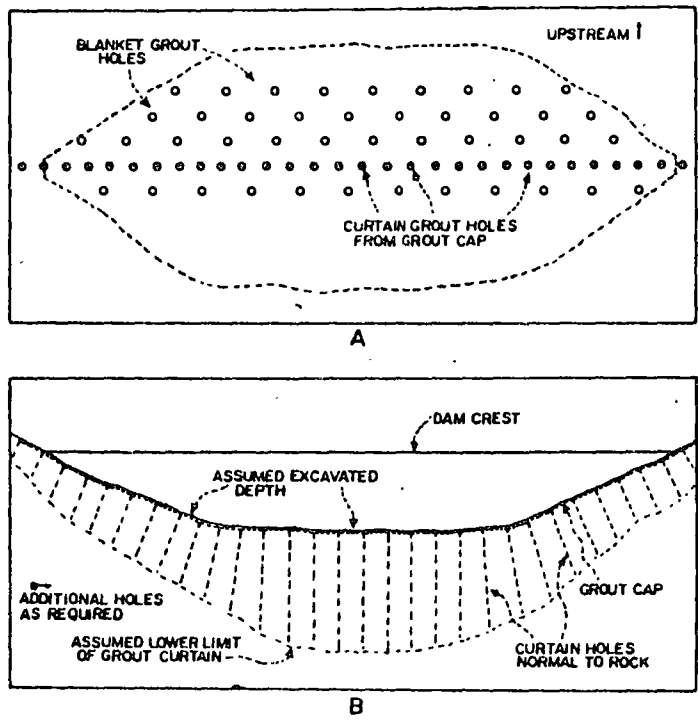


Fig. 10-3 Localización esquemática de la plantilla de las perforaciones, de tapete y pantalla en el lecho de roca de una presa de tierra de tamaño mediano

A.- Planta

B.- Perfil mostrando la profundidad de fórmula de las perforaciones de pantalla.

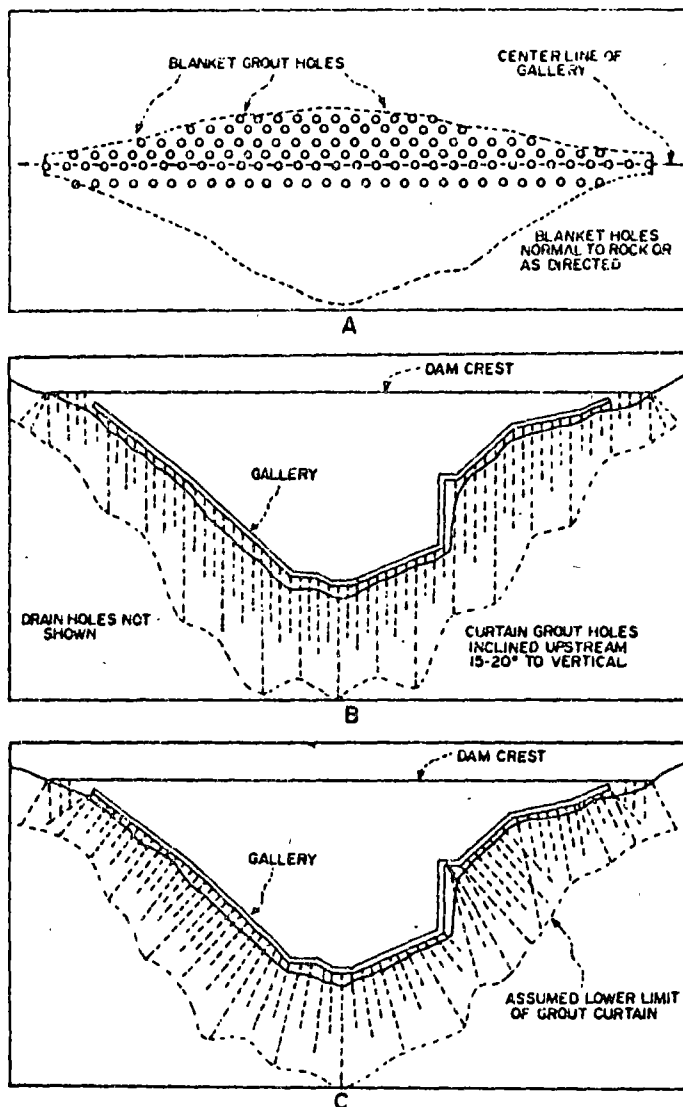


Fig. 10-4 Localización esquemática de la plantilla de las perforaciones de tapete y pantalla en la cimentación de una presa de concreto gravedad. Las perforaciones para la pantalla se hacen desde una galería dentro de la presa.

A.- Planta mostrando la localización de las perforaciones de tapete en el lecho de roca.

B.- Perfil mostrando la localización de las perforaciones de pantalla (plantilla principal)

C.- Perfil mostrando el plan alterno de inyección desde galerías. Note el abanicamiento de las perforaciones con la profundidad, generalmente no es deseable en roca profundamente fracturada.

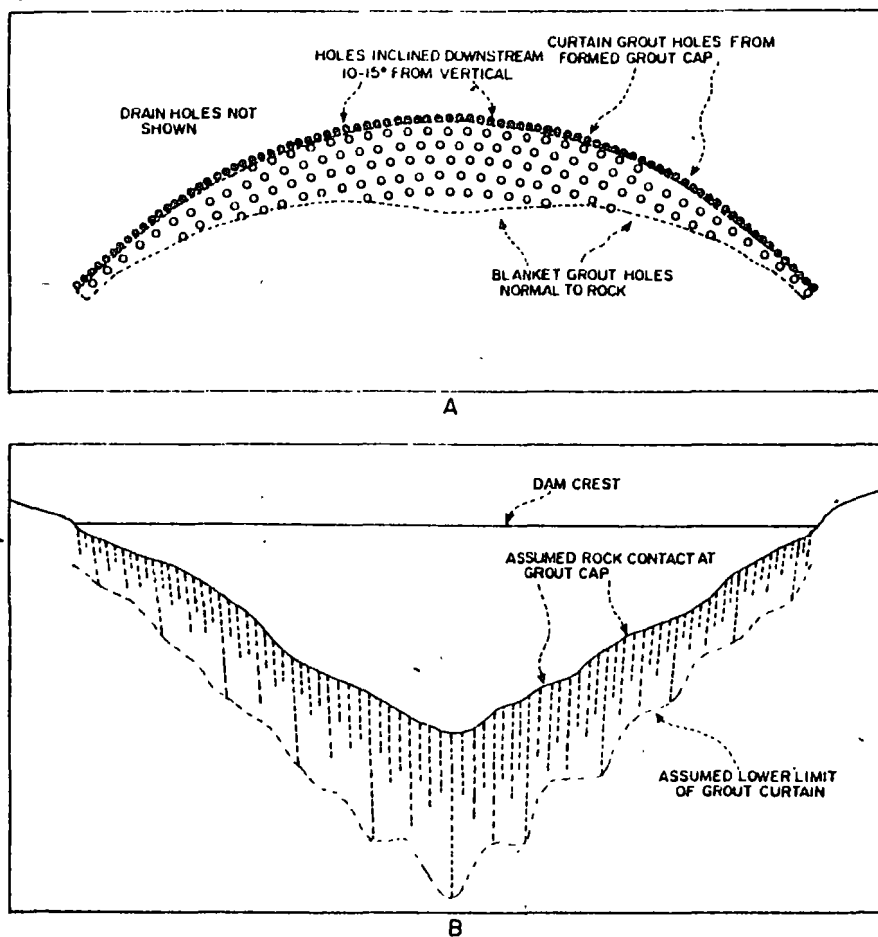
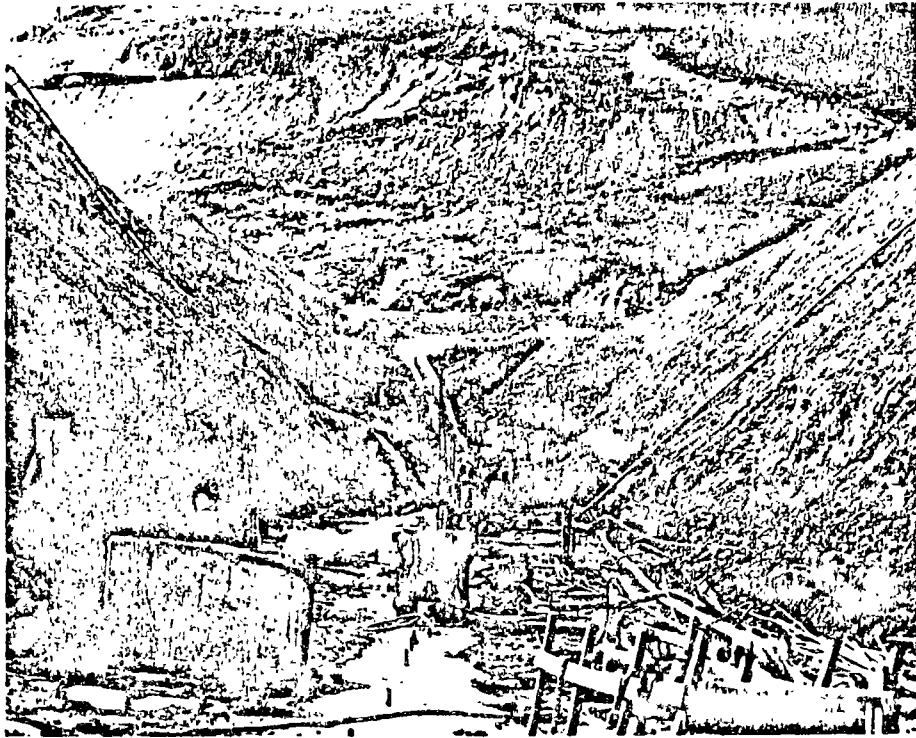


Fig 10-5 Localización esquemática de la pantalla de las perforaciones de tapete y pantalla en la roca de cimentación de una presa de arco delgada.

A.- Planta

B.- Proyección en un plano vertical pasando a través de los empotramientos. No se muestran las perforaciones de tapete.



✓
Fig. 10-6 Dentellón en el fondo de la trinchera excavada en depósitos de grava para apoyo de la pantalla de inyección, en la Presa Dillón Colorado.- (Foto cortesía de la Junta del Comisionado del agua de Denver)

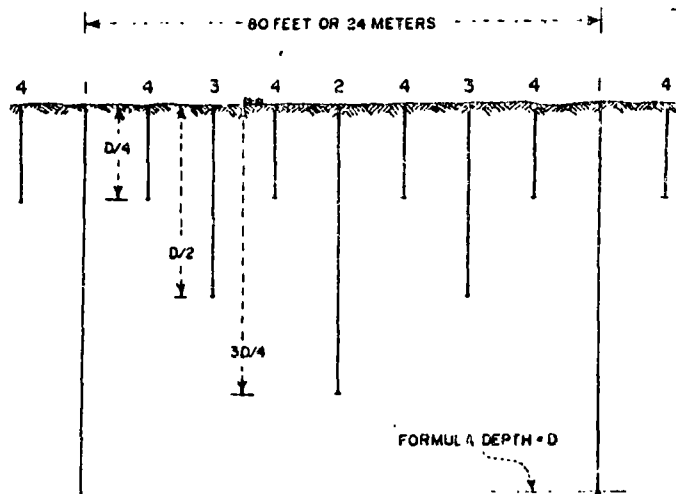


Fig. 10-7 Plantilla convencional cerrada de perforación e inyectado de pantalla. Los números indican la secuencia de perforación e inyectado.-

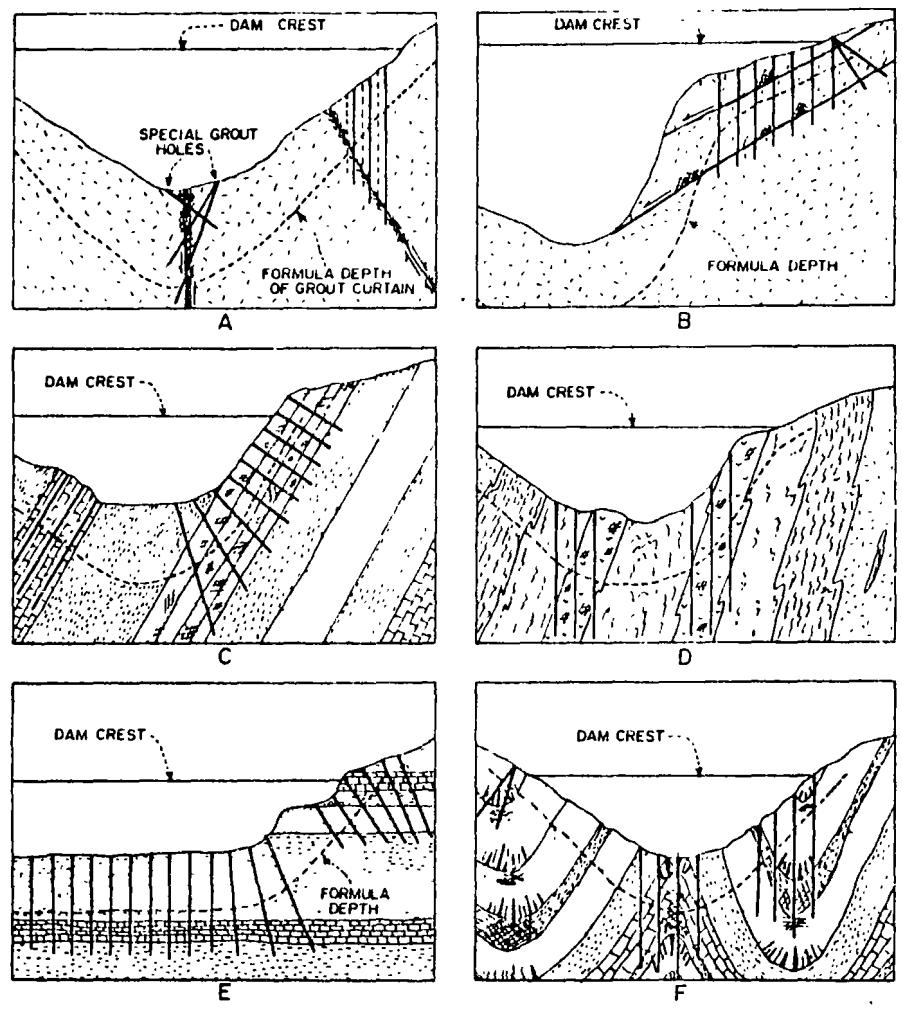


Fig. 10-8 Perforaciones de pantalla con profundidades y altitudes determinadas por las condiciones de la geología; subterránea. La línea punteada indica la máxima profundidad de la pantalla tal como serían calculadas por una fórmula sin considerar las características geológicas.

- A.- Barrenos inclinados especiales son perforados para intersectar una zona amplia quebrada a lo largo de una falla escarpada, y plantilla de perforaciones profundizadas para intersectar otras fallas en un empotramiento.
- B.- Plantilla de perforaciones que son profundizadas para intersectar zonas permeables a lo largo de una falla de deslizamiento por gravedad en un cañón de paredes escarpadas en rocas cristalinas.
- C.- Plantilla de perforaciones que son profundizadas en una capa de calizas y que se extienden para cruzar una capa inclinada de arenisca frágil fracturada.
- C.- Plantilla de perforaciones que son profundizadas en

una capa de calizas y que se extienden para cruzar una capa inclinada de arenisca frágil fracturada.

- D.- Perforaciones de inyectado que son profundizadas para penetrar capas fracturadas de cuarcita frágil en una secuencia metamórfica conteniendo esquistos y gneises.
- E.- Perforaciones de inyectado aumentadas más allá de la profundidad de fórmula para probar la permeabilidad en calizas de disolución.
- F.- Perforaciones profundas de inyectado para indagar zonas muy fracturadas asociadas con plegamientos apretados en rocas sedimentarias.-

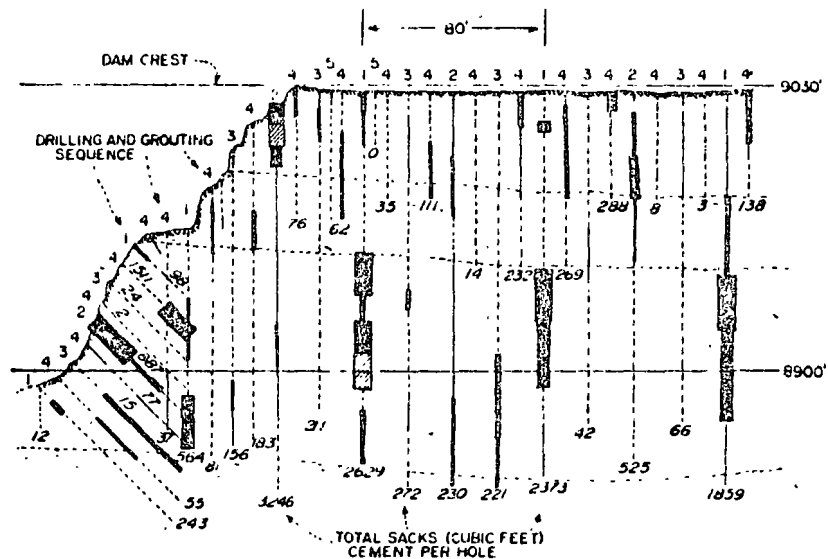


Fig. 10-9 Pantalla de inyección a lo largo de un segmento de la cimentación y empotramiento de la presa Dillón Colorado, una presa de terraplen descansando en rocas sedimentarias y contruida por la Junta del Comisionado del agua de Denver. Las capas de lutitas se indican con símbolos apropiados. Rocas en capas arriba y abajo de la lutita consisten principalmente de areniscas frágiles y cuarcitas sedimentarias (véase fig 10-10). Los anchos de las barras son proporcionales a la toma de lechada entre los obturadores fijados.-



Fig. 10-10 Fracturamiento cerrado en cuarcita muy permeable
expuesta en la excavación de la trinchera para
inyecciones, durante la construcción de la Presa
Dillón, Colorado. (Foto cortesía de la Junta del
Comisionado del agua de Denver)

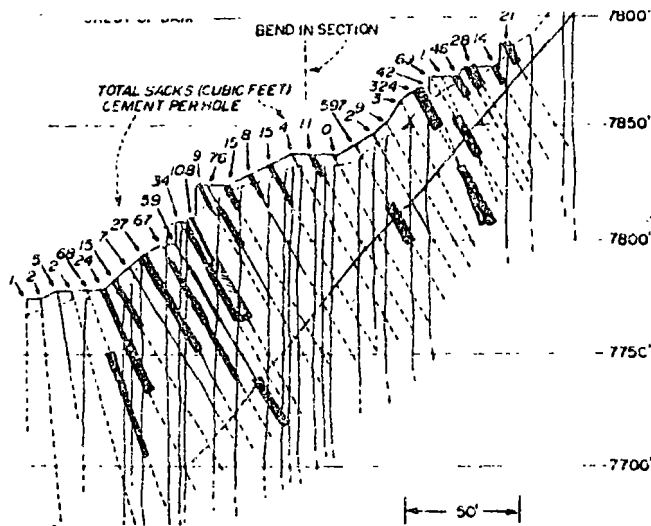


Fig. 10-11. Una porción de la pantalla de inyección de la presa Williams Fork, Colorado, una presa de arco delgado descansando en rocas cristalinas estrechamente cizalladas. El ancho de las barras son proporcionales a la toma de lechada entre los obturadores que se fijan. Proyección sobre un plano vertical. Mirando hacia aguas abajo. La presa fué construida por la Junta de Denver del Comisionado del Agua.-

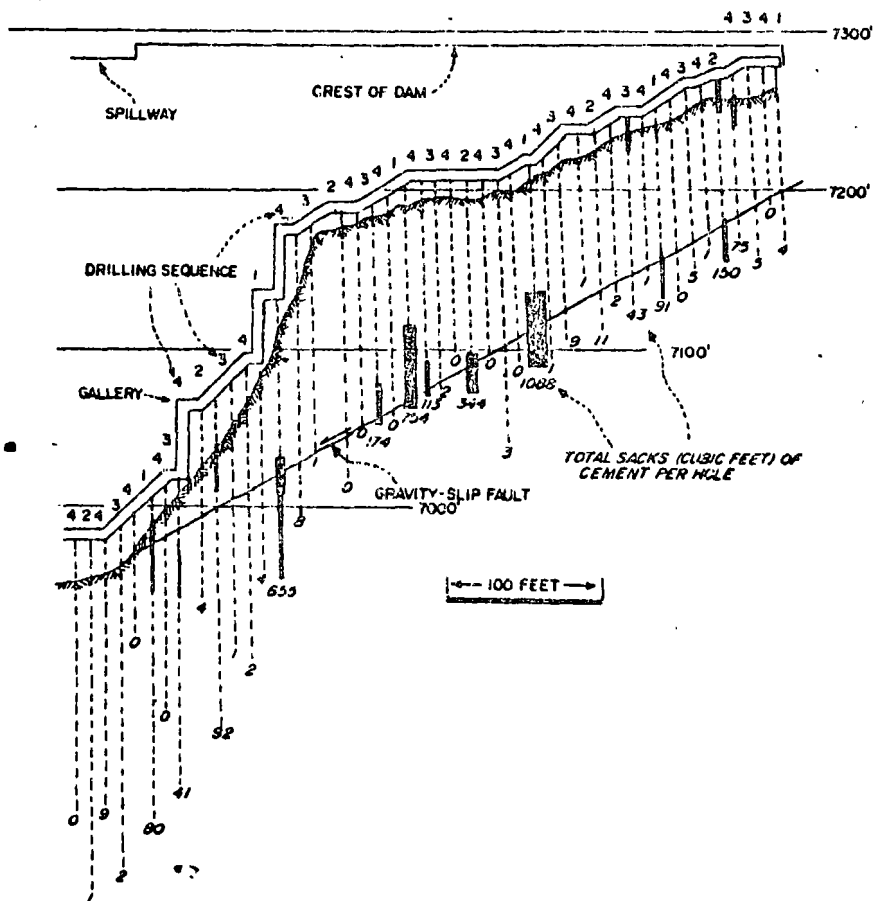


Fig. 10-12. Una porción de la pantalla de inyección de la presa Gross, Colorado. Note la penetración extensiva de lechada en una falla de deslizamiento por gravedad. La presa fué construida por la Junta en Denver del Comisionado del Agua.-

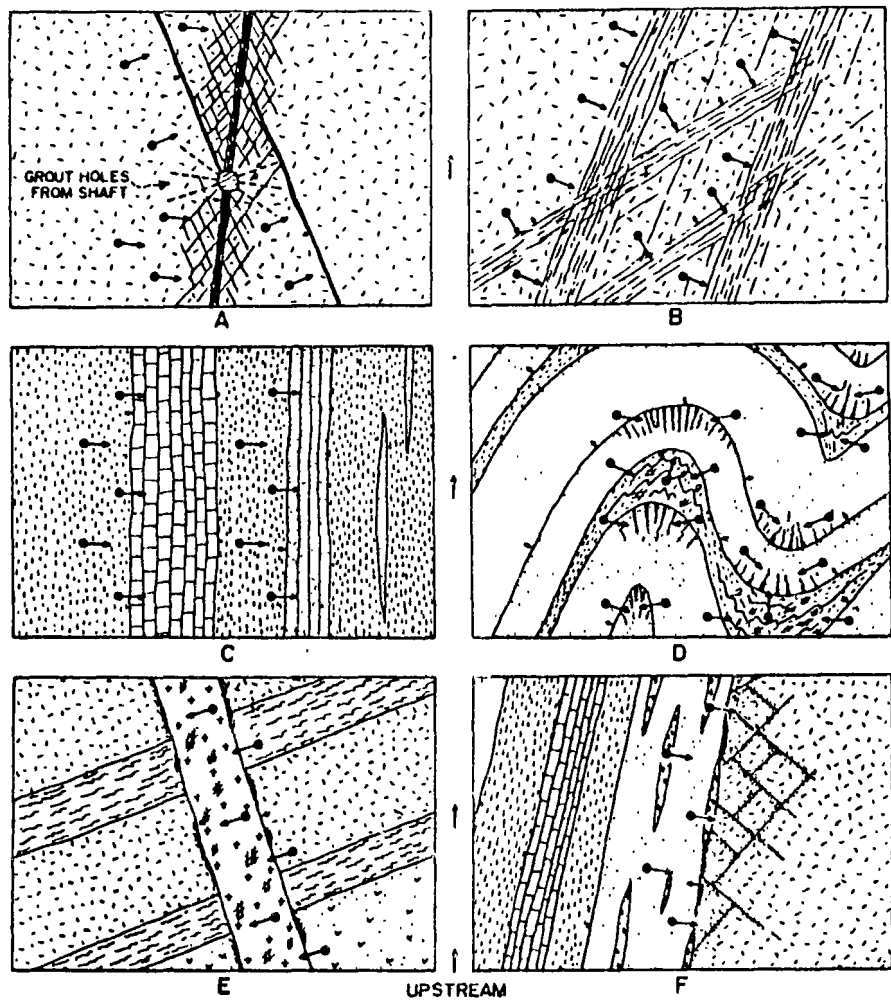


Fig. 10-13. Perforaciones extras para propósitos especiales de inyección (perf. "C") en la roca de cimentación.

- A.- Perforaciones inclinadas desde la superficie y perforaciones horizontales desde una lumbrera intersectando fallas profundas y fracturas a profundidad.
- B.- Barrenos que son perforados para intersectar zonas laminadas proyectadas hacia abajo en rocas cristalinas frágiles.
- C.- Estratos inclinados sedimentarios presentan potenciales filtraciones bajo una presa. Perforaciones inclinadas son barrenadas para intersectar unos estratos de caliza y capas frágiles de arenisca.
- D.- Plantilla de perforaciones inclinadas hacia el interior de juntas y roca cizallada y a través de plegamientos en rocas sedimentarias.
- E.- Perforaciones para intersectar juntas cercanas de un dique ígneo a profundidad.
- F.- Perforaciones "extras" para intersectar una zona de juntas intemperizadas en rocas cristalinas a-bajo de una discordancia.

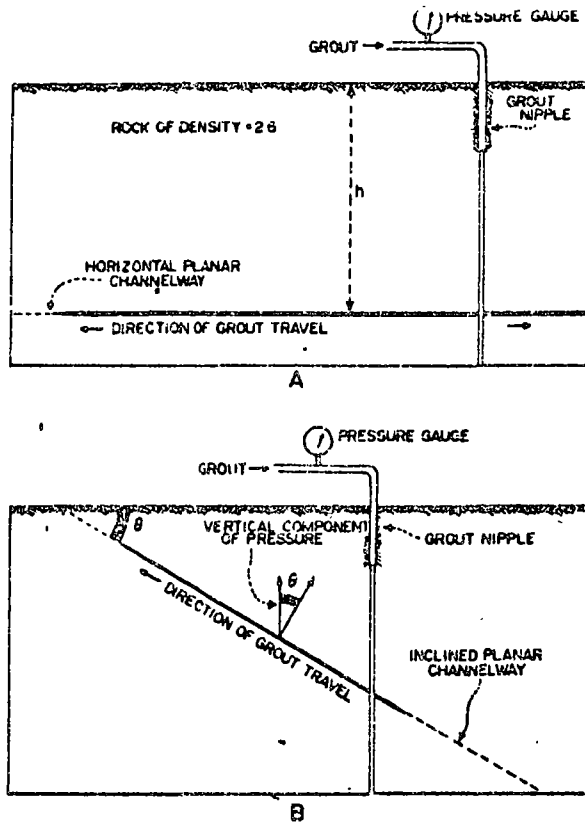


Fig. 10-14. Vías planas de circulación de lechada horizontal e inclinadamente (véase discusión en el texto)

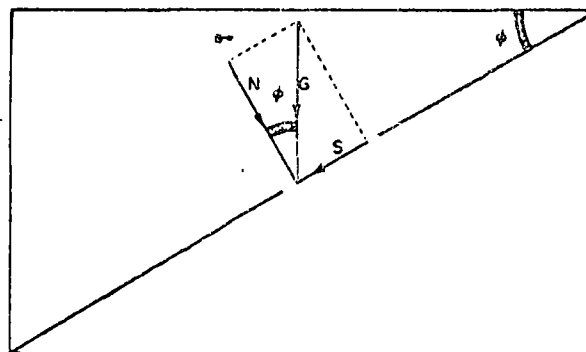


Fig. 10-15. Diagrama de fuerzas para determinar el coeficiente de fricción estática.

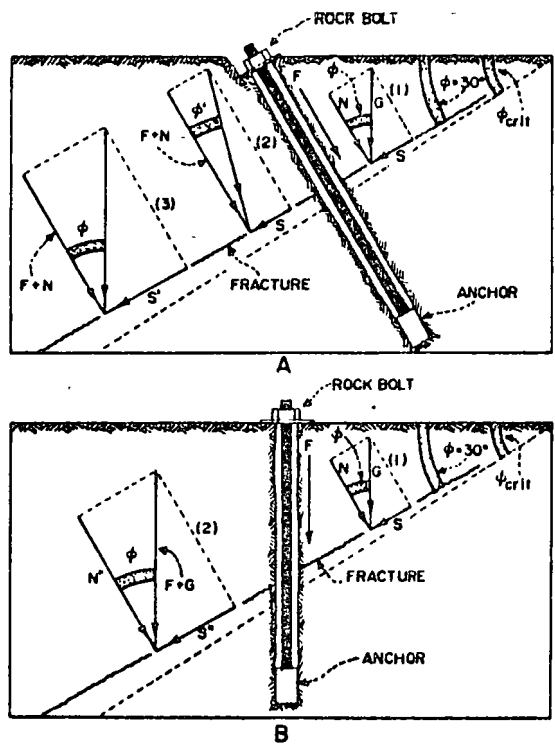


Fig.10-16. Rock bolts intersecting a fracture which may localize shear dislocation. See text discussion.
 A. Rock bolt is normal to fracture.
 B. Rock bolt is vertical and creates a force parallel to the force of gravity.

Fig. 10-16. Ancla de varilla intersectando una fractura la cual puede que localice una dislocación por cortante.
 A.- Ancla normal a la fractura.
 B.- Ancla vertical y crea una fuerza paralela a la fuerza de gravedad.

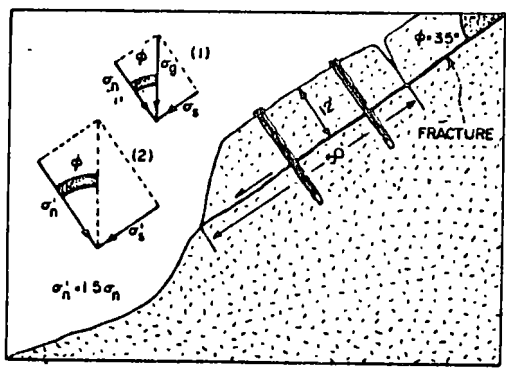


Fig.10-17. Rock slab resting nearly at angle of repose on a fracture. See text discussion.

Fig. 10-17. Losa de roca reposando muy cerca con el ángulo de reposo sobre una fractura. (Véase discusión en el texto).

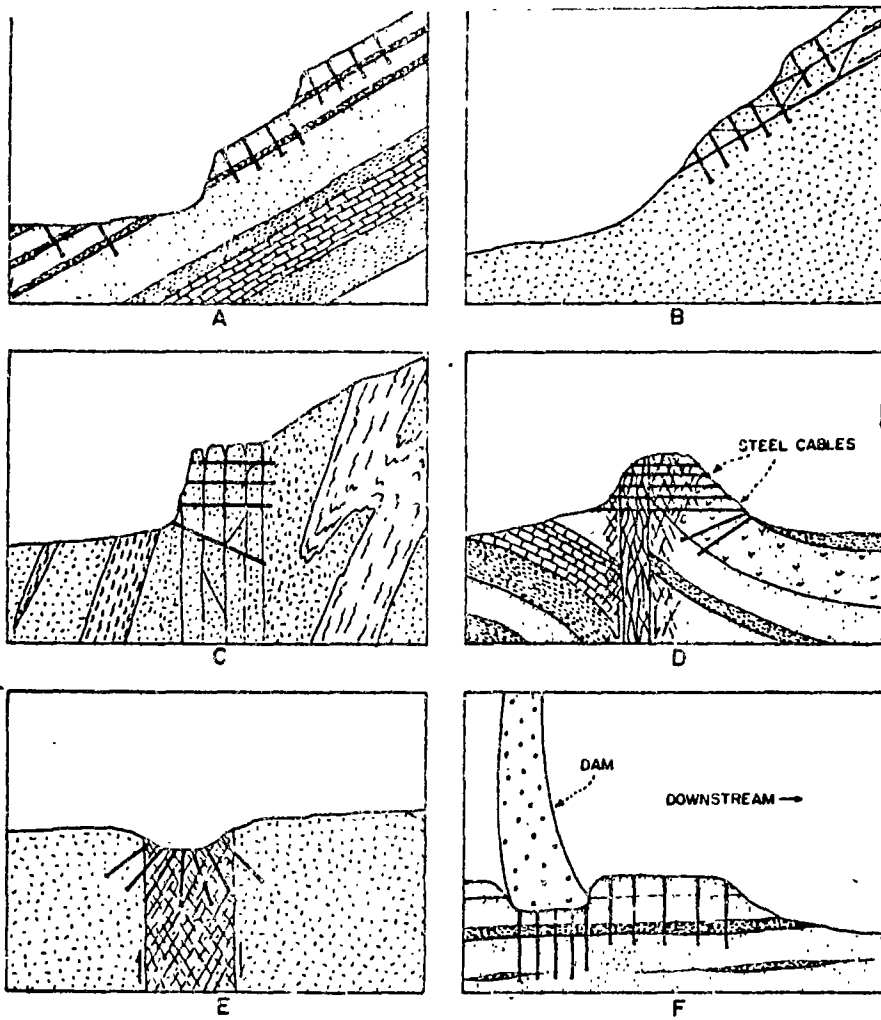
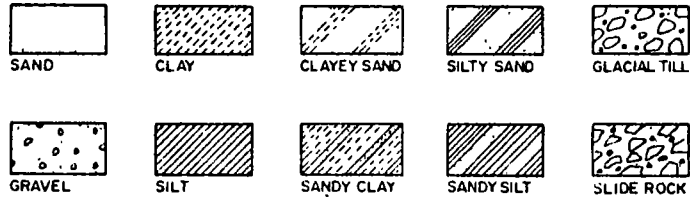


Fig. 10-18. Reforzamiento de masas de roca por anclas de tensión o cables de acero.

- A.- Un talud potencialmente inestable en rocas inclinadas sedimentarias estabilizadas con anclas.
- B.- Bloques de roca cristalina arriba de fallas inclinadas hacia el fondo del valle sujetadas por anclas de tensión.
- C.- Anclas usadas para aumentar la resistencia a una masa de roca cristalina intersectada por cortaduras verticales. Inyectando después del tensionado de las anclas será muy útil al propósito.
- D.- Una zona resquebrajada a lo largo de una zona de falla es estabilizada por cables de acero - e inyectado antes y después de tensionar los cables.
- E.- Anclas instaladas en una zona muy fracturada en una cimentación. Es recomendado la inyección antes y después de la instalación de las anclas.
- F.- Instalación de anclas o cables de alta resistencia para reducir peligros de una dislocación posible a lo largo de capas horizontales de lutita cuando el vaso se llene.--

UNCONSOLIDATED DEPOSITS



CONSOLIDATED DEPOSITS

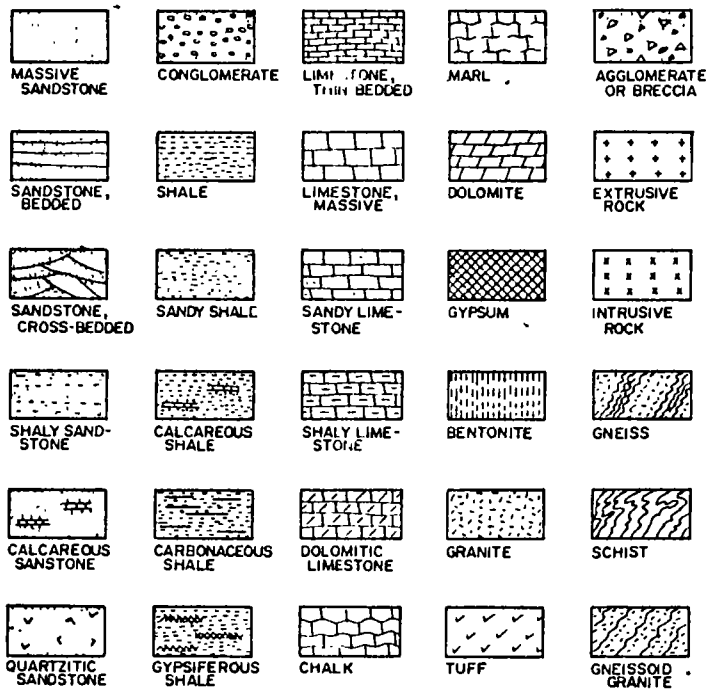
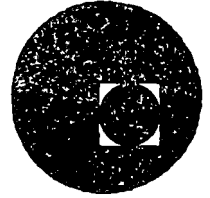


Fig.9-6. Graphic symbols for plotting logs of unconsolidated and consolidated (rock) materials.



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



INGENIERIA GEOLOGICA

EXPLOSIONES Y VOLADURAS METODOS DE EXCAVACIONES

ING. RAUL PERLASCA ESPINOSA

JULIO, 1978.

EXPLOSIVOS Y VOLADURAS

Los explosivos hicieron su aparición en la vida del hombre con la invención de la pólvora, cuyo primer uso se ha atribuido a los chinos, a los hindús y a los árabes; pero su inventor en realidad se desconoce.

Como herramienta de trabajo los explosivos tuvieron sus primeros usos en la minería en el año de 1627, cuando el tirolés Kaspar Weindl utilizó la pólvora negra en las minas de Schmitz, localizadas en Ober-Biberstollen, Hungría, para efectuar una voladura. La primera dinamita apareció en el año de 1866 cuando Alfred Nobel mezcló nitroglicerina con otro producto químico (kieselguhr); a partir de entonces la industria de explosivos ha venido experimentando adelantos muy notables, contándose a la fecha con una infinidad muy variable de productos con características especiales para ser utilizados en todo tipo de trabajos y bajo distintos medios ambientes.

Los explosivos utilizados en voladuras comerciales, generalmente son mezclas de sólidos o de sólidos y líquidos, que originan una descomposición rápida, dando por resultado una conversión a grandes volúmenes de gases.

La presión que ejercen los explosivos depositados en un barreno, bajo una buena compactación es superior a las 100,000 atmósferas. Su energía desarrollada en la unidad de tiempo es del orden de 25,000 MW, superior en potencia a la mayor fuente energética existentes actualmente en el mundo. Esto es debido principalmente a la rapidez de su reacción, equivalente a 2,500 a 6,000 -

m/seg., característica principal de los explosivos para ser usados como herramientas de trabajo en la trituración de rocas.

La descomposición de las mezclas originan los denominados altos explosivos y bajos explosivos; dentro de los primeros tenemos a las dinamitas y en los segundos a la pólvora negra. En el caso de las dinamitas, la descomposición se efectúa a gran rapidez y en la pólvora negra ésta es mucho más lenta, simulando una combustión o quemado rápido. Los altos explosivos se denominarán "explosivos detonantes", en tanto los bajos explosivos son denominados "explosivos deflagrantes".

La composición principal de los explosivos es la Nitroglicerina y el Nitrato de Amonio; éste último tiene la desventaja de poseer una potencia de 70% con respecto a la nitroglicerina y que es higroscópico, sin embargo es menos sensitivo y menos caro. Una propiedad muy importante del nitrato de amonio es que variando el tamaño de sus granos se puede controlar la velocidad de detonación de una dinamita; así vemos que utilizando una fragmentación de partículas finas se obtienen explosivos muy rápidos con alto poder de fragmentación, en cambio mediante el uso de granos gruesos la dinamita es mucho más lenta en velocidad y menor poder de fragmentación. Este descubrimiento ha sido muy importante en la industria de explosivos ya que permitió la manufactura de dinamitas amoniacaes de alta velocidad para su empleo en roca dura, en donde la fragmentación es necesaria y al mismo tiempo la fabricación de explosivos de baja velocidad para romper materiales más suaves o donde se desea un producto grueso y no fragmentado.

EXPLOSIVOS	A) Deflagrantes.-	Pólvora Negra.- Mezcla de carbón, azufre y nitrato de potasio o sodio.
	B) Detonantes.-	Dinamitas.- Mezclas sensibles a los detonantes compuestas básicamente de nitroglicerina como sensibilizador o como el medio principal para desarrollar energía. Nitrato de amonio-aceite combustible.

A.- Su acción se deriva de un lento desarrollo de presión de gas, por lo que su carga debe ser cuidadosa y bien confinada para provocar su explosión, motivos por los cuales ya es restringida en voladuras, utilizándose básicamente en casos en que se requiere acciones lentas de empuje. Entre sus principales usos se tiene la construcción de mechas de seguridad, en algunos usos militares, en juegos pirotécnicos, etc.

Propiedades:

- a) Relativamente sensibles al choque, a la fricción y a la electricidad estática. Son muy sensibles a la flama y temperaturas elevadas.
- b) Sus velocidades son muy variables, dependiendo básicamente de su confinamiento y su granulometría, así tenemos que al aire libre se quema muy lentamente y en condiciones bien confinadas sus velocidades de explosión varían de 560 a 2070 pies/seg.
- c) La pólvora negra al explotar produce considerables cantidades de humo y gases, entre éstos últimos el monóxido de carbono, factores para los cuales su uso en excavaciones subterráneas es muy limitado.

B.- La composición general de las dinamitas es la siguiente:

Nitroglicerina	62.5 %
Nitrocelulosa	2.5
Nitro de Sodio	26.0
Aserrín	9.0

Actualmente el desarrollo de la industria de explosivos ha experimentado grandes adelantos, existiendo una gran variedad de dinamitas apropiadas para usos específicos.

Actualmente uno de los principales explosivos Detonantes lo constituyen las Gelatinas explosivas, cuya composición general es:

Nitroglicerina	92 %
Nitrocelulosa	8 %

Una de las grandes ventajas de las gelatinas es su alta resistencia a la humedad.

Agentes Explosivos.

Son compuestos o mezclas químicas insensibles a los fulminantes, que no contienen ingredientes explosivos y solamente pueden detonarse utilizando un cebo explosivo de alta potencia.

Su composición principal es a base de Nitro-Carbo-Nitratos. Sus principales ventajas son su facilidad de manejo y su bajo costo.

Su desventaja principal es su baja resistencia al agua, aunque actualmente en el mercado se distribuyen en envases metálicos con lo que su resistencia al agua es ilimitada. Su uso más común es en forma de granulados, con lo que se reduce aún más su costo.

También existen explosivos licuados, los que actualmente tienen una gran aceptación ya que proporcionan altas densidades, fácil manejo y bajo costo.

DETONADORES.

También son llamados fulminantes y estopines; en si son los dispositivos que sirven para originar la detonación de un explosivo; los primeros son accionados por medio de mechas de seguridad o cañuelas y los segundos por corriente eléctrica. Ambos están constituidos de productos explosivos muy sensibles. En un principio fué muy utilizada una mezcla de Fulminato de Mercurio y Clorato de Potasio, actualmente se utilizan otras mezclas con mayor efectividad y que ofrecen una seguridad mayor en su manejo, como lo es la mezcla de plomo y nitrógeno que requirió de una investigación intensa para controlar su manufactura.

En el mercado existe una gran variedad de detonadores, algunos de los cuales para usos específicos. Como se mencionó anteriormente la función de los detonadores es la de proporcionar la energía necesaria para iniciar la carga de los explosivos. Aparte de esta función primordial, por medio de los detonadores se distribuyen los tiempos de detonación propuestos en el diseño de las

voladuras.

Los detonadores más usados actualmente son los denominados estopines eléctricos de retardo, pudiéndose obtener mediante ellos períodos de retardo que varían desde escasos milisegundos hasta 12 segundos, cuya propiedad es utilizada para detonar al mismo tiempo un número considerable de barrenos, mediante solo una aplicación de corriente.

Dentro de la clasificación de los detonadores podemos incluir a las mechas o cordones detonantes, que vienen siendo cordones redondos y flexibles de pequeño diámetro que contienen un núcleo de un alto explosivo, son muy resistentes a la tensión, al agua, a altas temperaturas y en general al mal manejo.

Sus propiedades primordiales son las de poseer una velocidad de detonación muy alta, del orden de 21,000 pies/seg. (\pm 4 millas/seg.). Su energía de explosión es suficiente para hacer detonar altos explosivos que estén colocados a lo largo de él. Su explosión se inicia con un detonador de los descritos anteriormente. Sus principales usos son en cargas amortiguadas, barrenos de gran longitud, etc.

Propiedades de los Explosivos.

1.- Potencia. Se refiere al contenido de energía de un explosivo, contribuyendo a la fuerza y poder que desarrolla.

La clasificación de potencia de una dinamita está dada por el porcentaje en peso de la nitroglicerina que contenga.

2.- Densidad. En los explosivos la densidad está dada en gr/cm^3 , y está relacionada al peso del agua. En general varía desde 0.4 a un máximo de $2.0 \text{ gr}/\text{cm}^3$; los valores intermedios son para las NCN y los máximos para las dinamitas y gelatinas. Esta propiedad permite una distribución de acuerdo con las necesidades que se presenten; aunque existe una variación en el valor de las densidades dependiendo del grado de compactación que se obtenga en el cargado de los barrenos.

3.- Sensibilidad. Es la capacidad de propagación.

4.- Velocidad. Es la rapidez con que viaja la onda de detonación a través de una columna de explosivo. Para fines comparativos ha sido estipulada una columna de $1 \frac{1}{2}$ " de \emptyset .

Sus unidades de medida están dadas en pies/seg. A mayores velocidades un explosivo provoca un efecto mayor de fragmentación en materiales duros, aunque también en esto influye considerablemente la densidad y la potencia.

La velocidad en las dinamitas varía de 4000 a 23000 pies/seg. en los Nitrocarbonitratos (NCN) esta velocidad es considerablemente menor.

5.- Resistencia al Agua.- Como su nombre lo indica es la propiedad que tienen los explosivos de no perder su eficiencia en presencia del

agua. Los explosivos más resistentes al agua son las dinamitas gelatinosas. Los menos resistentes al agua son los NCN en estado granulado.

6.- Resistencia a la congelación.

7.- Emanaciones. Los explosivos y agentes explosivos al detonar producen principalmente dióxido de carbón, nitrógeno y vapor, los cuales no son tóxicas en sentido ordinario, pero además se producen otros gases venenosos como el monóxido de carbón y los óxidos de nitrógeno. Esta propiedad debe tomarse muy en cuenta en el seleccionamiento de un explosivo en el caso de voladuras subterráneas, en donde la emanación de gases tóxicos debe ser mínima.

Los agentes explosivos (NCN) y principalmente nitrato de amonio con aceite combustible son de los productos que más gases tóxicos producen.

8.- Sensitividad. Es la medida o capacidad de iniciación de la explosión y generalmente se refiere a los agentes explosivos.

METODOS DE EXCAVACION Y SISTEMAS DE VOLADURAS.

Básicamente existen dos tipos de voladuras, una a cielo abierto y otra subterránea, en ambas deben considerarse los siguientes conceptos primordiales para obtener los resultados óptimos deseados.

- 1.- Selección adecuada del explosivo, para ello es conveniente definir entre los diferentes tipos de explosivos que existen en el mercado, cuál es el que mejores características presenta para el desarrollo del trabajo a efectuar. La economía de una voladura es directamente afectable por la selección de explosivos.
- 2.- Diseño apropiado de la voladura (distribución de la barrenación), así como la densidad y distribución de la carga.
- 3.- Grado de fragmentación que se desee obtener.
- 4.- Propiedades físicas de los materiales por volar.
- 5.- Limitaciones de vibraciones y ruidos.

VOLADURAS A CIELO ABIERTO.

Reglas útiles.- Simbología.

- B = Bordo.- Distancia entre línea y línea de barrenos o entre línea de barrenos y la cara libre. Generalmente para barrenos entre 6" y 9" de ϕ esta distancia es de aproximadamente 33 veces el diámetro del barreno. Para diámetros entre 2½ y 5" la distancia es de 40 veces el diámetro.
- T = Taco (Tapón).- Igual
Al bordo (B).
- E = Espaciamiento.- Es la distancia entre barrenos de una línea y es igual a 1.2 del bordo (1.2B).
- SP = Subperforación
(Perforación bajo el piso).- Su valor es de aproximadamente 0.3 del bordo (0.3B).
- AC = Altura de Cava
(Frente al barreno).- Esta depende de la altura del banco que se desee explotar y del equipo de perforación (capacidad).
- PB = Profundidad del
Barreno.- Depende también de la altura del banco que se desee explotar y del equipo de perforación (capacidad).

CF = Carga de Fondo.- Su función es la de vencer el esfuerzo cortante de la
1.3 del Bordo (1.3B).- pata del barreno y la de proporcionar la energía ne-
cesaria para accionar la carga de columna. Debe es-
tar constituida por un explosivo potente.

CC = Carga de Columna- Profundidad del barreno menos 2.3 de Bordo. Su -
función es la de cooperación con la carga de fondo en
la explosión y de voltear y fragmentar la roca de la par-
te superior del barreno. Debe estar constituida por -
un agente explosivo de baja densidad.

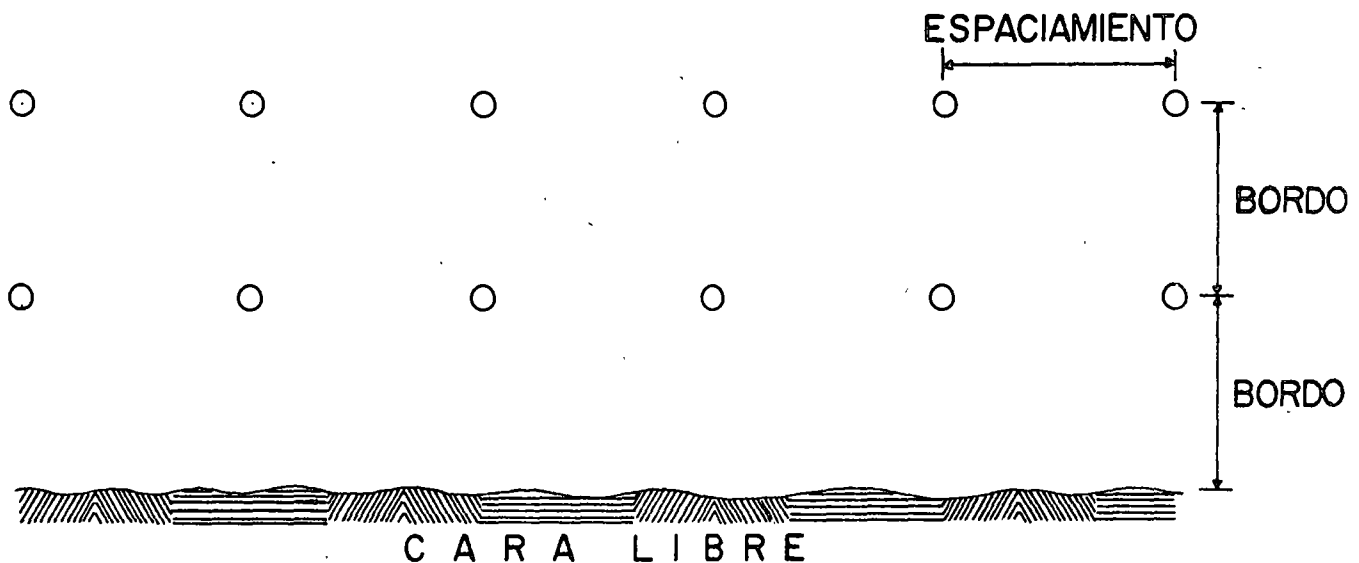
DB = Diámetro de la
barrenación.

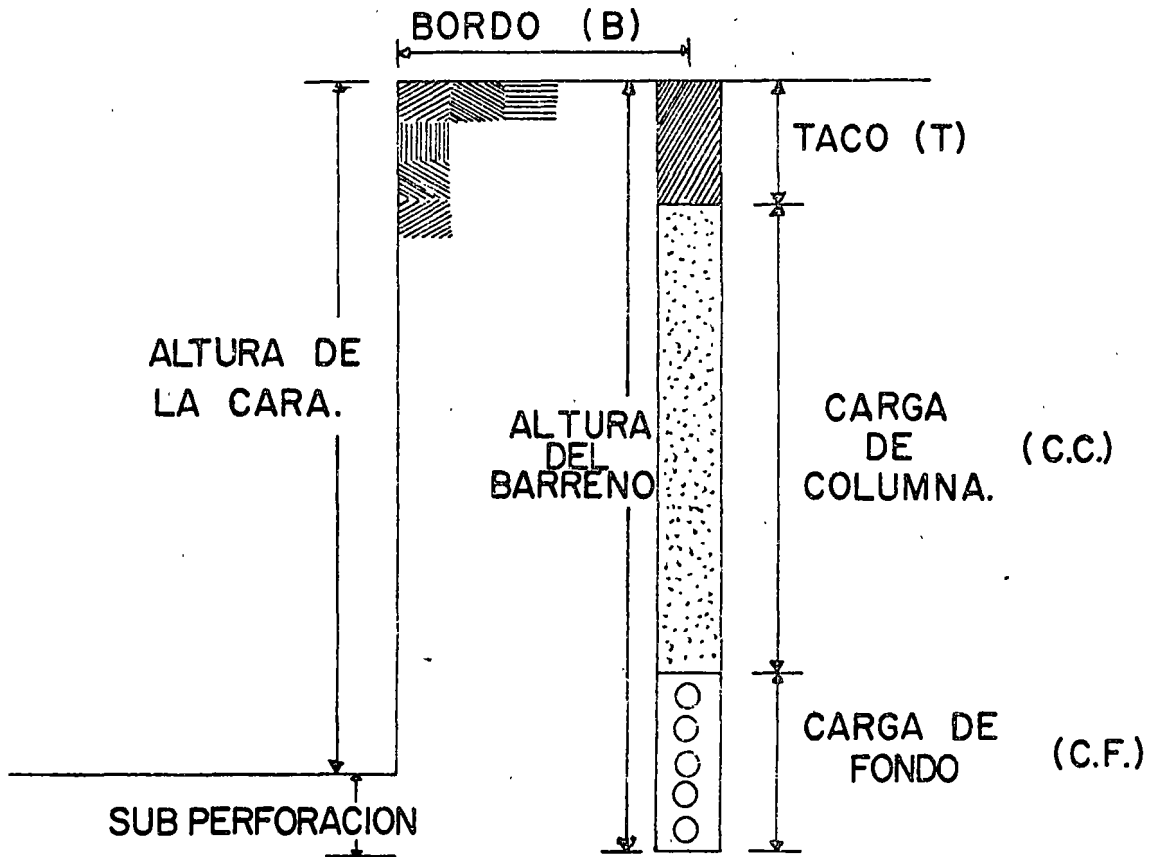
V = Volumen.- Este para efectos de una voladura, se calcula por la
cantidad de material que remueve un barreno y es -
igual a $\underline{B} \times \underline{E} \times \underline{AC}$

Las reglas anteriores deben considerarse como normas generales mas no espe-
cíficas en el seleccionamiento de un diagrama de barrenación y densidades de -
campo para efectuar una voladura, y a que todo trabajo con funciones definidas -
tiene sus propias necesidades y de acuerdo a ellas pueden ser variadas las re --

glas anteriores, ya que para el caso de voladuras en las cuales se requiera mucha fragmentación el diagrama de barrenación puede cerrarse, aumentar las densidades de carga, reducirse el espesor del taco y aumentarse el diámetro de barrenación. Por el contrario cuando se requiere de poca fragmentación habrá que hacer lo opuesto. Uno de los factores más importantes que deben tomarse en cuenta antes de efectuar una voladura, independientemente del objetivo de ésta, es el tomar en cuenta las propiedades físicas del material por remover, ya que éstas son determinantes para seleccionar los explosivos adecuados y el equipo óptimo para obtener los resultados deseados.

CROQUIS.





DISEÑO DE VOLADURAS.

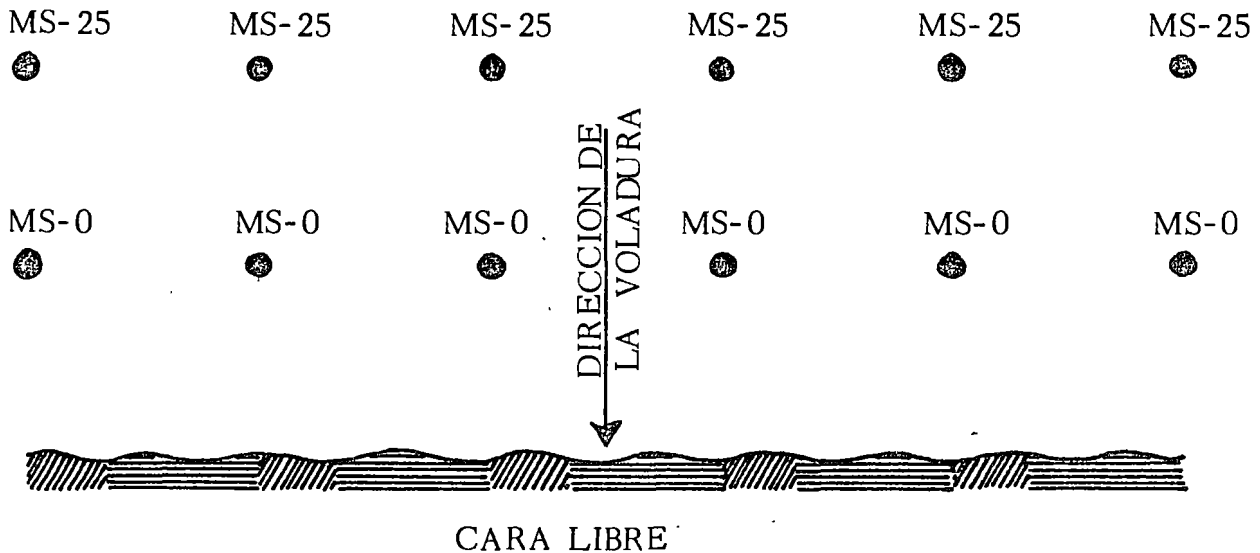
Existe una gran variedad de diseños de voladuras tanto para cielo abierto como subterráneas, e inclusive puede efectuarse una combinación entre estos para obtener los resultados deseados en el trabajo programado.

A continuación haremos una descripción de los diseños de voladuras más comunes, mencionando su aplicación para sus usos más específicos.

Voladuras a Cielo Abierto

- a) EN LINEA.- Es el tipo de voladura más usado. Consiste en realizar una serie de sondeos paralelos a la cara libre del banco para facilitar el bolteo del material. El diseño puede consistir de una sola línea de barrenos o más , distribuyendo un tiempo de detonación para cada línea. Entre mayor sea el número de líneas empleadas, la fragmentación del material será mayor y por el contrario al reducir el número de líneas, la fragmentación será menor.

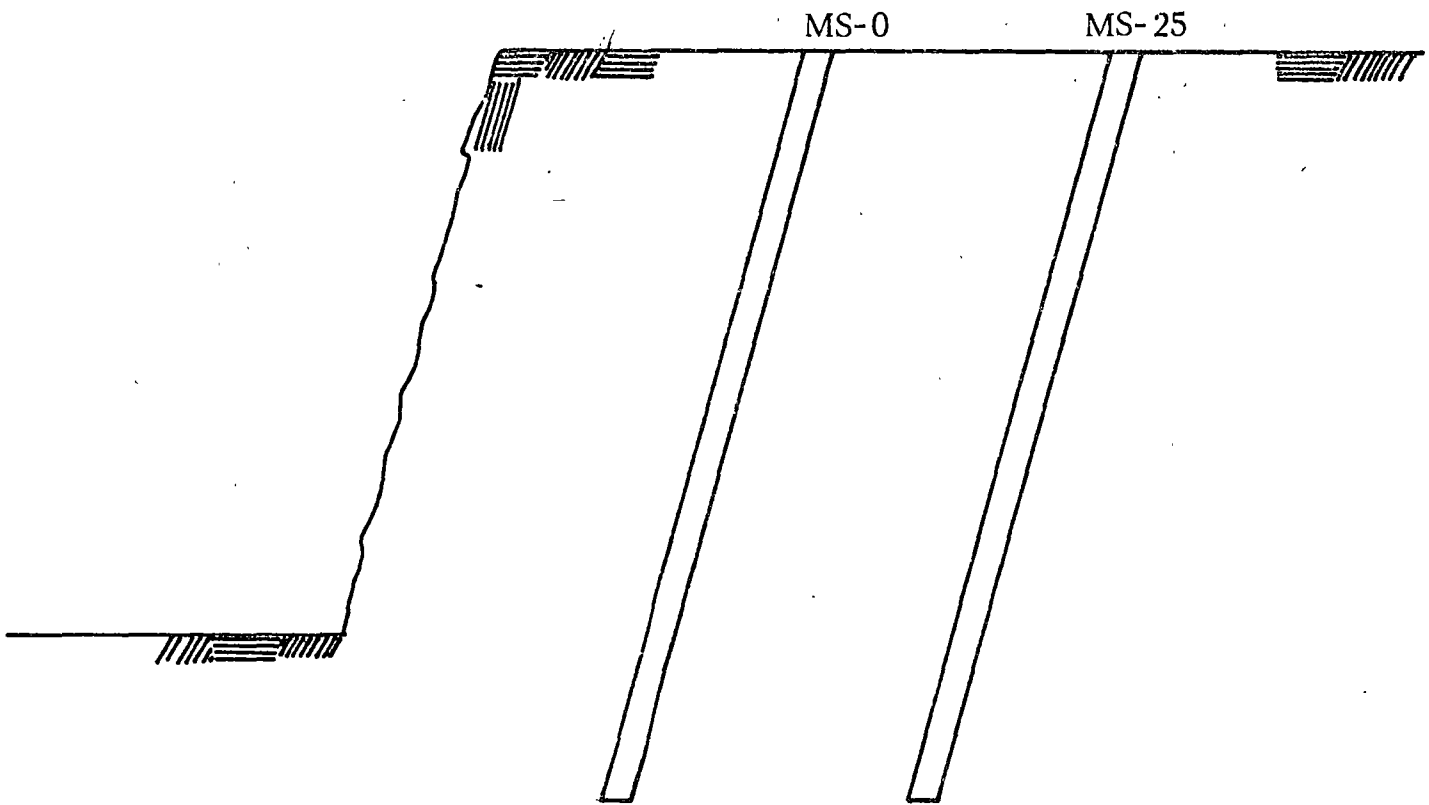
CROQUIS:



La distribución de los barrenos puede hacerse rectangular o en tresbolillo, con distanciamientos entre ellos y concentraciones de cargas dependiendo -

del motivo de la voladura.

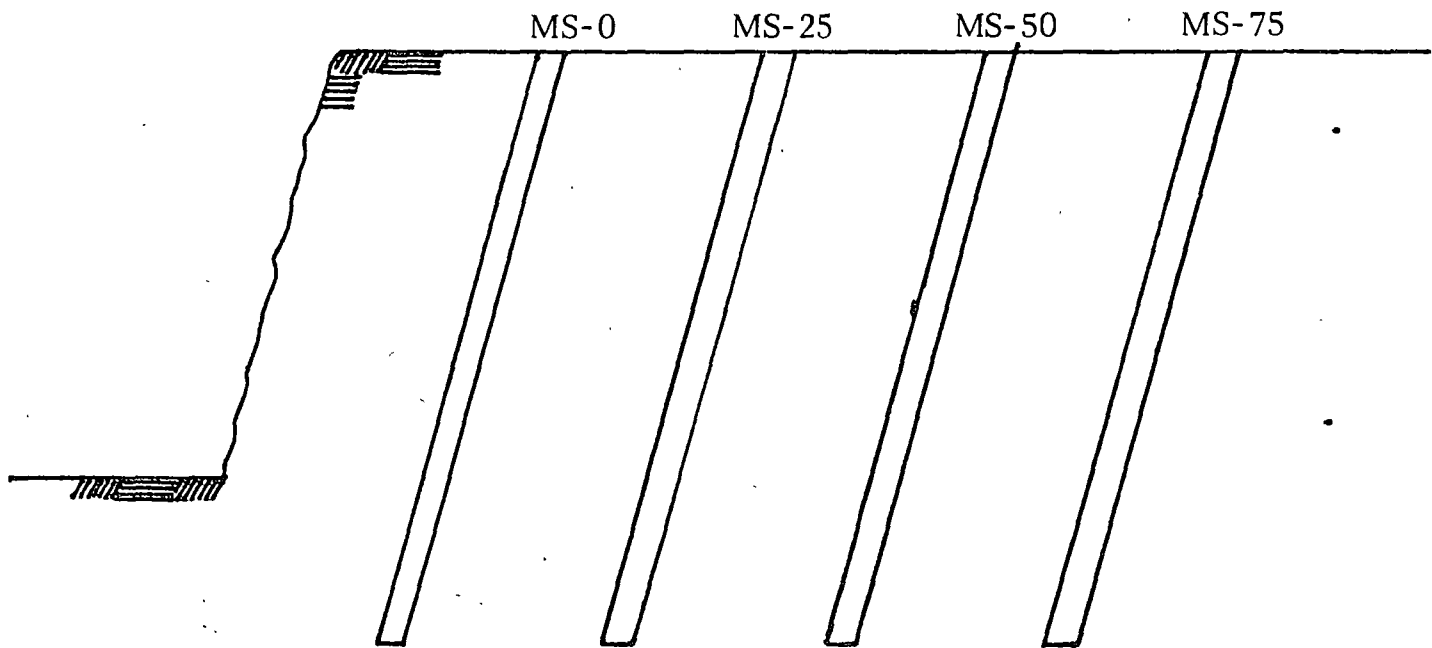
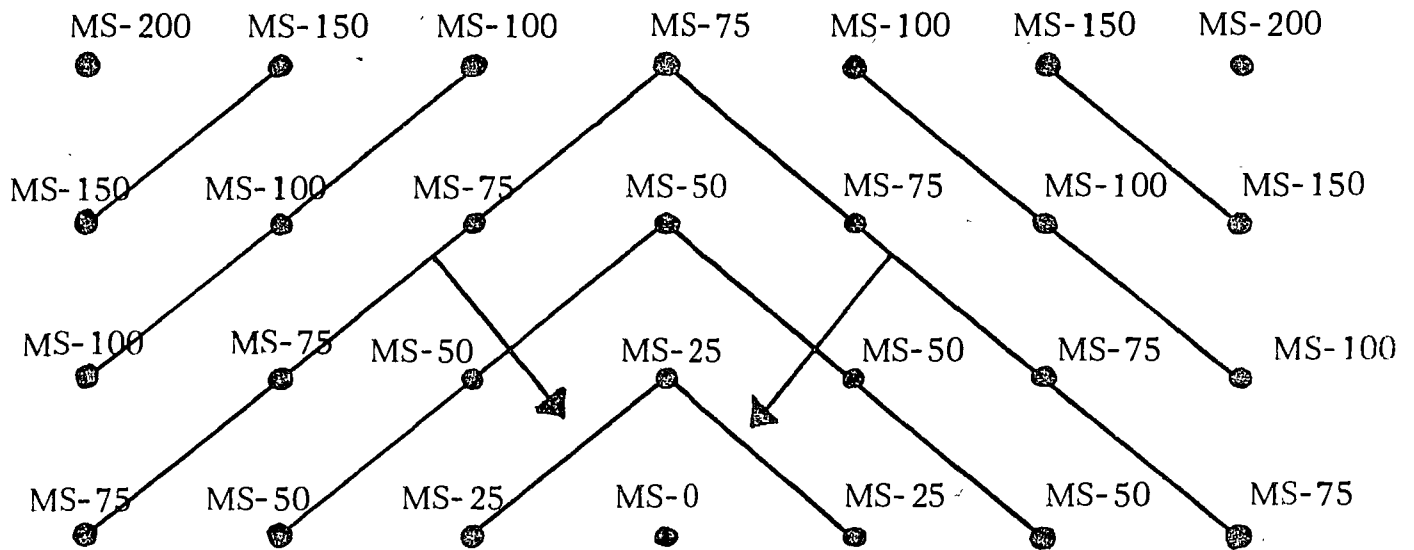
Generalmente para mejor eficiencia en la voladura, las perforaciones siguen una pendiente sensiblemente paralela a la de la frente del banco.



Este tipo de voladuras es muy usado en la explotación de minerales, en donde es frecuente el uso de diámetros grandes de barrenación, en canteras y en excavaciones para obras de ingeniería como vertederos, obras de toma, canales, etc., en donde es común variar el tiempo de detonación de los barrenos extremos de cada línea para reducir el impacto de las vibraciones hacia las paredes. En las obras de ingeniería los diámetros usados en las

perforaciones son pequeñas.

- b) VOLADURAS EN "V".- Este tipo de voladuras recibe su nombre de la distribución de los tiempos de detonación en líneas de barrenos que semejan una "V". Su utilidad generalmente está ligada a obtener una mayor fragmentación al provocar un mayor choque entre los materiales, además su uso es aceptado para variar o reducir las ondas de choque en forma directa hacia las paredes de excavación.



Al igual que en las voladuras en línea, la perforación de barrenos sigue una pendiente similar a la de la cara libre.

- c) VOLADURAS EN CUÑA.- Este tipo de voladura es usada para iniciar una explotación de materiales cuando no existe una cara libre para el desalojamiento de estos. Su distribución de barrenos es en línea con tiempos de detonación encontrados, simulando una "V" a profundidad para facilitar la salida de los materiales hacia arriba.

Este tipo de voladura es fácilmente identificable una vez realizada la detonación, ya que al desalojarse los materiales estos semejan un pequeño cono. Los diámetros utilizados en los barrenos por lo general son pequeños, del orden de 3".

La concentración de carga en estas voladuras es muy superior a la de las dos anteriores por la falta de una cara libre que facilite la salida del material, provocando con ello material muy triturado y fuertes impactos hacia las paredes por efecto de las vibraciones.

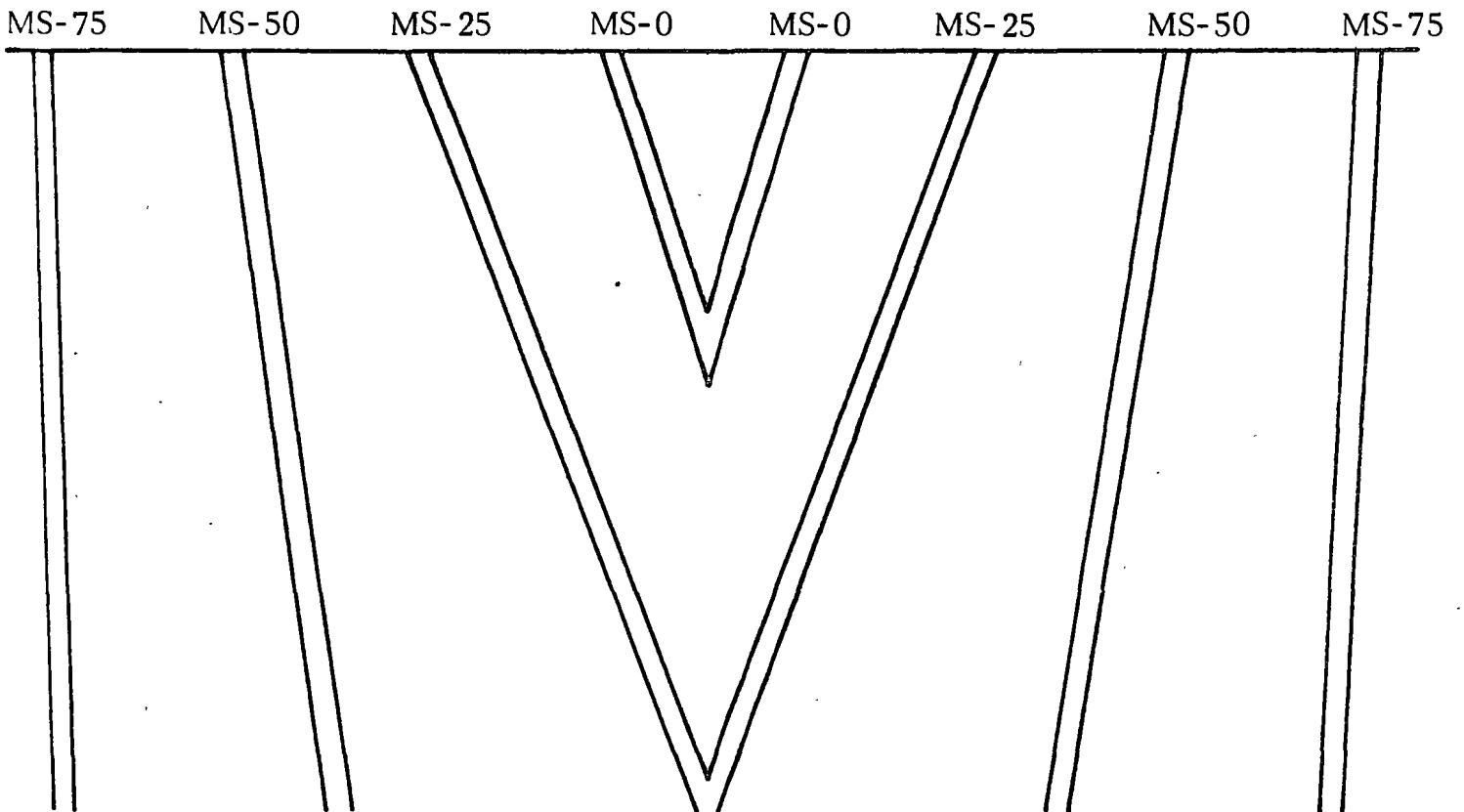
MS-75 MS-50 MS-25 MS-0 MS-0 MS-25 MS-50 MS-75

MS-75 MS-50 MS-25 MS-0 MS-0 MS-25 MS-50 MS-75

MS-75 MS-50 MS-25 MS-0 MS-0 MS-25 MS-50 MS-75

MS-75 MS-50 MS-25 MS-0 MS-0 MS-25 MS-50 MS-75

MS-75 MS-50 MS-25 MS-0 MS-0 MS-25 MS-50 MS-75



Los tipos de voladuras mencionados son los más usuales en las obras subterráneas, de ellos se desprenden una serie de variaciones o combinaciones que van de acuerdo a las características o necesidades del trabajo por desarrollar.

Los tipos de voladuras mencionados son los más usuales en obras subterráneas, de ellos se desprenden una serie de variaciones o combinaciones que van de acuerdo a las características o necesidades del trabajo por desarrollar.

- 1) VOLADURAS SUBTERRANEAS. - En excavaciones subterráneas por lo general el sentido de las perforaciones es horizontal, aunque en secciones grandes éstas se combinan con banqueos (perforación vertical).

Debido a la disminución de área para el desalojamiento de los materiales de la voladura, las concentraciones de carga son mayores y la distribución de barrenos requiere de espaciamentos menores.

Los diámetros usados en las barrenaciones son pequeños, inferiores a 3". En este tipo de voladuras los explosivos usados deben ser pobres en gases nocivos, y a que de lo contrario tendría que recurrirse a un gasto excesivo para el sistema de ventilación.

El tipo de explosivos usados en excavaciones subterráneas debe ser en cartuchos para facilitar la carga de los barrenos, prácticamente anulándose la posibilidad el uso de explosivos granulados o a granel.

La longitud de la barrenación por lo general no excede a 3.00 m., ya que de lo contrario se corre el riesgo de no extraer todo el material de la voladura. Las longitudes de barrenos más utilizadas en excavaciones subterráneas son de 2.40 m. para secciones mayores de un diámetro de 6.00 m. y de 1.20 a 1.50 para secciones menores. Como regla general para macisos rocosos podemos decir que a secciones menores, mayor concentración de explosivos.

Tipos de Cuñas.

Existen tres tipos de cuñas generales, de donde se derivan una serie de combinaciones para llegar a obtener mejores resultados.

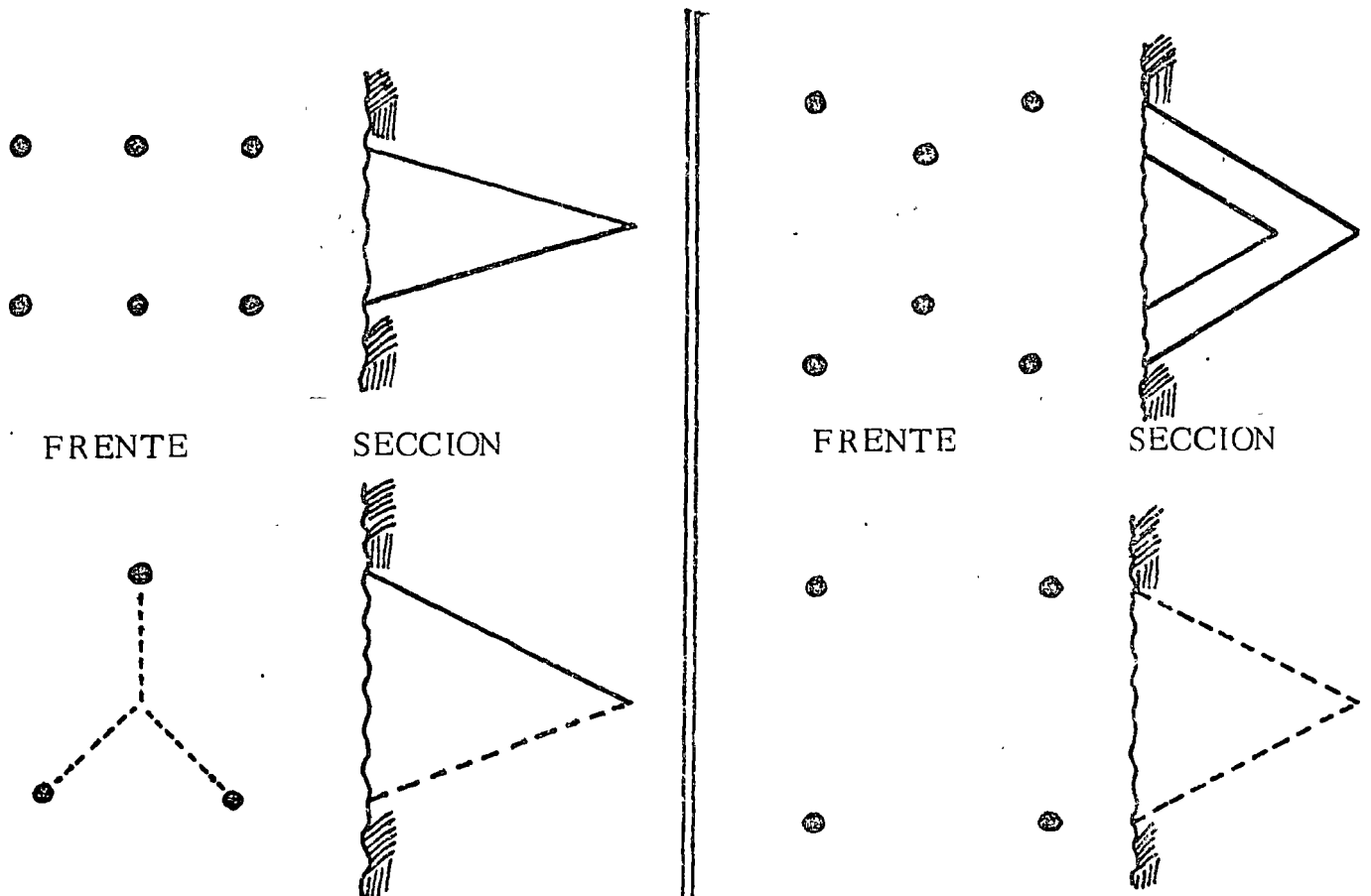
1. CUÑA DE ANGULO.- En este tipo de cuña los barrenos forman un ángulo con la frente para facilitar el desalojamiento de la roca quebrada.
2. CUÑA QUEMADO O FRAGMENTADORA.- En ésta se perforan varios barrenos muy próximos entre sí, perpendiculares a la frente, en la cual solamente se disparan algunos barrenos, para romper hacia el espacio abierto proporcionado por los barrenos vacíos.

Es importante que la longitud de los barrenos de esta cuña tengan una longitud mayor que los demás barrenos de la plantilla utilizada, por lo menos en unos 25 cm. y que guarden una posición paralela entre sí para lograr mejores resultados.

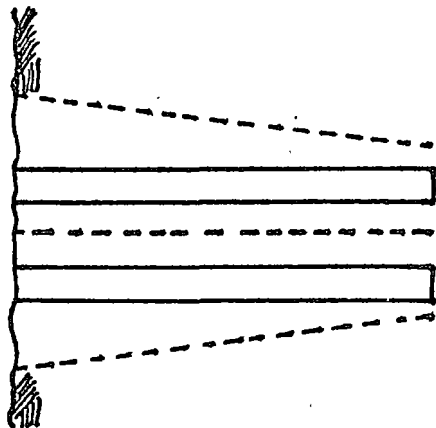
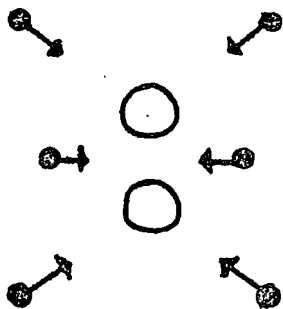
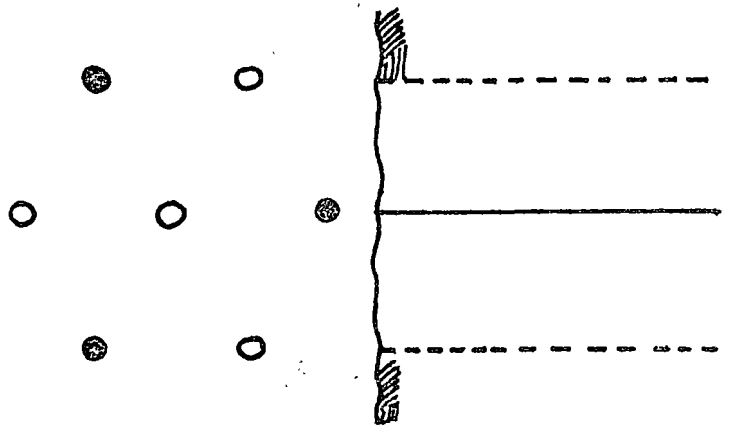
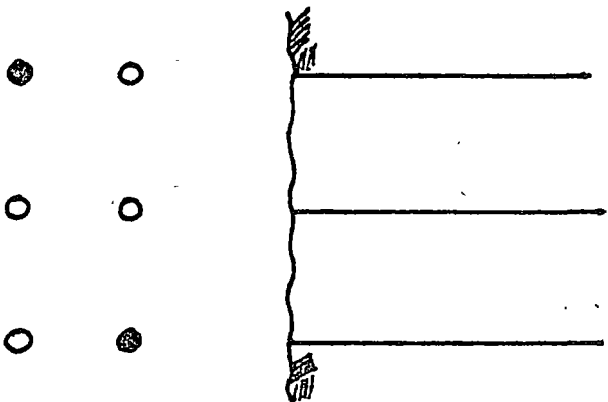
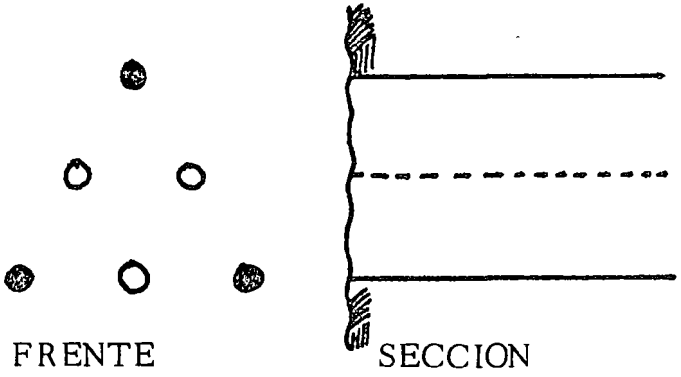
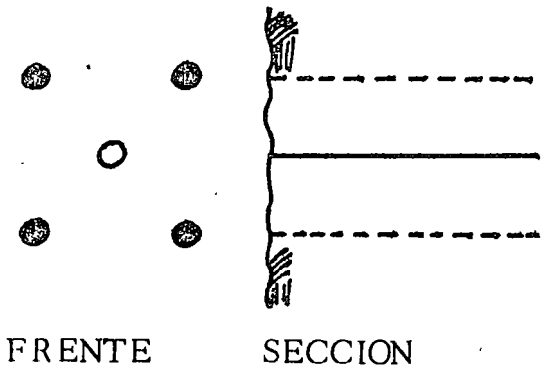
3. CUÑA COMBINADA.- Consiste en efectuar una combinación de las dos anteriores.

Por lo general las cuñas en ángulo se utilizan para longitud de barrenación corta (1.20 a 1.50 m.), para longitudes mayores el poder de fragmentación de estas cuñas disminuye, además de que es difícil dar el ángulo adecuado. En longitudes mayores de 1.50 m. y principalmente en secciones pequeñas, la cuña más recomendable es la Quemada o fragmentadora. Recientemente se ha incrementado a este tipo de cuña, la perforación con diámetros de 4" ó mayores en los barrenos no cargados, lo que permite un mayor volumen de vacío para el alivio del disparo.

TIPOS DE CUÑA EN ANGULO:



TIPOS DE CUÑA QUEMADA O FRAGMENTADORA:



CUÑA QUEMADA (PROFUNDA)
CON ARRASTRADORES.

● Barrenos Cargados

Observaciones Generales de las Cuñas:

- A) Las cuñas quemadas permiten aumentar la profundidad de barrenación en una proporción mucho mayor que las de ángulo.
- B) Las cuñas quemadas requieren de mayor número de barrenos de disparo, pero proporcionan una mayor economía al aumentar el volumen excavado.
- C) En el inicio de todo trabajo de excavación, para lograr mejores resultados, es recomendable experimentar con varios tipos de cuña para encontrar la más adecuada.

PROTECCION DE LAS PAREDES Y DELIMITACION DE LA SECCION EXCAVADA.

Un factor muy importante en las excavaciones para obras de ingeniería y en menor grado en la explotación de minerales y materiales para construcción, lo es la protección de las paredes que limitan a la sección por excavar, para evitar en ellas bronqueamientos excesivos, inestabilidad de bloques, sobre excavaciones que en el caso de obras proyectadas con revestimiento de concreto pueden aumentar considerablemente su costo, al aumentarse el volumen del concreto, además de requerirse de mayor número de anclas, ademes y otras protecciones para evitar el desprendimiento de los bloques de la bóveda y paredes.

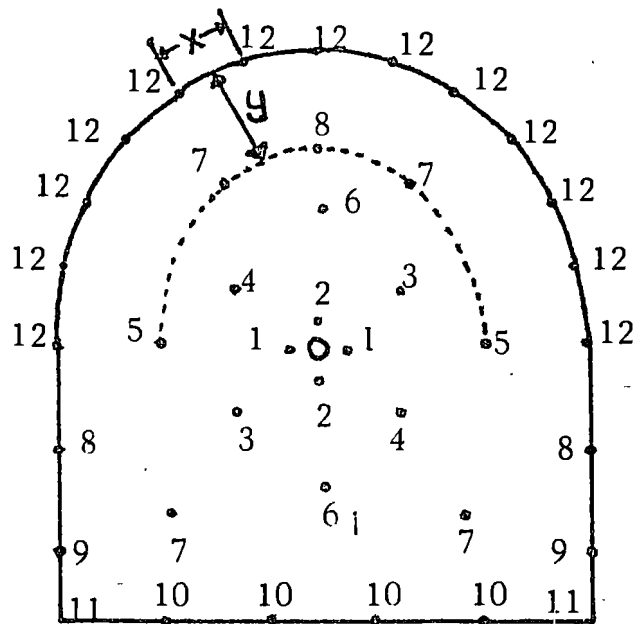
Los métodos más utilizados para el asunto en cuestión tanto en obras subterráneas como a cielo abierto son los siguientes:

A) SMOOTH BLASTING O POST CORTE PERIMETRAL. Este método requiere de cargas de dinamita y mecha detonante en el último tiempo de detonación del diagrama de la voladura. Se taladran barrenos a lo largo de los límites de la excavación, los cuales se cargan ligeramente para remover la berma final. En caso de tratarse de una sección de excavación grande, pueden utilizarse varios tiempos de detonación para mejores resultados.

Es el método actualmente más utilizado en voladuras subterráneas para disminuir las sobreexcavaciones y daños en los límites de las voladuras, permitiendo obtener superficies más firmes y uniformes.

Su uso en trabajos subterráneos requiere de barrenos perimetrales con diámetros de 1 1/2 a 3", perforados de acuerdo a una relación Bordo - Espaciamiento de 1.5 a 1, aunque esta relación puede ser modificada si la formación geológica lo requiere. Su carga se realiza con cartuchos de dinamita de baja densidad.

Ø PULGADAS	ESPACIAMIENTO (PIES)	BORDO(PIES)	CARGA lb/PIE
1 1/2 A 1 3/4	2	3	0.10 A 0.25
2	2 1/2	3 1/2	0.10 A 0.25
3 A 3 1/2	4	5 A 6	0.15 A 0.50

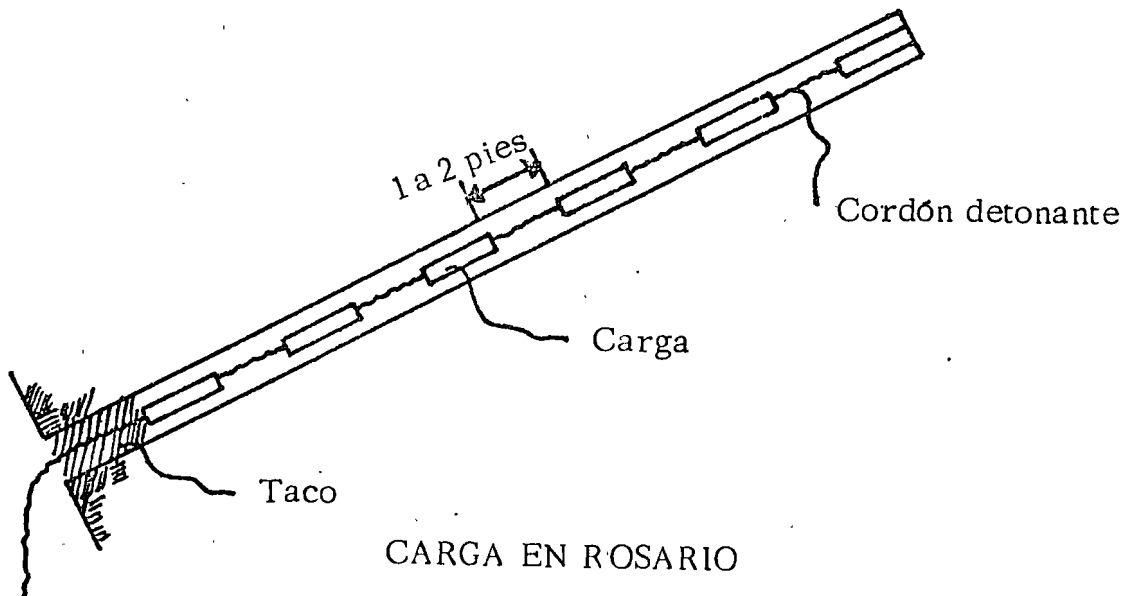


NOTA :

X = E

Y = B

DIAGRAMA TIPICO



CARGA EN ROSARIO

B) PRE - SPLIT (PRECORTE). En este método se procede inversamente al de Smoot Blasting, aplicando el primer tiempo de detonación a los barrenos perimetrales, posteriormente se detonan los barrenos arrancadores o de cuña, dando el último tiempo de detonación a los barrenos más próximos a los perimetrales, con lo cual se obtienen superficies bien definidas, con afectaciones ligeras en las paredes.

Este método implica la perforación de barrenos perimetrales o en línea con una separación menor que en el método de Smoot Blasting, provocando mayores impactos y vibraciones hacia el macizo rocoso.

Su sistema de carga es similar al de Smoot Blasting.

El principio básico de este sistema consiste en disparar dos cargas simultáneas de dos barrenos adyacentes, provocando con ello un choque de las ondas procedentes de los barrenos, lo cual coloca la pared intermedia entre estos, en tensión, originando una grieta entre ellos ligeramente abierta, que además de limitar la sección, posteriormente amortigua los impactos de la voladura central.

El costo del precorte es mayor que el del Smooth Blasting, por requerir de mayor número de barrenos. En casos especiales entre dos barrenos cargados pueden taladrarse otros, con lo que se mejora los resultados de este método.

C) BARRENACION EN LINEA O COSTUREO. Este consiste en taladrar en el límite de la sección una hilera de barrenos de pequeño diámetro sin cargar y muy próximos entre sí, para proporcionar un plano de debilidad contra el cual puede romper el disparo o disparos de la voladura, provocando con ello un amortiguamiento de los impactos hacia las paredes y una delimitación bien definida de la sección.

Los diámetros máximos de los barrenos en muy raras ocasiones sobrepasan de 3" y el espaciamiento entre ellos es de 2 a 4 veces su diámetro.

Este método actualmente ya es poco utilizado y solamente se recurre a él en casos muy especiales, en los cuales se requiere limitaciones muy bien definidas e impactos mínimos hacia las paredes.

Su costo es mayor que el de los dos sistemas anteriores por su excesiva barrenación.

Antes de iniciar una voladura, para su mejor diseño y resultados óptimos, se requiere del conocimiento de las siguientes propiedades de los materiales:

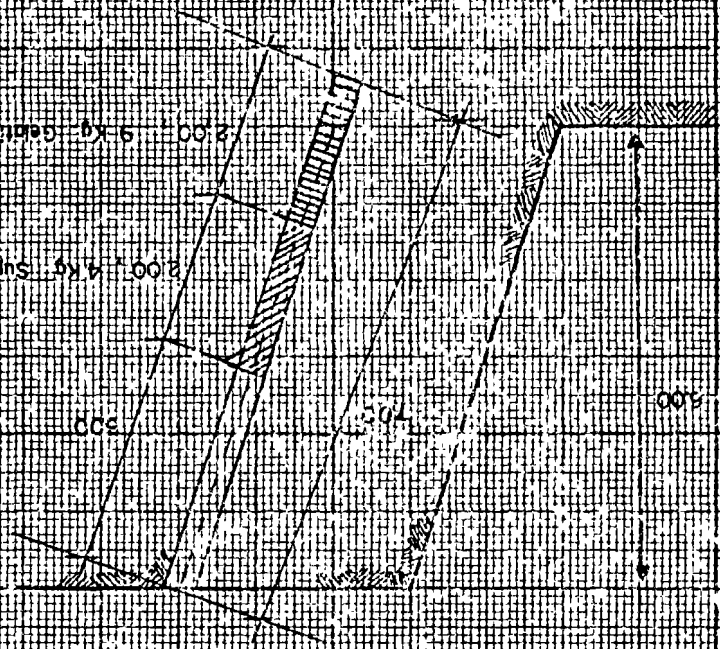
- a) Tipo de Roca
- b) Densidad
- c) Dureza
- d) Porosidad (primaria y secundaria)
- e) Saturación
- f) Alteración

Una vez determinadas las propiedades anteriores de los materiales por excavar, independientemente que se trate de una voladura subterránea o a cielo abierto, y de su función específica, se está en condiciones de proyectar el diagrama de barrenación, distribución de tiempos y explosivos para el desarrollo del trabajo proyectado, pudiéndose hacer los ajustes necesarios durante la ejecución de las primeras voladuras.

Ing. Raul Perlasca E



4



Voladura por paredes 20m²

Factor de perforación: 2.1/2

Factor de carga: 0.500 kg/m²

h = 3.00m

l = 2.00m

l = 3.00m

l = 0.63m

V.C = 6.00m

l = 7.00m

C₁ = 21.00m² 8.00 kg Galena extra 40%

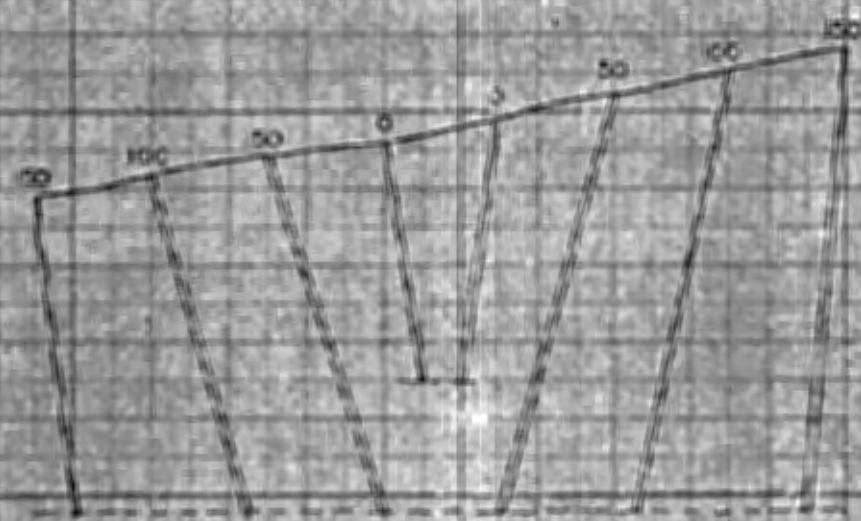
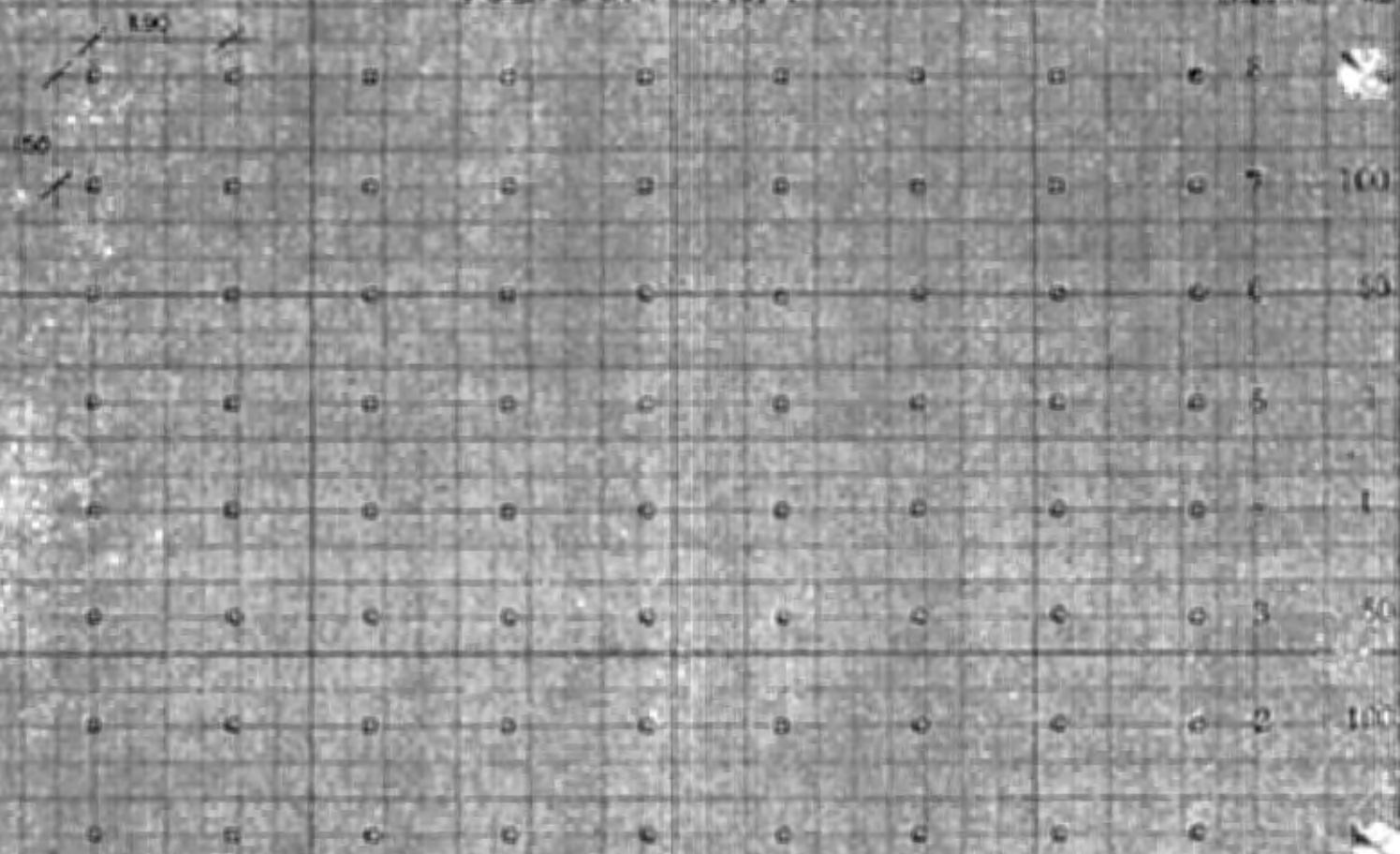
C₂ = 21.00m² 4.00 kg Super Mexamort D

Factor de perforación: 0.3%

Factor S/B = 60

VOLADURA No. 1

LINEAS No. M.E.



- Volumen Total: 822 m³
- Factor de Carga: C. 750 Kg/m³
- Ø de Perforación 2 1/2"
- B - 1.50 m
- T - 1.50 m
- E - 1.90 m
- A.C - 3.00 (Mínima) a 6.00 m (máxima)
- S.P - 0.50 m
- P.B - 3.50 m (mínima) a 6.50 (máxima)
- C.F - 1.00 m 4.0 Kg gelatina extra 40%
- C.C - 4.00 m (máxima) 8.00 Kg super imaxamon D.

Nota: Por metro menor de barreración a 6.50 m disminuir 2 Kg de super mexamon D.
 En las líneas 4 y 5 disminuir 1.5 Kg de gelatina extra 40%.

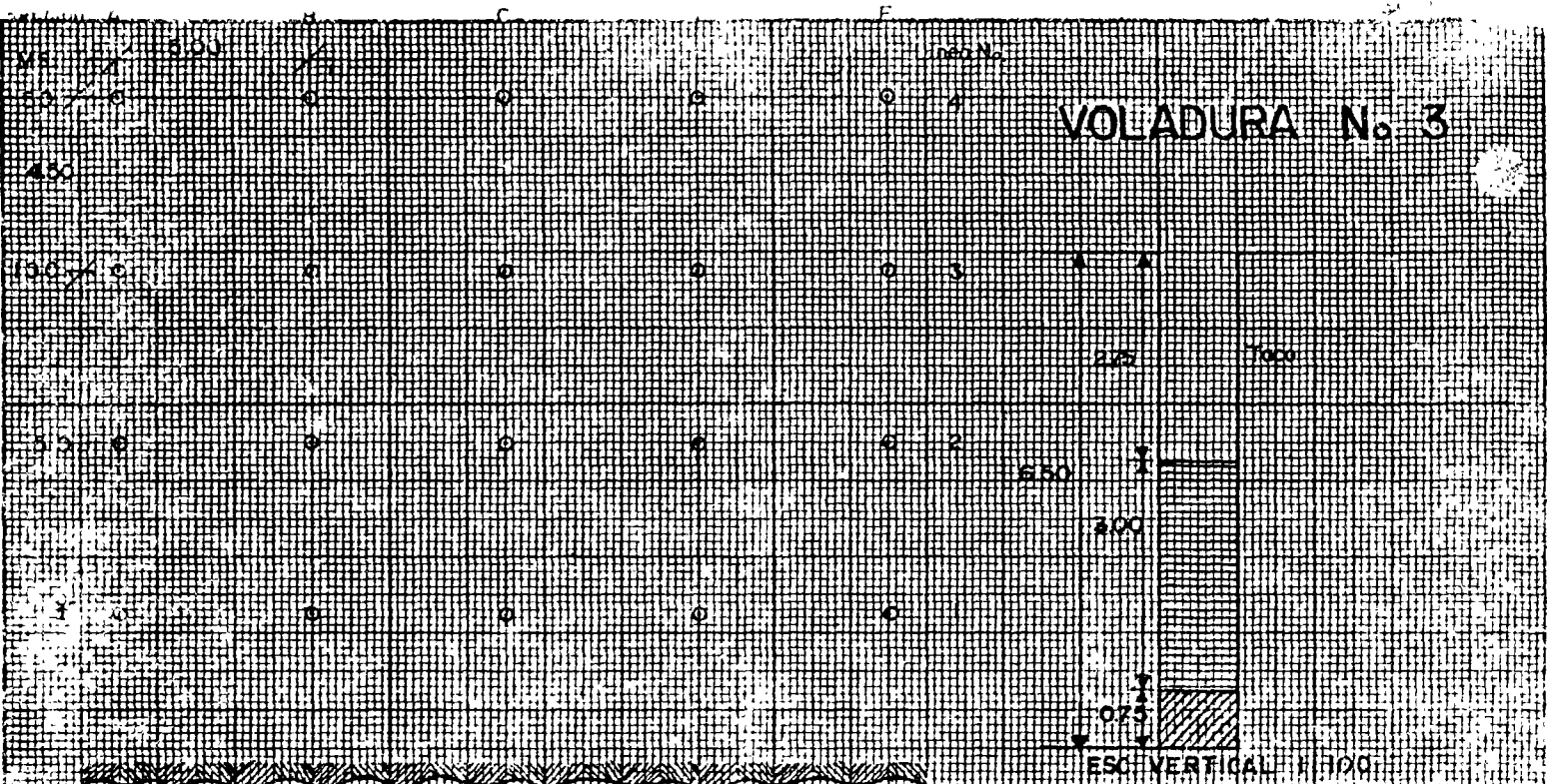
VOLADURA N-2



Nota - Por metro excedente a 0.00 m de altura, se aplica un kg de Super Vexa 407.



VOLADURA N° 3

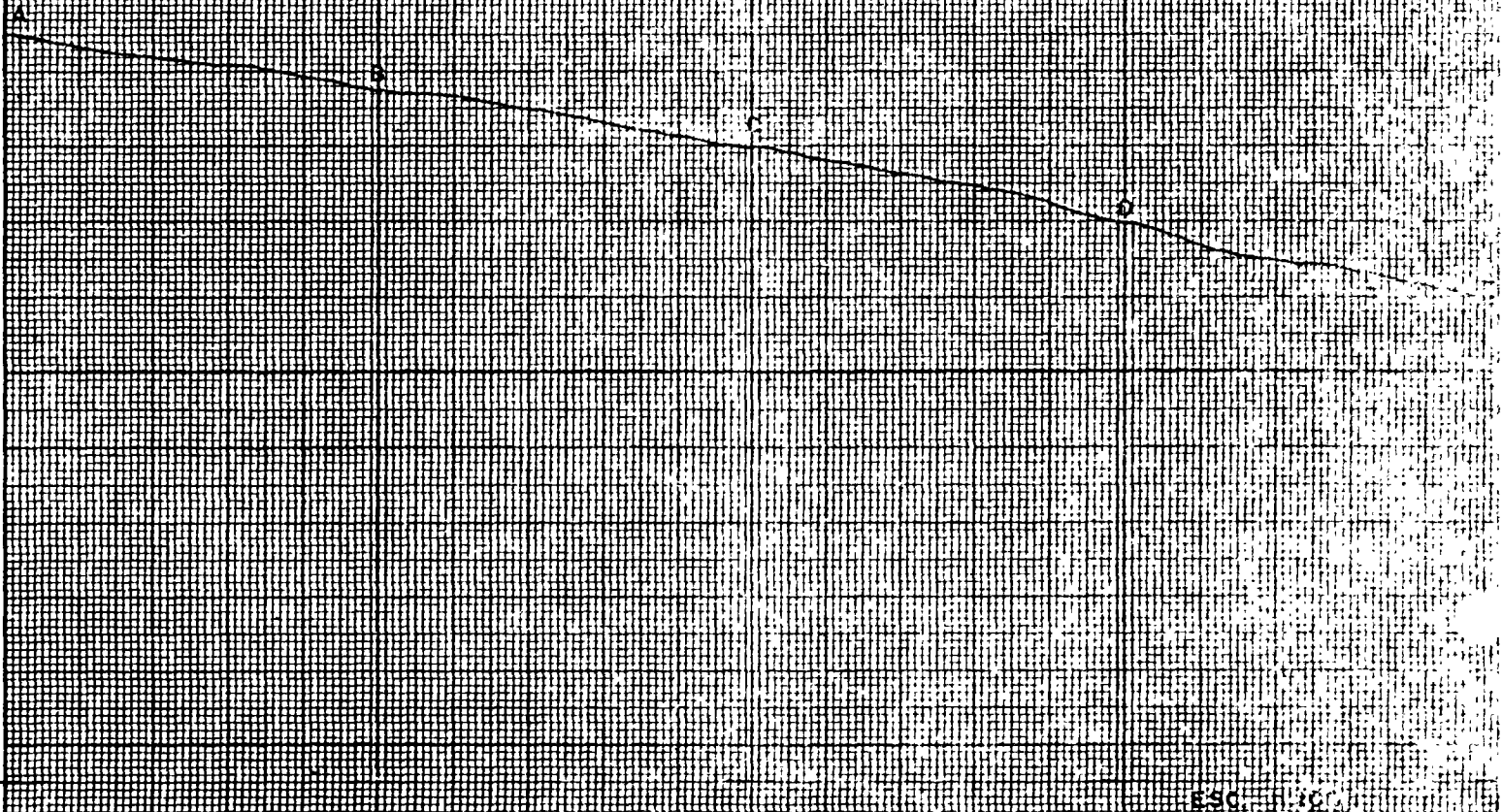


ESC. HORIZONTAL 1/200

ESC. VERTICAL 1/100

- Volumen Total 2790 m³
- Factor de carga 0.450 Kg/m³
- Q Perforación 5 1/2"
- B₁ 4.50 m
- B₂ 2.75 m
- R 3.00 m
- A₁ 6.00 m (mínima)
- S₁ 0.50 m
- B₃ 6.50 m (mínima)

- G.P. 0.75 m - 16 Kg de gelatina extra 10%
- C.C. 3.00 m (mínimo) 30.00 Kg Super Mexamon D.
- Nota: Por metro excedente a 6.50 m de perforación aumentar 10.00 Kg Super Mexamon D.



ESC. 1/100

ELECCION DE LOS EXPLOSIVOS MAS ADECUADOS.

Las operaciones mineras a tajo abierto, han tenido un incremento muy notable en los últimos años. A la vez, el campo de acción del Ingeniero Minero y del Ingeniero Civil, ha aumentado grandemente al requerirse sus servicios en operaciones a cielo abierto tales como: Tajos abiertos, Canteras, Construcción, Presas, Caminos, Puentes, etc.

Para estas operaciones, el uso de barrenación de gran diámetro, es lo usual y recomendable (se empieza por diámetros grandes, los barrenos de 2 1/4" - 9" ó mayores).

Al hacer un análisis de estas operaciones, resaltan las siguientes necesidades:

- Utilizar al máximo la energía explosiva que se coloque en el hueco útil del barreno.
- Producir el mayor número posible de metros cúbicos o toneladas de roca por metro lineal de barreno, para reducir los costos de barrenación.
- Obtener la máxima fragmentación del producto de la voladura, para que el equipo de carga de la rezaga, transporte y trituración trabaje con la mayor eficiencia.

De acuerdo con la más moderna tecnología que sobre explosivos se ha desarrollado en el mundo entero, el barreno de gran diámetro en canteras, minas a tajo abierto y construcción, debe llenar las condiciones siguientes:

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:

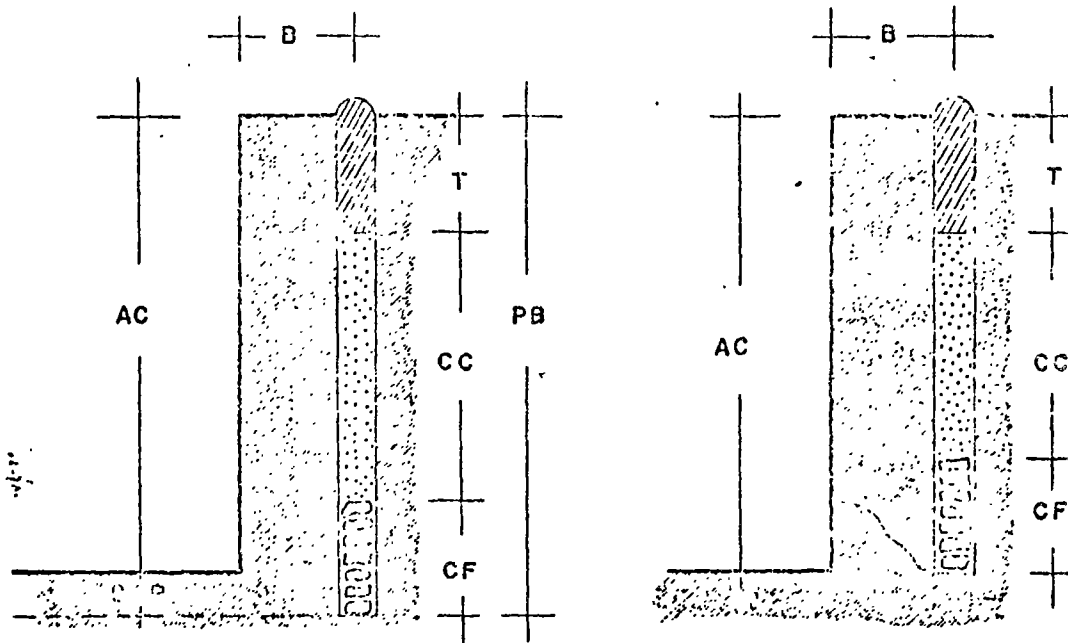
- La carga de Fondo
- La carga de columna

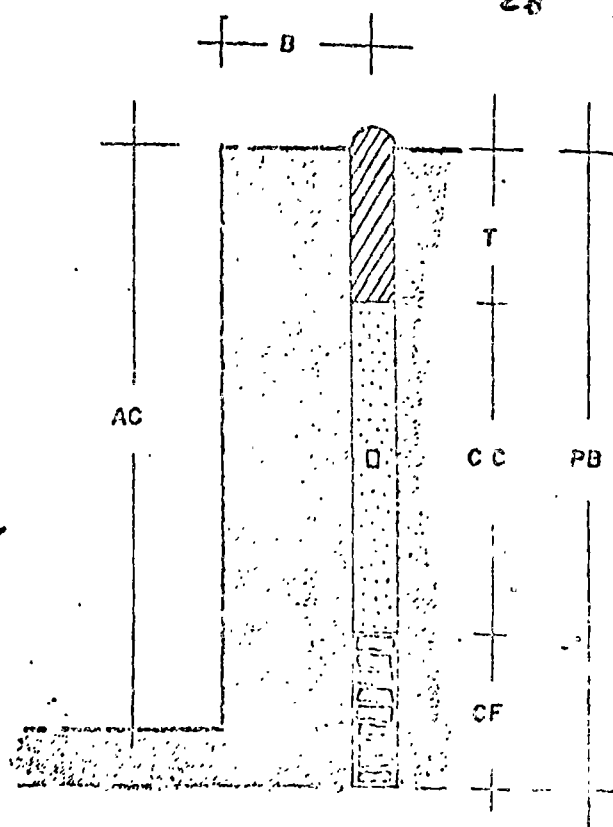
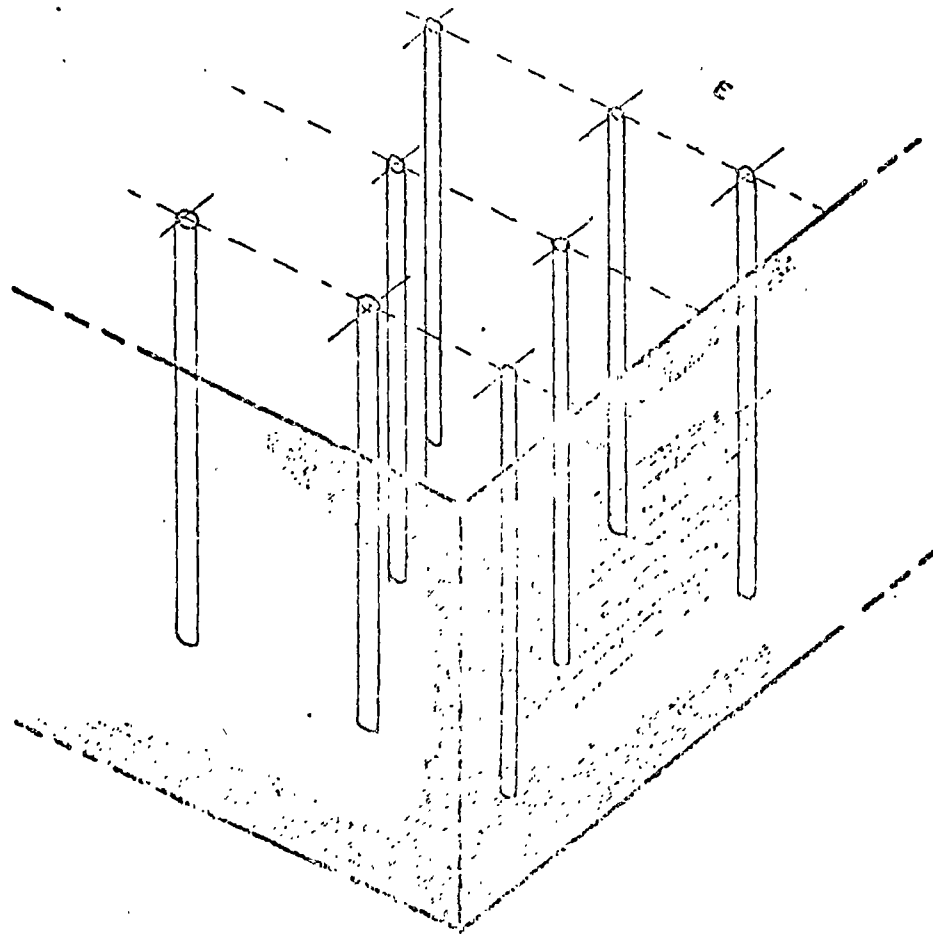
La carga de fondo cuya labor principal es la de vencer el esfuerzo cortante en la pata del barreno, debe de estar constituida por un explosivo potente denso y en la mayoría de los casos resistente al agua.

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.

Ahora encontramos, que los principales problemas por resolver con la más moderna tecnología que sobre explosivos se ha desarrollado en el mundo entero para explotaciones a cielo abierto con barrenaciones de gran diámetro y que Du Pont ha contribuido con investigaciones exhaustivas en sus laboratorios, plantas y especialmente en el campo son:

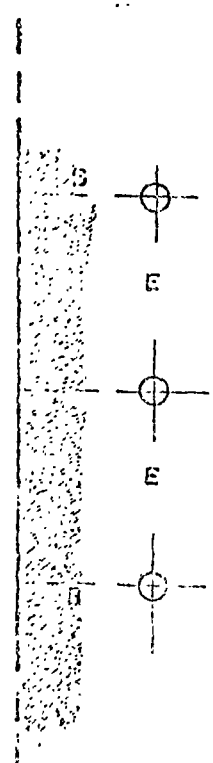
- Que con los explosivos convencionales en cartuchados tanto en papel como en cartón, dejaban un espacio anular vacío al colocarlos dentro del barreno si no se atacaban debidamente impidiendo aprovechar todo el hueco del barreno.





BARRENACION EN BANQUILO: CONJUNTO DE REGLAS UTILES

- B = Constante Variable por el Diámetro del Barreno
 = 33 ϕ (5" -- 9") ó 40 ϕ (2 1/2" -- 6")
 = Bordo = a la Distancia entre el barreno y la cara libre y entre línea y línea de Barrenos.
- T = Taco = Retaque (Tapón)
 = B
- E = Espaciamiento
 = 1.2 x B
- SP = Sub-Perforación (Perforación bajo el piso)
 = 0.3 x B
- AC = Altura de la Cara (frente al barreno)
 = Depende del equipo.
- PB = Profundidad del Barreno (longitud de barreno)
 = Depende del equipo
- CF = Carga de Fondo
 = 1.3 x B
- CC = Carga de Columna.
 = PB -- 2.3 x B
- DB = Diámetro de la Barrenación.
- V = VOLUMEN.
 = B X E X AC.



2º—Que a medida que el barrenado aumenta de diámetro, el costo de barrenación lógicamente también aumenta. Por lo tanto, las barrenaciones de gran diámetro deben ser aprovechadas a su máximo, poniendo la mayor cantidad de explosivo por metro lineal de barrenación donde lo necesite. Esto se logra seleccionando mejor los productos explosivos que se coloquen en dichos barrenos.

3º—Generalmente en las barrenaciones de gran diámetro y a grandes profundidades, se encuentra casi siempre agua en el fondo del barrenado. Por lo tanto, los explosivos que se usen en el fondo, deben ser resistentes al agua y de mayor densidad que ella, para que no floten.

4º—La carga de fondo del barrenado debe ser de un explosivo muy denso y potente para vencer el esfuerzo cortante en la pata de dicho barrenado.

5º—La carga de columna debe de estar constituida por un agente explosivo de baja densidad, ya que su función principal es cooperar con la carga de fondo en la explosión y voltear y fragmentar la roca en la parte superior del barrenado.

6º—Ampliar al máximo la plantilla de barrenación para reducir el coeficiente de barrenación por metro cúbico o tonelada.

7º—Reducir los costos totales por tonelada tumbada.

Consciente de las necesidades de los clientes de productos explosivos de alta densidad, gelatinosos, resistentes al agua y de gran potencia para usarse como carga de fondo en barrenaciones a ciclo abierto, el Depto. de Explosivos de Du Pont, desarrolló en sus laboratorios, probó en su planta y comprobó desde hace más de 5 años (junio de 1966), con los clientes consumidores en sus diversas operaciones en México, el nuevo tipo de gelatina acuosa resistente al agua, muy potente y de bajo precio:

TOVAL® Y TOVEX® EXTRA

"TOVAL®".—Es la dinamita gelatinosa de más alta densidad que se fabrica, diseñada especialmente para voladuras en roca muy dura, ya sea en Obras de Construcción, Canteras y Minas de tajo abierto. Esta dinamita se empaqueta en tubos de polietileno (Salchichas).

Toval es equivalente a Gelatina Extra 75%, tiene una resistencia al agua mayor de 3 días a 15 lbs. (1.05 kgs.) de presión.

DENSIDAD = 1.60 gm/cc.

VELOCIDAD = 13,000 pies/seg. = 3,965 Mts/seg. en Cart. de 1 1/8" x 8" mayores velocidades se desarrollan en diámetros mayores.

GASES = Clasificación No. 1 del Instituto de Fabricantes de Explosivos de los EE. UU.

Para su carga, se rasga a lo largo el cartucho 2 ó 3 veces y se envía al barrenado el "Toval" encartuchado en polietileno. Como esta gelatina es muy plástica, al caer el cartucho, llena muy bien el hueco del barrenado, consiguiéndose así una mayor densidad que con cualquier otro tipo de explosivo encartuchado.

"Toval" es sensible al Fulminante y al Cordón Detonante (Primacord). Por lo tanto, no necesita de chcos o iniciadores.

"Toval" se puede combinar con gelatina de alta velocidad, para aumentar su velocidad, y por lo tanto su poder fragmentador.

"Toval" resuelve los problemas antes mencionados:

- Concentrando por su alta densidad de carga, la mayor cantidad de Kgs./Ml. de barrenado, que con cualquier otro tipo de explosivo encartuchado.
- Tiene gran potencia (75%).
- Es la dinamita gelatinosa de más bajo precio.
- Al concentrar su alta densidad en la carga del fondo del barrenado, logra vencer el esfuerzo cortante en la pata del barrenado.
- Logra ampliar la barrenación
- Puede combinarse con "Mexamón" CCC (d = 0.75-0.85 grms./cmt.) si la dureza de la roca lo amerita, también puede combinarse con NA-AC, (sin aprovechar la alta densidad del "Mexamón" CCC).
- Con Super "Mexamón" D (d = 0.65 grms./cmt.) cuando la roca es de mediana dureza, también puede combinarse con NA-AC, sin aprovechar la baja densidad del Super "Mexamón" D.

TOVEX® EXTRA.—Es un producto explosivo gelatinoso que se fabrica en México, exento de nitroglicerina, de alta densidad y con la mayor energía explosiva por kilo. Es el producto ideal para cargas de fondo en las voladuras de tipo más difícil y cuando se pretende ampliar la plantilla.

TOVEX® EXTRA es equivalente a la Gelatina Extra 70%, tiene resistencia al agua de 7 días mínima en agua estática.

Densidad 1.35 gms./c.c.
 Velocidad 5.486 Mts./seg. en 5" de ϕ en aire

Viene empacado en tubos de polietileno de 5" y 6" de diámetro. Se carga rasgando la bolsa o

tubo de polietileno y dejando caer el producto gelatinoso libremente al barreno.

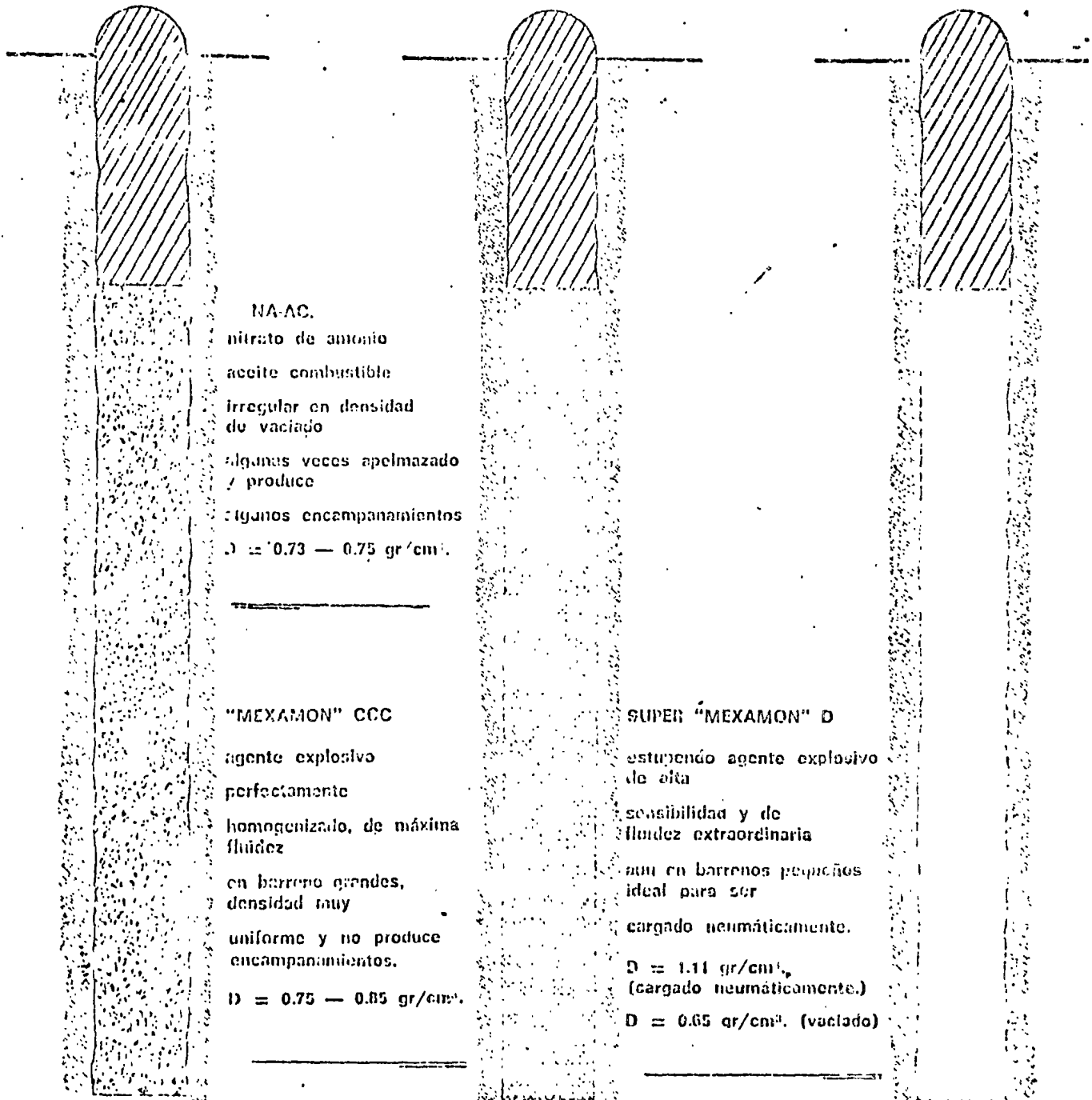
Llena perfectamente el hueco del barreno sin dejar espacios anulares vacíos, consiguiéndose así la mayor densidad posible por metro lineal de barrenación comparada con cualquier otro producto.

El cebo recomendado es un cebo de alta presión de detonación DETOMEX®.

NA-AC.

"MEXAMON" CCC

SUPER "MEXAMON" D



NA-AC.
 nitrato de amonio
 aceite combustible
 Irregular en densidad
 de vaciado
 algunas veces apelmazado
 / produce
 algunos encampanamientos
 $D = 0.73 - 0.75 \text{ gr/cm}^3$.

"MEXAMON" CCC
 agente explosivo
 perfectamente
 homogenizado, de máxima
 fluidez
 en barrenos grandes,
 densidad muy
 uniforme y no produce
 encampanamientos.
 $D = 0.75 - 0.85 \text{ gr/cm}^3$.

SUPER "MEXAMON" D
 estupendo agente explosivo
 de alta
 sensibilidad y de
 fluidez extraordinaria
 aun en barrenos pequeños
 ideal para ser
 cargado neumáticamente.
 $D = 1.11 \text{ gr/cm}^3$,
 (cargado neumáticamente.)
 $D = 0.65 \text{ gr/cm}^3$. (vaciado)

COMO RESUELVE TOVEX® EXTRA LOS PROBLEMAS

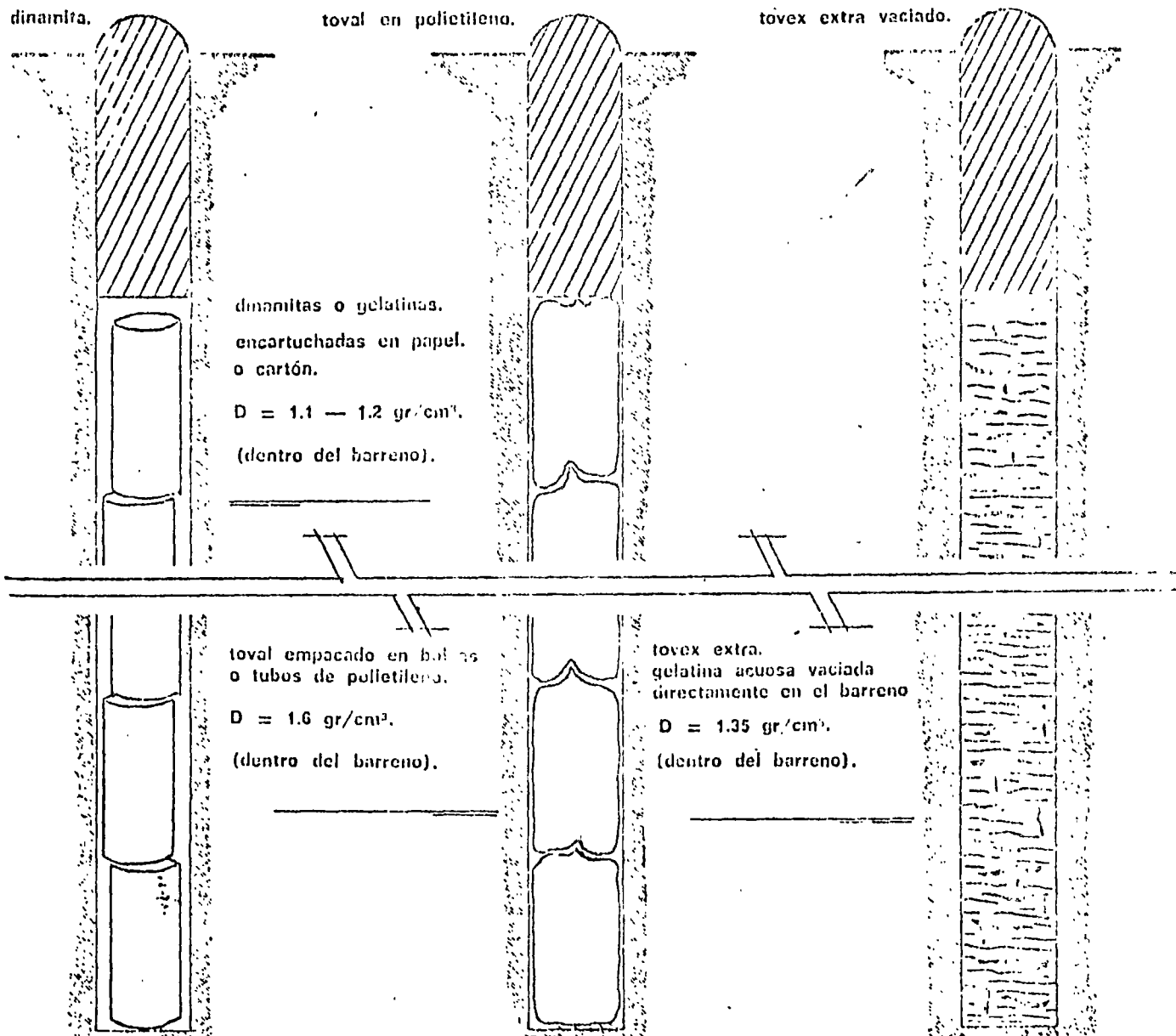
TOVEX® EXTRA al vaciarse directamente sobre el barrenado y llenar el hueco de éste completamente sin dejar espacios anulares vacíos, cumple lo siguiente:

- a) Concentra la mayor energía disponible en la carga de fondo.
- b) Tiene una gran potencia (70%).
- c) Se vende a un precio muy inferior al de otros productos que puedan competirlo.
- d) Al combinar la alta densidad de carga por M. L. de barrenado, con la vigorosa acción explosiva de este producto, se logra vencer el esfuerzo cortante en la pata en las condiciones más adversas.

e) Se puede combinar al usarse TOVEX® EXTRA en la carga de fondo y "Mexamón" en la carga de columna:

- 1.—Con "Mexamón" CCC (D=0.75-0.85 gms./c.c.) si la dureza de la roca y la expansión máxima de plantilla lo ameritan.
- 2.—Con Super "Mexamón" D, (D=0.65 gms./c.c.) cuando la roca es de mediana dureza o si se necesita por condiciones especiales de la roca y de la barrenación que el producto explosivo en la carga de columna ocupe mayor volumen y así deje menor taco.

También puede combinarse con NA-AC, pero sin aprovechar la baja densidad del Super "Mexamón" D, ni la alta densidad del "Mexamón" CCC.



EJEMPLO:

En una explotación a cielo abierto están haciendo un banqueo con las siguientes características:

ϕ DE LA BARRENACION = $3\frac{1}{2}$ = 8.9 CMS.

ALTURA DEL BANCO = ALTURA DE LA CARA = AC = 12.00 MTS.

B = 2.50 MTS.

E = 3.00 MTS.

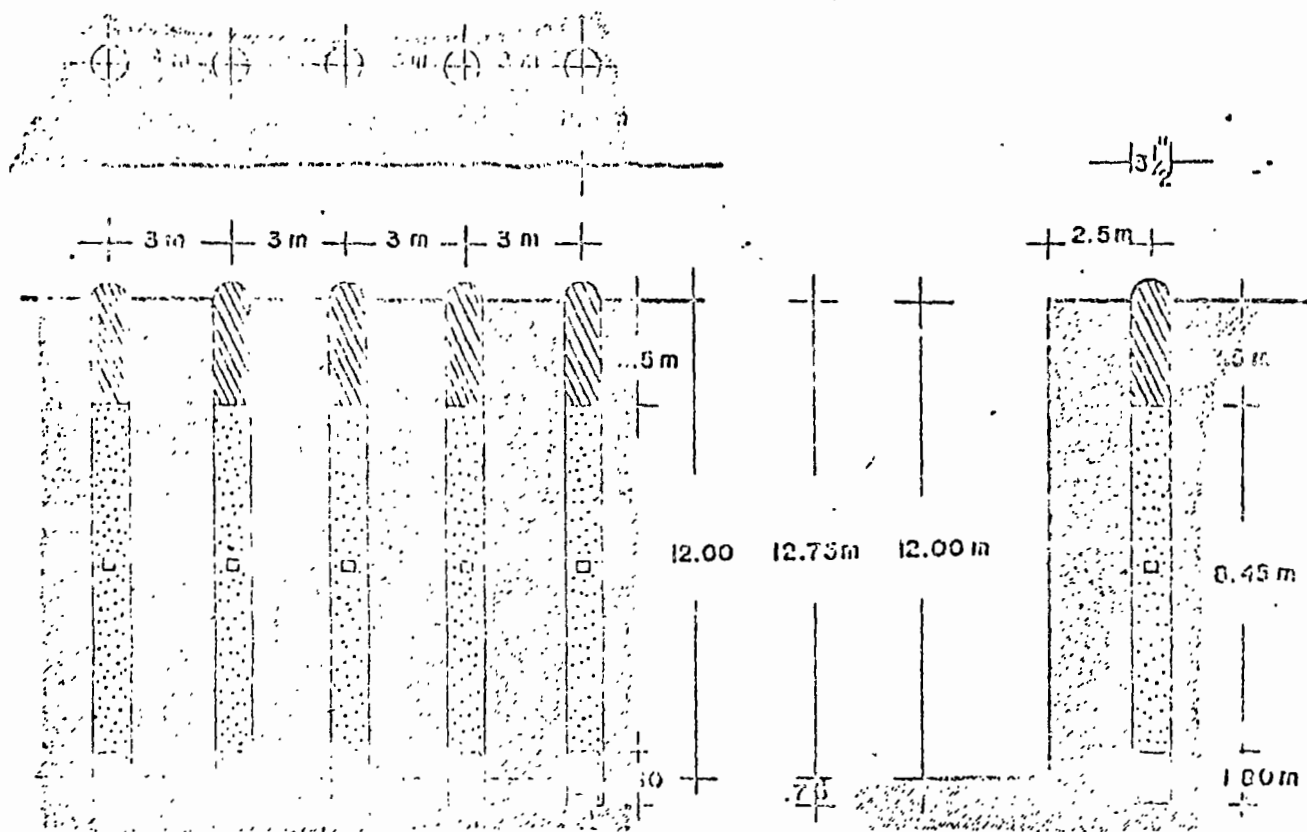
PB = 12.75 MTS.

SP = 0.75 MTS.

T = 2.50 MTS.

V = $2.50 \times 3.00 \times 12.00 = 90M^3$

FACTOR DE CARGA = $0.5 \text{ KG/M}^3 \times 90M^3 \times 0.5 \text{ KG/M}^3 = 45 \text{ KG. DE EXPLCSIVOS/BARRENO}$



COSTOS \$ 7.00/KG. = GELATINA EXTRA 60%	= 20% DE 45 KG = 9.00 KGS.
\$ 1.50/KG. = NA — AC	= 80% DE 45 KG. = 36.00 KGS.
\$ 25.00/ML. = BARRENACION	= 12.75 M.L.

Costos: a) $\frac{9 \text{ Kg.} \times \$ 7.00/\text{Kgs.}}{90 \text{ M}^3}$	= Coeficiente CuboM ³	= \$ 0.700
b) $\frac{36 \text{ Kg} \times \$ 1.5/\text{Kgs.}}{90 \text{ M}^3}$	= Coeficiente de A. Explosivo/M ³	= \$ 0.600
c) $\frac{12.75 \text{ ML} \times \$25.00/\text{ML}}{90 \text{ M}^3}$	= Coeficiente de Barrenación/M ³	= \$ 3.542
d) Costo Total por M ³		= \$ 4.842
e) $\frac{\text{Costo Total}/\text{M}^3}{\text{Tons./M}}$	= Cesto Total/Tonelada	= \$ 1.80/Ton.

Los 9 Kgs. de G.E. 60% Caben en 1.80 Mts., los 36 Kgs. de NA-AC cuben en 8.45 Mts.

EJEMPLO:

Otra explotación también a cielo abierto sigue las reglas fundamentales de barrenación en banco y con ellas obtiene las siguientes características:

Usa el mismo diámetro que el ejemplo anterior y la misma altura de cara y usa el borde

Correcto $B = 40 \times \psi$ del barreno

ψ DE LA BARRENACION = $3\frac{1}{2} = 8.9$ Cmts.

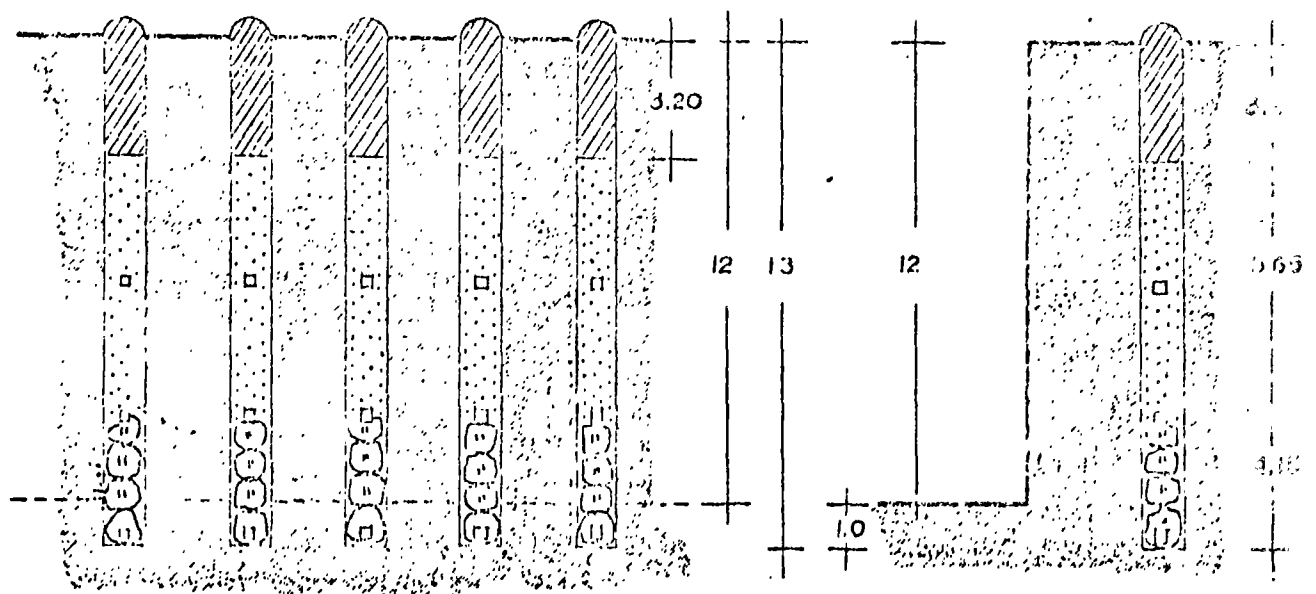
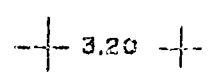
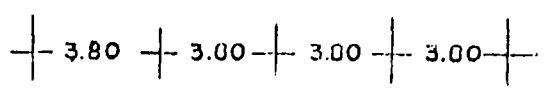
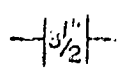
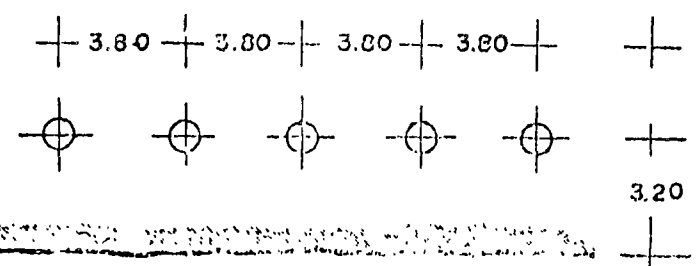
Altura del Banco = Altura de la Cara = AC = 12.00 Mts.

- B = 3.20 Mts. E = 3.80 Mts.
- PB = 13.00 Mts. SP = 1.00 Mts.
- T = 3.20 Mts. CF = 4.16 Mts.

$V = 3.20 \times 3.80 \times 12.00 = 145.92 \text{ M}^3$
 $= 146 \text{ M}^3$

Factor de Carga = 0.5 Kgs./ M³

CF = 4.16 Mts. = 40 Kgs. de "TOVAL" (CF) = 6.65 = 33 Kgs. de "MEXAMON" CCC. (CC)



Costos	146 ³ X 0.5 Kgs./M ³	= 73 Kgs. de Explosivo/Barreno	
\$ 6.5 /Kg.	= "Toval" 75%	= 4.16 Mts. de C.F.	= 40.00 Kgs. de "Toval"
\$ 1.95/Kg.	= "Mexamon" CCC	= 6.65 Mts. de C.C.	= 33.00 Kgs. de "Mexamon" CCC
\$ 25.00/ML.	= Barrenación	= 13.00 Mts. de P.B.	= 13.00 M.L. de Barrenación
a) <u>40 Kgs. X \$ 6.5/Kg.</u>		= Coeficiente de Cebo/M ³	= \$ 1.78
146 M ³			
b) <u>33 Kgs. X \$ 1.95/Kg.</u>		=	
146 M ³		Coeficiente de A. Explosivo/M ³	= \$ 0.44
c) <u>13.00 ML. X \$25.00</u>		= Coeficiente de Barrenación/M ³	= \$ 2.22
146 M ³			
d) Costo otal por Metro Cúbico			= \$ 4.44
e) <u>Costo Total/M³</u>		= Costo Total/Tonelada	= \$ 1.70/Ton.
Tons./M ³			

COMO HACER USO DEL CUADRO DE COSTO DE VOLADURÁ

Por su flexibilidad se le puede adaptar a cualquier clase de operación de voladura. Esta libreta servirá de suplemento a sus instrucciones y de guía de referencia cuando se necesite.

Hay que seguir los siguientes pasos:

Llénelos todos los espacios para identificar la voladura, la fecha, el por qué, y los demás datos pertinentes. Después de hacer unos cuantos trabajos, esta información vendrá a tener mucho más significado que los resultados de una sola voladura. Una confrontación de todos los hechos con todos los costos puede sugerir cambios en lo que se refiere al ahorro y a la utilidad.

EN LAS PAGINAS SIGUIENTES.

Están paso a paso el registro de los costos agrupados bajo los rubros principales de PERFORACION, VOLADURA PRIMARIA, MONEO SECUNDARIO Y EXCAVACION, CARGA, ACARREO Y QUEBRADO DE PIEDRA, más un encabezado por separado para VARIOS.

Bajo los rubros principales, los costos se subdividen en COSTOS DE OPERACION, MATERIALES Y ACCESORIOS Y MANTENIMIENTO Y REPARACIONES. Se ha hecho esto para ayudarle a efectuar un análisis de los costos individuales.

CUADRO DE COSTO DE VOLADURA*

Nombre de la Compañía	Cantidad y clase de iniciadores empleados.
Fecha de voladura Lugar	Cantidad total, potencia y tamaño de explosivos empleados
El por que de la voladura	Factor Carga (Kgs./M ³ y Kgs./ton.)
Proyecto	Cebo Carga de fondo
Número de barrenos	Carga de Columna
Profundidad promedio de atacadura	Explosivos empleados
Profundidad promedio de barreno	Comentarios (evaluación del quebrado)
Altura promedio de frente
Extensión completa del tiro
Distancia de la línea de atrás de los barrenos
... a media altura del frente (carga total-promedio)
Cantidad de piedra (u otro material) producida
por la voladura

A) Costo de Barrenación/ML X Metros Lineales/Barreno $\$ \frac{\quad}{\quad} / M^3 =$ Coeficiente de
Volumen en M³/Barreno barrenación/M³

B) Costo Explosivo (Iniciador)/Kg. X Kgs. Usados/Barreno $\$ \frac{\quad}{\quad} / M^3 =$ Coeficiente de
Volumen en M³/Barreno Iniciador/M³

C) Costo Explosivo (Carga de Fondo)/Kg. X Kgs. Usados/
Barreno $\$ \frac{\quad}{\quad} / M^3 =$ Coeficiente de
Volumen en M³/Barreno Explosivo/M³

D) Costo Agente Explosivo/Kg. X Kgs. Usados/Barreno $\$ \frac{\quad}{\quad} / M^3 =$ Coeficiente de
Volumen en M³/Barreno A. Explosivo/M³

ACCESORIOS:

E) Costo de Primacord/ML X Metros Lineales Usados/Barreno $\$ \frac{\quad}{\quad} / M^3 =$ Coeficiente de
Volumen en M³/Barreno Primacord/M³

F) Costo de Conector/Pieza X Número de Conectores/Barreno $\$ \frac{\quad}{\quad} / M^3 =$ Coeficiente de
Volumen en M³/Barreno Conectores/M³

G) Costo Fulminantes/Pieza X Núm. de Fulminantes/Barreno $\$ \frac{\quad}{\quad} / M^3 =$ Coeficiente de
Volumen en M³/Barreno Fulminantes/M³

H) Costo Estopin/Pieza X Núm. de Piezas Usadas/Barreno $\$ \frac{\quad}{\quad} / M^3 =$ Coeficiente de
Volumen en M³/Barreno Estopin/M³

I) Costo de Mecha/ML X Metros Lineales/Barreno $\$ \frac{\quad}{\quad} / M^3 =$ Coeficiente de
Volumen en M³/Barreno Mecha/M³

* Datos tomados del Instituto de Fabricantes de explosivos de los Estados Unidos.

GUIA DE COSTOS

- A) BARRENACION (Costo por Metro Lineal) = \$ _____/Metro Lineal
- B) EXPLOSIVO (Iniciador de Alta Velocidad Geomex) = \$ _____/Kilogramo
- C) EXPLOSIVO (Cebo, Carga de fondo) = \$ _____/Kilogramo
- D) AGENTE EXPLOSIVO (Carga de columna) = \$ _____/Kilogramo

ACCESORIOS

- E) PRIMACORD = \$ _____/Metro Lineal
- F) CONECTORES MS PARA PRIMACORD = \$ _____/Pieza
- G) FULMINANTES = \$ _____/Pieza
- I) MECHA = \$ _____/Metro Lineal
- A) COEFICIENTE DE BARRENACION/M³ = \$ _____
- B) COEFICIENTE DE INICIADOR/M³ = \$ _____
- C) COEFICIENTE DE EXPLOSIVO/M³ = \$ _____
- D) COEFICIENTE DE AGENTE EXPLOSIVO/M³ = \$ _____
- E) COEFICIENTE DE PRIMACORD/M³ = \$ _____
- F) COEFICIENTE DE CONECTORES/M³ = \$ _____
- G) COEFICIENTE DE FULMINANTES/M³ = \$ _____
- H) COEFICIENTE DE ESTOPIN/M³ = \$ _____
- I) COEFICIENTE DE MECHA/M³ = \$ _____

COSTO TOTAL POR M³ = \$ _____

COSTO TOTAL POR M³

TONS. DE ROCA POR M³ (Densidad de la roca) = \$ _____

= COSTO TOTAL POR TONELADA

VOLADURA _____

PERFORACION

Si el costo por metro es conocido, no se tomen en cuenta los pasos u operaciones intermedias que abajo se indican. Solamente multiplíquese el costo por metro \$ por la profundidad total de perforación Mts. y muéstrase el resultado como COSTO TOTAL DE PERFORACION. Debe tenerse en cuenta que el Costo Total de Perforación debe reflejar todos los factores de costo que abajo se listan.

COSTOS DE OPERACION

- 1) Mano de obra y supervisión (perforación y limpieza de barrenación) _____
- 2) Costo del equipo (amortización depreciación asignada o costo del alquiler) _____
- 3) Costo de fuerza motriz o combustible para el equipo _____

MATERIALES Y ACCESORIOS

- 1) Costo de barrenas (zancos) y brocas (pastillas) (precio real o prorrateado) _____

MANTENIMIENTO Y REPARACION

(Costo real o prorrateado) _____

- 1) Mano de obra _____
- 2) Accesorios y Refacciones _____

COSTO TOTAL DE PERFORACION _____

Divídase entre el total de toneladas o metros cúbicos (.....)°

Costo de Perforación por tonelada o metro cúbico _____

VOLADURA PRIMARIA

COSTO DE OPERACION

- 1) Mano de obra y supervisión (Incluyendo manejo y carga de explosivos y polido de barrenaciones — más cualquier trabajo de limpieza que se necesite después de la voladura) _____
- 2) Costo del equipo (úscese amortización — depreciación asignada) _____
- 3) Fuerza motriz y combustible (para camiones y equipo usados en el manejo y limpieza) _____

MATERIALES Y ACCESORIOS

- 1) Explosivos primarios de alta potencia para carga de fondo y para carga de columna _____
- 2) Accesorios para la voladura (fulminantes, estopines, cebo, dinamita, mecha, primacord y otros materiales empleados) _____

MANTENIMIENTO, REPARACION Y REPUESTOS (Costos reales o prorrateados)

- 1) Mano de obra _____
- 2) Refacciones y accesorios (incluyendo artículos de repuestos) _____

COSTO TOTAL DE VOLADURA PRIMARIA _____

Dividase entre el total de toneladas o metros cúbicos (.....)°

Costo de Voladura Primaria por tonelada o metro cúbico _____

* Muéstrase aquí el total de metros cúbicos o toneladas de piedra disponible producido por la voladura o durante el período que se está midiendo. El tonelaje o volumen puede ser computado al tiempo de ir pasando por la quebradora o "sobre la piedra" que se entrega a la quebradora. Úscese ya sea metros cúbicos o toneladas, pero no ambas medidas.

FECHA DE VOLADURA O PERIODO
ABARCADO _____ LUGAR _____

**MONEO SECUNDARIO DE PIEDRA
COSTOS DE OPERACION**

- 1) Mano de obra y supervisión _____
- 2) Costo del equipo (útese porcenta-
je asignado de amortización-
depreciación) _____
- 3) Costo de fuerza motriz o com-
bustible para el equipo (para pis-
tolas, compresoras, etc.) _____

MATERIALES Y ACCESORIOS

- 1) Costo de explosivos secundarios
(Dinamita, "Mexamón"). _____
- 2) Accesorios para tronada (mo-
nco) (Fulminantes, Primacord,
Mecha alambre o cualquier otro
material empleado) _____
- 3) Pastillas de taladro (brocas) _____

**MANTENIMIENTO, REPARACION Y RE-
PUESTOS (efectivo o prorrateado)**

- 1) Mano de obra _____
- 2) Refacciones y accesorios (inclu-
yendo articulos de repuesto) _____

**COSTO TOTAL DE MONEADO SE-
CUNDARIO DE PIEDRA** _____

Divídase entre el total de toneladas
o metros cúbicos (.....)°

Costo de Moneado Secundario por
tonelada o metro cúbico. _____

**EXCAVACION, CARGA, ACARREO Y
QUEBRADO DE PIEDRA**

COSTO DE OPERACION.

- 1) Mano de obra y supervisión _____
- 2) Costo del equipo (palas, camio-
nes y quebradora primaria sola-
mente) (útese porcentaje asig-
nado de amortización-deprecia-
ción) _____
- 3) Fuerza motriz o combustible _____

**MANTENIMIENTO Y REPARACION (Ya
sea el efectivo o prorrateado)**

- 1) Mano de obra _____
- 2) Refacciones y accesorios _____

**COSTO TOTAL DE LA EXCAVACION
CARGA, ACARREO Y QUEBRADO
DE PIEDRA.** _____

Divídase entre el total de toneladas
o metros cúbicos (.....)°

Costo de Excavación, Carga, Aca-
rreo y Quebrado por tonelada o metro
cúbico _____

VARIOS

(Se incluirán aquí todos los demás gas-
tos, como son seguro por la voladura o
período comprendido, y otros gastos no
incluidos antes)

COSTO TOTAL DE VARIOS _____

Divídase entre el total de toneladas
o metros cúbicos (.....)°

Costo de Varios por tonelada o me-
tro cúbico _____

* Muestrese aquí el total de metros cúbicos o toneladas de piedra disponible producido por la voladura o durante el periodo que se está midiendo. El tonelaje o volumen puede ser computado al tiempo de ir pasando por la quebradora o "sobre la piedra" que se entrega a la quebradora. Usese ya sea metros cubicos o toneladas, pero no ambas medidas.

REVISE USTED ESTAS PREGUNTAS — INFLUYEN DE MANERA DIRECTA SOBRE SU CUADRO DE UTILIDAD Y COSTOS,

PERFORACION

¿Se está usando para la piedra una perforadora adecuada en cuanto a distancia y carga, lo mejor posible? _____

¿Sería posible ahorrar dinero acortando la distancia entre barrenos y haciendo uso de explosivos de más baja potencia? _____

¿Sería posible ahorrar más, aumentando la distancia entre barrenos y haciendo uso de explosivos de más alta potencia? _____

¿Sería posible efectuar ahorros perforando a base de un contrato, más bien que amortizar nuestro equipo de perforación? _____

EXPLOSIVOS

¿Es la potencia de los explosivos primarios la más económica para la piedra? (Veáse los costos de perforación) _____

¿Se puede ahorrar dinero en trabajos secundarios, excavación, carga y trituración si la voladura primaria es más efectiva? _____

¿Es el costo de la mano de obra excesivo para una voladura de tales dimensiones? _____

¿Es el costo de la tronada secundaria más alto que lo que debe ser tomando en cuenta la cantidad de piedra producida? _____

¿Estorbó a otras actividades la voladura o la carga? _____

¿Se están empleando los medios más eficaces para iniciar las voladuras? _____

¿Es el punto de iniciación correcto? _____

EXCAVACION, CARGA, ACARREO Y QUEBRADO

¿Sería posible acortar el tiempo de mano de obra o de mantenimiento de la pala mediante un quebrado mejor de la piedra o sea un montón de rezaga más reducido? ¿Se puede lograr esto, modificando el plan de perforación, potencia de explosivos o sea método de volar? _____

¿Se cancelarán algunos pedidos, o se pagarán multas debido a que la producción se quedó atrás de lo proyectado o sea la demanda? _____

¿Se está volando la cantidad máxima de piedra aprovechable? ¿Reducen las utilidades los finos o piedras grandes? _____

OTRAS PREGUNTAS

¿Existe algún paso en la operación de manejo o voladura el que nos expone a quejas por vibración, litigios costosos, o accidentes, los cuales pueden acabar con los ahorros? _____

¿Estamos haciendo todo lo posible a fin de promover tanto la seguridad como buenas relaciones públicas? _____

PERFORACION.

COSTOS DE OPERACION

Algunas compañías han establecido un costo por metro. Si se tiene este costo por metro, solamente multiplíquese por la profundidad total de perforación, mostrando el resultado como costo total de perforación. Sin embargo, hay que tener en cuenta que su costo por metro debe reflejar todos los factores de costo que abajo se listan. Sin embargo, hay que tener en cuenta que su costo por metro debe reflejar todos los factores de costo que abajo se listan.

1) Mano de obra y supervisión.—Este debe incluir el costo del personal que se necesita para examinar y localizar los barrenos, operar las perforadoras y limpiar los barrenos. El salario por hora por trabajador se puede obtener de los registros del Departamento de Personal. Hay que calcular aproximadamente cuantas horas-hombre se ocuparon en este trabajo. Multiplíquese por su cuota por hora. Muéstrese el costo del total de horas-hombre de esta operación en el renglón de enfrente de esta partida.

2) Costo del equipo.—Si se alquila el equipo de perforación para un trabajo, o si se hace un contrato con alguien para hacer la perforación, el costo es conocido y se puede asentar. Sin embargo, si se está haciendo uso de su propio equipo con porcentajes de amortización-depreciación, ya asignados para cubrir su costo, hay que calcular qué parte de la vida útil del equipo debe aplicarse a este trabajo en particular. Por ejemplo, si un trabajo de perforación tarda tres meses y su perforadora tiene una vida útil estimada en diez años, el costo de la perforadora para solamente este trabajo debe representar el 2.5 por ciento de su precio total. Ya calculado el costo del equipo, muéstrelo en el renglón de enfrente de esta partida.

3) Costo de fuerza motriz o combustible para el equipo.—Por experiencia puede ser que se conozca el consumo de combustible o energía eléctrica de su equipo, de modo que se puede estimar dicho consumo en relación con el tiempo que se pasa haciendo la perforación. En su defecto, hay que delegar a alguien para vigilar el consumo de fuerza motriz o combustible y él se encargará de reportar los resultados. Asientese el resultado en el renglón de enfrente de esta partida.

MATERIALES Y ACCESORIOS

1) El costo de brocas y barrenas formará aquí la partida principal. Si se puede extender el uso de estos materiales por más de una voladura, conviene prorratear su costo entre el número de voladuras para las que sirvieron. La experiencia le indicará la mejor aproximación en este caso. Asiéntese el costo en el renglón de enfrente de esta partida.

MANTENIMIENTO Y REPARACIONES

1) Mano de obra.—Cálculése el número de "horas-hombre" para el personal de reparaciones o mantenimiento, las cuales son aplicables a la voladura. Si existe un grupo permanente para mantenimiento, de tiempo completo, hay que prorratear el tiempo dedicado a la voladura en cuestión, ya sea que fuera efectivamente para hacer reparaciones o no. Desde luego, si este grupo hace otro tanto en otro trabajo, no se debe cargar en cuenta su tiempo más de una vez. Hágase el cómputo del salario por hora de todo el personal en cuestión. Súmese esto. Póngase el costo en el renglón de enfrente de esta partida.

2) Refacciones y accesorios.—Hágase el cálculo de las refacciones y accesorios de perforación, los cuales se utilizaron en la voladura. Si no se agotaron en esta sola voladura, cárguese en cuenta la parte de su costo que es aplicable. Póngase el costo en el renglón de enfrente de esta partida.

Ahora bien, súmense todas las partidas de costo arriba anotadas.

Póngase el total en el renglón doble de enfrente de COSTO TOTAL DE PERFORACION.

Divídase el costo total de perforación entre el total de toneladas (o metros cúbicos) de material producido.

Ponga esta cifra en el renglón de COSTO DE PERFORACION POR TONELADA O METRO CUBICO.

----- :: -----

VOLADURA PRIMARIA

COSTOS DE OPERACION

1) Mano de obra y supervisión.—Es e debe incluir el costo de todo el personal que se necesita para el manejo, carga y supervisión de la voladura, más cualquier limpieza general posterior a la misma. Se puede obtener el salario por hora por trabajador, del Departamento de Personal. Calcúlese cuántas horas-hombre se ocuparon en este trabajo. Multiplíquese por su cuota por hora. Muéstrese el costo del total de horas para todos los trabajadores de esta operación, en el renglón de enfrente de esta partida.

2) Costo del equipo.—Este normalmente consistirá en camiones de carga de los explosivos, o sean, dispositivos de carga o rozaga. Si se está haciendo uso de sus propios camiones, hay que calcular la depreciación, aún cuando poca, aplicable a este trabajo en particular. Si se está empleando algún equipo en especial como es el que se usa para preparar nitrato de amonio como aditivo auxiliar para las voladuras, hay que incluir la parte proporcional de su costo. Póngase el costo de todo el equipo en el renglón de enfrente de esta partida.

3) Costo de fuerza motriz o combustible para el equipo.—Principalmente este es el costo de gasolina y combustible para el equipo dedicado al manejo o carga de explosivos. Colóquese el costo total de fuerza motriz o combustible en el renglón de enfrente de esta partida.

MATERIALES Y ACCESORIOS.

1) Explosivos primarios de alta potencia y/o agentes explosivos ("Mexamón") (NA-AC).—Esta resultará ser la partida principal de costo en una voladura grande. Hay que incluir el costo de los explosivos básicos y/o de los auxiliares (así como combustible si se usa).

2) Accesorios para la voladura.—Se incluirá aquí el costo de las cápsulas detonantes, fulminantes y estopines, mecha, primacord, alambrado eléctrico y cualesquiera otros materiales consumidos por esta voladura, o sea, durante el periodo cubierto por el cuadro.

MANTENIMIENTO, REPARACION Y REPUESTOS

1) Mano de obra.—Calcúlese el número de horas-hombres para trabajos de reparación o mantenimiento que se necesitaron para el equipo usado directamente en la voladura si así es el caso. Hágase el cómputo del salario por hora de todo el personal en cuestión. Súmese esto, poniendo el costo en el renglón de enfrente de esta partida.

2) Refacciones y accesorios.—Aquí se tomarán en cuenta refacciones para camiones y trabajos de engrase; sin embargo, si el costo abarca más de una sola voladura, se debe prorratear. También se recomienda que bajo esta clasificación se incluyan la reparación y el repuesto de accesorios especiales, tales como cintas para medir, varillas atacadoras, pinzas de cápsulas y cosas por el estilo. Súmense los costos, colocando el total en el renglón de enfrente de esta partida.

Ahora bien, súmense todas las partidas de costo arriba anotadas.

Póngase el total en el renglón doble de enfrente de COSTO TOTAL DE VOLADURA PRIMARIA.

Dividase el costo total de voladura primaria entre el total de toneladas (o metros cúbicos) de material producido.

Póngase esta cifra en el renglón de COSTO DE VOLADURA PRIMARIA POR TONELADA O METRO CUBICO.

MONEO SECUNDARIO DE PIEDRA

Como cosa ideal el costo del moneo secundario debe resultar en cero si la voladura primaria se efectúa con todo éxito. Por desgracia éste no es siempre el caso. La tronada secundaria siempre sale costosa en relación a la cantidad de material que efectivamente se quiebra. Los costos que aparecerán abajo dependerán de si se hace la tronada secundaria por voladura o marro.

COSTOS DE OPERACION.

1) Mano de obra y supervisión.—Hay que incluir el costo de todo el personal que interviene en la operación del equipo, el manejo o carga de los explosivos y en la atacadura si se hace, así como todo el tiempo de los sobrestantes. Será necesario obtener la cuota por hora-hombre de cada trabajador. Súmese el costo colectivo del trabajo y póngase el costo total tiempo en el renglón de enfrente de esta partida.

2) Costo del equipo.—Se incluirá aquí una parte proporcional del costo del equipo pesado que se ocupa en esta voladura en particular. El método de depreciación será igual al que se emplearía para cualquier otro equipo; precio total dividido entre esa parte de su vida útil, la cual es aplicable a este trabajo. También se debe incluir la depreciación sobre compresoras y equipo de perforación si se usa. Muéstrese el costo total en el renglón de enfrente de esta partida.

3) Costo de fuerza motriz o combustible.— Súmese el costo de gasolina y combustible para compresoras y perforadoras. Si el consumo no es conocido, hay que averiguarlo. Colóquese el costo total de fuerza motriz o combustible en el renglón de enfrente de esta partida.

MATERIALES Y ACCESORIOS.

1) Costo de explosivos secundarios.— Asíéntese el costo de todos los explosivos usados en el moneo secundario en el renglón de enfrente de esta partida.

2) Accesorios para moneo.— Se incluye aquí el costo de las capsulas, mecha, dinamita, "Mexamon", fulminantes, alambre eléctrico y cualesquiera otros materiales consumidos por el moneo secundario. Póngase el total en el renglón de enfrente de esta partida.

3) Pastillas de Barrenas (brocas).— Cuando sea necesaria la perforación para la tronada secundaria, hágase un cómputo del costo de las brocas y pastillas usadas; ó sea, de esa parte de su costo si sirvieron por más de una voladura. Póngase este costo en el renglón de enfrente de esta partida.

MANTENIMIENTO, REPARACION Y REPUESTOS

1) Mano de obra.— Calcúlese el número de horas-hombres para trabajos de reparación o mantenimiento en la tronada secundaria. Si existe un grupo permanente para mantenimiento, hay que prorratear el tiempo dedicado a la tronada ya sea que se hicieran reparaciones o no. Por supuesto, si el grupo se ocupó en otro trabajo, no se debe cargar en cuenta su tiempo más de una vez. Hágase el cálculo del salario por hora de todo el personal trabajando. Súmese esto, poniendo el costo en el renglón de enfrente de esta partida.

2) Refacciones y accesorios.— El costo de las refacciones de compresoras, perforadoras y otro equipo se puede calcular aquí, debiéndose prorratear si dicho costo cubre más de una voladura. Póngase el total en el renglón de enfrente de esta partida.

Súmense todas las partidas de costo arriba anotadas.

Póngase el total en el renglón doble de enfrente de **COSTO TOTAL DE MONEO SECUNDARIO DE PIEDRA.**

Divídase el costo total de moneo secundario entre el total de toneladas (o metros cúbicos) de material producido.

Póngase esta cifra en el renglón de **COSTO**

DE MONEO SECUNDARIO POR TONELADA O METRO CUBICO.

EXCAVACION, CARGA, ACARREO Y QUEBRADO DE PIEDRA

COSTO DE OPERACION

1) Mano de obra y supervisión.— Hay que calcular el número de horas-hombres de todo el personal trabajando en excavación, carga, acarreo y quebrado de piedra. Obtenido el salario por hora de cada trabajador, súmese el costo colectivo para el trabajo y póngalo en el renglón de enfrente de esta partida. Por primera vez resulta ser una cosa bastante difícil, no obstante, la cifra por hora quedará constante por un largo período.

2) Costo del equipo.— Aquí, tómese en cuenta la depreciación de todos los camiones y palas, así como de la quebradora primaria. A esta voladura se asignará la parte de su vida útil y de su costo. Póngase el importe en el renglón de enfrente de esta partida. Como en el caso anterior, este cálculo resulta ser algo difícil por primera vez, sin embargo no cambiará por mucho tiempo.

3) Fuerza motriz o combustible.— Por experiencia puede ser que sabrá el consumo de combustible o energía eléctrica necesario para la operación de camiones, palas, quebradoras, etc. Si éste no es el caso, hay que averiguarlo para ponerlo en el renglón de enfrente de esta partida.

MANTENIMIENTO Y REPARACION

1) Mano de obra.— Calcúlese el número de horas-hombres para trabajos de reparación o mantenimiento, necesarios para tener en buen estado los camiones, palas y quebradora primaria durante el período en que se trabajaba la piedra de esta voladura. Si se tiene un grupo de mantenimiento permanente, hay que prorratear una parte de su tiempo a esta voladura aún cuando no se hicieran reparaciones. Por supuesto, si el grupo se ocupó en otro trabajo, no se debe cargar en cuenta su tiempo más de una vez.

Hágase el calculo del salario por hora de todo el personal trabajando, súmelo y póngalo en el renglón de enfrente de esta partida. También hay que tratar de identificar cualquier reparación que se origine de esta voladura para cargarla en cuenta directamente.

2) Refacciones y accesorios.— Póngase aquí el costo total de refacciones para las palas, camiones y otro equipo que se haya usado en la excavación, carga, acarreo y quebrado de piedra. Hay que prorratear el costo si cubre más de una voladura, asentando el total en el renglón de enfrente de esta partida.

Súmense todas las partidas de costo arriba anotadas.

Póngase el total en el renglón doble de enfrente de COSTO TOTAL DE EXCAVACION, CARGA, ACARREO Y QUEBRADO DE PIEDRA.

Dividase el costo total de excavación, carga, acarreo y quebrado entre el total de toneladas (o metros cúbicos).

Póngase esta cifra en el renglón de COSTO DE EXCAVACION, CARGA, ACARREO Y QUEBRADO DE PIEDRA POR TONELADA O METRO CUBICO.

COSTOS VARIOS

Bajo esta clasificación se incluirán todos los demás gastos que no se puedan poner cómodamente bajo los encabezados que anteceden. Por ejemplo, el seguro es un gasto que se puede prorratear entre voladuras individuales a fin de obtener un costo real por voladura. También cuando sea posible, se aplicarán aquí otras partidas de gastos generales y de administración. El criterio que se debe seguir para esta clasificación es el de considerar todo lo que se gasta en la operación. Si no se puede poner bajo Perforación, Voladura Primaria o Secundaria o Excavación, Carga, Acarreo y Quebrado, quizás se pueda desglosar para incluir una parte proporcional en los costos varios de la voladura en cuestión.

Súmense todos los costos varios de este trabajo.

Póngase el total en el renglón de enfrente de COSTO TOTAL DE VARIOS.

Dividase el costo total de varios entre el total de toneladas (o metros cúbicos) de material producido.

Póngase esta cifra en el renglón de COSTO

DE VARIOS POR TONELADA O METRO CUBICO.

De interés especial sera una comparación de todas las cifras en el cuadro de una voladura dada, con las de voladuras anteriores. Los cambios en ciertos procedimientos pueden reflejar un cambio en costos que pueden llevarlo hacia métodos de operación más económicos y completamente distintos.

Hay un espacio para apuntes o comentarios por lo que se refiere a la voladura, cosas que se desea recordar.

Una evaluación de lo quebrado es importante, puesto que los resultados y no solamente los costos reducidos, forman la meta principal.

Después revise las preguntas en la lista para la comprobación de las diversas operaciones, para ver si está en posibilidad de contestarlas. Muchas veces las contestaciones, más la acumulación de los costos en las páginas 28, 29, 30 31 y 32, le servirán para mejorar su cuadro de utilidades.

Ahora bien, como paso final, súmense todas las cantidades que aparecen en el renglón de COSTO POR TONELADA O METRO CUBICO.

La cantidad que se arroje será el COSTO TOTAL DE PIEDRA POR TONELADA O METRO CUBICO.

Esta es la cantidad clave que da el resultado final de todos los costos acumulados. Sin embargo, al calcularla, se ha anotado un número de subtotales de costos que pueden tener mucho interés si se analizan.

El Cuadro de Costo de Voladura en sí mismo no va a reducir los costos automáticamente, pero le facilita la información que puede aprovecharse tomando en cuenta su experiencia y conocimiento del asunto.

CONCLUSIONES

Tomando en consideración lo expuesto en el trabajo, siguiendo las reglas básicas de barrenación y aprovechando al máximo la capacidad del barreno, mediante la utilización de explosivos adecuados en las cargas de fondo y de columna, se concluye que:

- 1) Es posible aumentar la plantilla de barrenación.
- 2) Es posible aumentar el volumen de roca producida.
- 3) Es posible reducir los costos totales.



LOS ESTOPINES ELECTRICOS Y LA SEGURIDAD

Señores Ingenieros:

El lema de la Compañía Du Pont "Cosas Mejores para vivir mejor ... gracias a la Química", es básicamente un lema de seguridad. Para hacer honor a este lema se gastan anualmente millones de pesos en investigación básica que, en el ramo de los explosivos, ha dado como resultado el advenimiento de productos altamente confiables en su comportamiento.

El sujeto de nuestra plática, el estopín eléctrico, es un caso clásico de investigación constante. Desde que en el siglo pasado se inventó el primer fulminante razonablemente seguro y eficiente, una cápsula de estaño (posteriormente cobre) cargada con Fulminato de Mercurio, se intentó la fabricación de estopines eléctricos. Los primeros estopines se iniciaban mediante el calor producido al saltar una chispa de un alambre a otro en el interior de la cápsula. Posteriormente, en el año de 1876, H. Julius Smith diseñó el primer estopín a base de una resistencia o puente entre los dos alambres. Smith también inventó el primer estopín de tiempo en 1895.

El estopín de los 70s es un producto completamente diferente a sus precursores. Los alambres están forrados con polietileno de alta densidad que los protege contra fugas de corriente o corrientes extrañas, los extremos desnudos de los alambres están protegidos por un shunt aislante que conserva las puntas en corto y a salvo de corrientes extrañas, el tapón está diseñado de tal modo, que le da al estopín una alta resistencia a las descargas estáticas, y los tiempos de disparo están completamente regulados.

Las ventajas que el estopín eléctrico ofrece son evidentes: se dispara desde un lugar escogido de antemano; la persona encargada de disparar lo hace en el instante preciso en que lo desea; se garantiza la rotación del disparo proporcionado por tanto mayor cuele en una frente, mejor fragmentación en un rebaje, y resultados reproducibles; se garantiza la explosión del cebo aun cuando existan barrenos robados, por lo que no existirá dinamita en la rezaga; son perfectamente impermeables, y, debido al pequeño diámetro del alambre, se puede aumentar el diámetro del cartucho en 1/8 plg.

El estopín eléctrico es un artificio que está hecho para detonar y lo hará siempre que

Ing. Sergio Vargas
Du Pont, S. A. de C. V.
Departamento de Explosivos.

se cumplan las condiciones necesarias para su disparo. El objetivo que persigue esta plática es: primero, conocer el mecanismo de funcionamiento del estopín, y después, qué medidas se deben tomar para evitar un disparo prematuro.

CONSTRUCCION DE LOS ESTOPINES ELECTRICOS

Existen tres tipos de estopines eléctricos de acuerdo con su tiempo de disparo: instantáneos, MS o Milisegundos* y Acudet*. Estos detonadores son básicamente iguales en su construcción, estribando la diferencia en el tipo y cantidad de pólvora en el elemento de retardo.

El estopín eléctrico está formado por: un casquillo de aluminio (de bronce para minas de carbón) de longitud variable de acuerdo con el tiempo de disparo; un par de alambres de cobre (de fierro para minas de carbón) que en el interior del casquillo están unidos por medio de un puente; tres tipos diferentes de pólvoras; un tapón de hule que sella herméticamente el dispositivo y un shunt que conserva los alambres en corto.

Características de disparo.

Quando se aplica una corriente eléctrica a través del puente, éste se calienta y enciende la pólvora de ignición. Se inicia así un proceso irreversible que culmina con la explosión del detonador.

Estudiemos pues las fuentes de energía que pueden iniciar accidentalmente este proceso irreversible.

Corrientes erráticas. -Las corrientes erráticas son aquellas producidas por instalaciones eléctricas defectuosas. Debido a la posibilidad de encontrar estas corrientes peligrosas en un lugar donde se vayan a utilizar estopines eléctricos, es necesario hacer un reconocimiento mediante un voltímetro para determinar su presencia y valor.

El instrumento recomendado es un Multímetro Simpson Modelo 260 o 262, o un Multímetro Triplet Modelo 630 A. Se utiliza una resistencia de 1 ohm para simular la presencia de un estopín conectada entre las terminales y se coloca el selector en VAC o VDC. Una vez pre-

parado, el multímetro se coloca una terminal en un punto fijo y con la otra terminal, se examinan diferentes puntos del lugar del disparo. El máximo valor permisible es 0.05 A. (De suyo, al utilizar la resistencia de 1 ohm y recordando la Ley del Ohm $V = RI$, donde $R = 1$, por lo que $V = I$, el valor leído en el instrumento no está dado en volts sino en amperes). Un valor mayor a 0.05 A es indicio de una instalación eléctrica defectuosa que se debe corregir antes de usar estopines eléctricos.

Todos los rieles, ductos, cables, etc., deberán estar ligados eléctricamente entre sí a intervalos frecuentes y conectados a la misma tierra, que debe estar aislada de la tierra del sistema de energía eléctrica o alambre neutro.

La línea de disparo deberá estar hecha por alambres sólidos de cobre, separados entre sí cuando menos 20 cms. y montada sobre aisladores. La última defensa contra corrientes erráticas la proporciona el shunt, el que debe quitarse únicamente al terminar el cargado y esté todo listo para la conexión eléctrica.

Cargas estáticas.

Las cargas estáticas se producen por el contacto y separación de dos cuerpos, por lo que al cargar neumáticamente un agente explosivo dentro de un barreno se producen potenciales elevados. Los científicos que trabajan en la Compañía E. I. Du Pont de Neumors han ideado el sistema AS-4, que, al relacionar la humedad absoluta del ambiente, la longitud de los alambres del estopín y la velocidad de carga del agente explosivo, determina la resistencia eléctrica máxima permisible del sistema neumático de carga. El sistema AS-4 está basado en el grado de unión eléctrica que existe entre todos los elementos del sistema de carga y el potencial producido por el contacto y separación de las partículas de agentes explosivos.

TECNICAS DE DISPARO CON ESTOPINES ELECTRICOS

Un estopín eléctrico se activa cuando se ha acumulado suficiente energía calorífica en el puente para elevar la temperatura de la mezcla de ignición a su nivel crítico. A medida que se genera calor en el puente por el flujo de la corriente eléctrica, el calor también se fuga a través de los alambres del estopín. La operación es similar a la de tratar de llenar una bañera que tiene el desagüe abierto. La corriente debe estar arriba de un nivel mínimo y debe durar un cierto período de tiempo (dependiente de la corriente eléctrica). Por lo tanto, el tiempo requerido para calentar el puente depende de la corriente aplicada; a menor corriente mayor tiempo.

Si la corriente aplicada está justo a-

riba del nivel mínimo, se puede requerir un tiempo apreciable antes de alcanzar la temperatura crítica y activar el estopín. A tan bajos niveles de corriente, las pequeñas diferencias que existen de un estopín a otro pueden provocar grandes variaciones en los tiempos de iniciación, así como en la analogía de la bañera tomará más tiempo llenarla si ésta tiene un desagüe muy grande que cuando el desagüe es más pequeño. En un circuito en serie donde la corriente es la misma en todos los estopines, si uno de ellos detona y corta la corriente antes de que otros estopines se hayan activado se obtendrán fallas como resultado. La mínima corriente recomendada, por lo tanto, debe ser suficiente para asegurar que todos los estopines se activen antes que cualquiera de ellos detone. Puesto que puede haber grandes variaciones entre los estopines manufacturados por diferentes compañías, nunca se debe utilizar estopines eléctricos de diferentes marcas en la misma voladura.

Así como una corriente o energía insuficientes pueden provocar fallas en los estopines instantáneos o de retardo, un exceso de energía puede provocar fallas en los estopines de retardo. El efecto del exceso de energía generalmente se denomina "arqueo" y se discutirá posteriormente bajo el título "Disparo con Líneas de Fuerza".

CIRCUITOS DE VOLADURA.

Los tres circuitos básicos que se utilizan comúnmente en el disparo de estopines son en serie, en paralelo y series en paralelo.

Circuitos en Serie. -Este tipo de circuito proporciona una sola trayectoria para la corriente a través de cada estopín en el circuito. Después de hacer todas las conexiones, los dos extremos libres se conectan a las guías, las que a su vez se conectan a la fuente de energía. Una ventaja de los circuitos en serie es que se pueden revisar rápidamente utilizándose un galvanómetro, para detectar cualquier falla en el circuito.

Circuitos en Paralelo. -En los circuitos en paralelo uno de los alambres de cada estopín se conecta a un lado del circuito de voladura y el otro alambre del estopín al otro lado del circuito.

Circuitos de Series en Paralelo. -Este método es una combinación de los dos circuitos previamente descritos ya que consiste en conectar dos o más series de estopines en paralelo.

REVISION DE LOS CIRCUITOS DE VOLADURA

El galvanómetro y el voltímetro Du Pont para voladuras se pueden utilizar para revisar la continuidad en un circuito en serie así como para detectar cortos en el mismo. Para revisar adecuadamente un circuito de voladura,

es necesario, ante todo, conocer la resistencia del circuito. La resistencia en ohms de un estopín se multiplica por el número de estopines en la serie. Cuando los extremos del circuito en serie se colocan en las terminales del galvanómetro o voltóhmetro de voladuras, la aguja debe leer aproximadamente la resistencia calculada del circuito. Antes de utilizar el voltóhmetro Du Pont, se debe colocar la perilla selectora en el rango de resistencia apropiado y se debe llevar la aguja a "0" ajustando el control de CEROS, y conectando las terminales entre sí.

Si la aguja se mueve demasiado quiere decir que existe un corto circuito, o una trayectoria adicional para la corriente. Si la aguja no se mueve en absoluto, o no alcanza el valor debido, existe una ruptura en el circuito o una resistencia muy alta, tal como una conexión pobre.

Debe entenderse, por supuesto, que estos instrumentos están fabricados principalmente para revisar circuitos en serie, estopines individuales en algún circuito, y encontrar rupturas y cortos en las guías. No son lo suficientemente sensibles para detectar la omisión de un estopín en un circuito de voladura. También tienen uso limitado en detectar errores de conexión en circuitos en paralelo y series en paralelo.

Cuando se revisan circuitos de series en paralelo con estos instrumentos, es buena práctica leer la resistencia total del circuito a medida que se conectan cada una de las series al alambre de conexión. La resistencia del circuito debe disminuir a medida que se conectan las series.

Cuando se utilizan el galvanómetro o voltóhmetro de voladuras, las lecturas obtenidas no son confiables a menos que la batería esté en buenas condiciones y que el instrumento se pueda colocar en ceros. El galvanómetro debe revisarse frecuentemente para asegurarse que esté en buenas condiciones de trabajo, y cuando la batería se agote, debe reemplazarse por otra del mismo tipo, o sea una de cloruro de plata. Cualquier otro tipo de batería es peligrosa y puede hacer detonar el estopín que está en revisión.

Revisión de las Guías. - La continuidad o la presencia de cortos circuitos en las guías se pueden revisar usando ya sea el galvanómetro o el voltóhmetro. Las guías se revisan conectando los extremos a las terminales del instrumento teniendo los extremos opuestos separados (no debe existir ninguna deflexión de la aguja), después estos extremos se colocan en corto (la aguja debe indicar la resistencia aproximada de la guía).

Cuando es esencial tener una baja resistencia en las guías, éstas se deben probar bajo condiciones de carga. Por ejemplo, para probar 1,000 pies de alambre de cobre duplex calibre 14 (2,000 pies en total), conecte tres focos de 100 watts, 115 volts, en paralelo en un extre-

mo y conecte el otro extremo a un circuito de 115 volts a través de un amperímetro. Puesto que por cada foco fluye aproximadamente un amperere, entonces los tres focos utilizarán tres ampereres. Dos mil pies de alambre de cobre calibre 14 tienen una resistencia de aproximadamente 5 ohms. Por lo tanto, la caída de voltaje en las guías debe ser 3 ampereres x 5 ohms o sean 15 volts. Si las guías están defectuosas debido a una conexión pobre los focos pueden no alumbrar y la diferencia entre las lecturas del voltóhmetro será excesiva.

Para guías más largas y voltajes mayores es aconsejable que el electricista mida la corriente de carga apropiada así como la caída de voltaje a través de esa carga. Las guías se deben revisar periódicamente para detectar rupturas y cortos. Las guías se deben conservar en buenas condiciones para asegurar que todos los estopines del circuito reciban la corriente adecuada, ya que de otro modo ocurrirán fallas.

Fuga de corriente. - Una fuga de corriente es la pérdida de parte de la corriente de disparo que pasa a través de la tierra y rodea el circuito de voladura. Esto puede ocurrir a través de rupturas en el aislamiento del alambre del estopín o cuando algunas conexiones desnudas del circuito entran en contacto con tierra. Pueden ocurrir fallas a menos que ciertas condiciones se reconozcan por adelantado y se tomen las medidas preventivas adecuadas.

La cantidad de corriente que se fugará del circuito está determinada por muchos factores; pero de ellos el principal es la conductividad del terreno. Muchos depósitos pueden ser conductivos, especialmente si contienen agua que sea altamente ácida o alcalina. Los materiales que pueden causar problemas son pizarras o arcillas húmedas, magnetita y galena húmedas o secas, y la roca cubierta por agua de mar. El nitrato de amonio es conductor y proporcionará un excelente acoplamiento entre los alambres desnudos del estopín y las paredes del barrenado.

Es difícil decir qué condiciones deben existir o cuál es la conductividad del terreno antes que la fuga de corriente se convierta en un problema. La experiencia ha demostrado que las fallas debidas a fugas de corriente se pueden evitar arreglando las series de tal modo que la resistencia entre ellas (resistencia del terreno) sea cuando menos diez veces la resistencia de las series. Otras medidas que se pueden tomar para minimizar las probabilidades de fallas debidas a fugas de corrientes son: (1) Al efectuar la conexión conserve los extremos abiertos del circuito lo más separados posible. Esto conservará los puntos de mayor potencial separados por la mayor resistencia posible del terreno. Esta práctica hace que el circuito de los estopines sea la trayectoria más fácil para la corriente.

te y reduce grandemente las probabilidades de fugas de corriente a través del terreno. (2) Conserve a un mínimo el número total de estopines de modo que la fuente de fuerza pueda proporcionar una cantidad de energía bastante mayor a la normalmente requerida y (3) tome todas las precauciones para evitar dañar el aislamiento de los alambres del estopín.

MEDIOS DE DISPARO

Los circuitos de voladura previamente descritos se pueden disparar utilizando máquinas explosoras o líneas de fuerza. Los circuitos de voladura deben diseñarse específicamente para cada fuente de fuerza particular para asegurar el éxito del disparo.

Máquinas Explosoras de Descarga de Condensador, (CD). - Las explosoras de descarga de condensador cuando se utilizan del modo especificado se consideran como el mejor medio de disparar eléctricamente.

La elevada eficiencia y otras características de las explosoras transistorizadas de descarga de condensador tales como la Du Pont SS-1000, las hacen las más confiables y versátiles de las explosoras conocidas.

Los circuitos de voladura en los que se utilice una máquina CD se deben diseñar de tal modo que la energía eléctrica se distribuya a todos los estopines tan eficientemente como sea posible dentro de los límites de cada máquina.

A diferencia de las líneas de fuerza en las que la corriente se puede considerar constante y se puede utilizar la Ley de Ohm, los cálculos que se deben hacer para la explosora CD son más complejos debido a que la corriente (y voltaje), cambian continuamente a medida que la máquina descarga. Sin embargo, las computadoras modernas han hecho posible analizar las explosoras CD y determinar exactamente su capacidad de disparo.

Máquinas Explosoras de Generador. - Las explosoras de generador se pueden revisar utilizando el Reóstato Du Pont. Se conectan cuatro estopines en dos series de dos estopines cada una en paralelo. Los alambres se conectan a los bornes adecuados en el reóstato para incluir el número total de estopines que la explosora debe por diseño disparar; por ejemplo, cincuenta si se utiliza una explosora No. 50.

Si al efectuar y operar la explosora detonan todos los estopines, se puede concluir que está trabajando a su capacidad.

Al efectuar estas pruebas, los estopines deben enterrarse o protegerse de alguna otra forma, de tal modo que las esquirlas no lesionen a nadie o que provoquen la explosión de estopines que de otro modo fallarían en la prueba.

Seguridad. - La explosora y las guías

deben estar siempre bajo el control directo del artillero. Un modo de lograr esto es tener las guías enrolladas cerca del área de disparo. Cuando las conexiones se han efectuado y todo el personal está fuera de peligro las guías se desenrollan y se llevan desde el área de voladura hasta el lugar en que se va a operar la explosora. Los extremos de las guías que se van a conectar a la explosora se deben conservar siempre en corto y aislados de la tierra hasta que se conecten a la máquina al tiempo del disparo.

Justo antes de conectar las guías a la máquina explosora, se debe revisar el circuito con un galvanómetro. Si no se obtiene la lectura adecuada se deberá inspeccionar nuevamente el circuito y localizar la causa de la falla. Si no ocurre nada cuando se presiona el botón de "disparo" entonces las guías se deberán desconectar ponerse en corto y apostar una guarda en la explosora mientras se investiga la causa de la falla.

Líneas de Fuerza. - La Ley de Ohm se utiliza para diseñar los circuitos de voladura que se dispararán mediante líneas de energía. De acuerdo con la Ley de Ohm, la corriente (en amperes) proporcionada a cualquier circuito eléctrico será igual al potencial (en volts) aplicado al circuito dividido entre la resistencia (en ohms) del mismo.

En otras palabras, un circuito que tenga una resistencia de 1 ohm y otra resistencia de 4 ohms en serie (total de 5 ohms) conectado a una línea de 220 volts tendrá 44 amperes ($220/5 = 44$) de corriente fluyendo a través de cada resistencia, siempre y cuando no exista una caída de voltaje en el circuito de fuerza. La Ley de Ohm se puede aplicar a cada elemento del circuito; el voltaje a través de la resistencia de 1 ohm es igual a $44 \times 4 = 176$. En cualquier resistencia del circuito la potencia, P (en watts), se puede calcular multiplicando los amperes de corriente por el voltaje. La potencia representa la rapidez con que la energía eléctrica se transforma en energía calorífica en la resistencia ($P = IE$, o $P = I^2 R$).

Como se enunció anteriormente, un estopín eléctrico se inicia como resultado del calentamiento del puente debido al paso de la corriente. Conociendo la Ley de Ohm, y la cantidad de corriente necesaria para asegurar una iniciación casi instantánea de todos los estopines del circuito, es posible diseñar exitosamente un circuito de voladuras.

RECOMENDACIONES GENERALES.

Al calcular un disparo para cualquiera de los tipos de circuito discutidos con anterioridad, existen varios puntos esenciales que deberán ser considerados:

- (1) La resistencia total y la corriente inicial total requeridas por el circuito deberán

calcularse siempre. La fuente de energía deberá ser capaz de proporcionar este voltaje al ceder la corriente necesaria.

(2) Un exceso de corriente puede dañar el sistema de iniciación de un estopín de retardo y provocar una falla. Los estopines instantáneos no están sujetos a este tipo de daños. Los daños a una serie de estopines de retardo se pueden prevenir limitando el voltaje o aumentando la resistencia de las series a un valor que limite la corriente a menos de 10 amperes. Los estopines de retardo conectados en paralelo no deben conectarse a una fuente continua de fuerza sin un circuito rompedor instalado en las guías. El Ar-controller Du Pont sirve para este propósito.

(3) La corriente directa es más eficiente en el disparo de estopines eléctricos. Sin embargo, bajo un punto de vista práctico la corriente alterna es preferible, principalmente debido a su facilidad de obtención.

Debido a menores requerimientos de fuerza, se prefieren los circuitos de series en paralelo siempre que esto sea posible. También es preferible utilizar máquinas explosoras de descarga de condensador sobre las líneas de energía. Sin embargo, en disparos muy grandes o en aquellos que utilicen guías de disparo exageradamente largas, se puede requerir el uso de una línea de 440 volts.

(4) Nunca deberán conectarse en el mismo disparo estopines de diferentes fabricantes ya que sus características son generalmente muy diferentes y darán como resultado fallas.

INSTALACION RECOMENDADA PARA

LINEAS DE FUERZA. - Las recomendaciones siguientes están basadas en años de experiencia y estudio, y debe exigirse a los operadores que las adopten sin desviarse de los principios básicos.

Existen dos tipos de estaciones de disparo que se pueden utilizar para disparar con líneas de fuerza. La figura 1 se utiliza cuando el arqueado no se considera ser un problema. La figura 2 incorpora un circuito rompedor y debe utilizarse cuando el arqueado es probable.

La figura 1 consiste de la línea de abastecimiento de fuerza y un interruptor de entrada con fusibles y dentro de una caja en un enchufe adicional. La caja metálica del interruptor de las unidades deberá aterrizararse y tener una baja resistencia para la protección del operador. Este interruptor deberá localizarse en la estación de disparo y a una distancia segura desde el área de voladura. La línea de fuerza deberá estar aislada completamente, montada en aisladores y de tamaño suficiente para proporcionar corriente adecuada para el disparo.

El interruptor de entrada es de dos polos, un tiro, y de fusibles y deberá estar firmemente montado a una altura conveniente para una operación adecuada. Los fusibles deberán

ser menores a $1/3$ la máxima corriente calculada para un disparo, por ejemplo, un fusible de 100 amperes para una corriente necesaria para 300 amperes. El tipo de fusible seleccionado deberá quemarse en $1/20$ segundos a 15 veces la corriente de diseño. El interruptor deberá conservarse encerrado con llave en la posición "abierto".

El interruptor de voladuras Du Pont es del tipo de acción instantánea. La manija se conserva encerrada con llave en la posición "abierto". El interruptor de voladuras Du Pont se diseñó y construyó especialmente para este propósito. Está construido de modo que los contactos estén cubiertos de aceite y únicamente deben de usarse de este modo. También deberá usarse únicamente aceite de transformador limpio y de alto grado.

El cable flexible de la figura 1 es un cable pesado y suficientemente largo para llegar desde el interruptor de disparo al enchufe en el interruptor de entrada. Para formar una protección contra rayos, estas unidades deberán localizarse cuando menos a 5 mts. de distancia entre sí; en cañones o túneles, deben localizarse en tablas opuestas de modo que el cable flexible obstruya todo tráfico hacia el área de disparo. La clavija deberá ser de tres polos para acoplarse en el enchufe de servicio. Las conexiones de la clavija deben limpiarse para asegurar un buen contacto eléctrico.

El interruptor de voladuras con lámparas piloto, cable flexible y clavija, deberán estar dentro de un gabinete hecho de madera o de otro material no conductor. Una segunda lámpara piloto se monta en el exterior del gabinete.

Las lámparas piloto se escogen de acuerdo con el voltaje utilizado. Las lámparas en el interior del gabinete indican que las líneas hacia el interruptor de disparo tienen corriente. Las que están en el exterior del gabinete, si se encienden después del disparo, indican que el interruptor de disparo quedó en la posición "cerrado". Existe una muy remota posibilidad de esto, pero si llega a ocurrir, el interruptor de entrada principal deberá abrirse y el interruptor de voladuras deberá reemplazarse antes de intentar voladuras posteriores.

El gabinete protector del interruptor de voladuras debe incluir una puerta, un candado, y un tope para prevenir cerrar la puerta si la manija del interruptor no regresa a la posición "abierto".

En cada línea de guía deberán instalarse uno o más interruptores intermedios que pongan en corto a la guía, similares al interruptor intermedio Du Pont. Estos interruptores deberán estar cerrados con llave y en corto excepto cuando estén listos para disparo. Al principio

de cualquier ramal o sección deberán instalarse interruptores idénticos, en las guías de disparo aproximadamente a cada 500 pies y tan cerca a la frente de trabajo como sea práctico y seguro, para reducir los riesgos de fuga de corriente. Deberán montarse en tableros de madera o de material no conductor para facilitar su montaje en los lugares deseados.

Todos los interruptores de voladuras deberán montarse en tableros aislados para protección del personal que los opera. Las tierras deberán instalarse únicamente en el modo mostrado en las figuras 1 y 2.

Cuando sea necesario un rompedor de circuito, la estación de disparo deberá alambrarse del modo mostrado en la figura 2. Deberá utilizarse una clavija especial para poner en corto las guías de disparo al desconectarlas del tablero de control de voladuras, ya que el rompedor de circuito interrumpe la acción de corto del interruptor de voladuras. Un interruptor de entrada con fusibles permite el paso de corriente hasta el interruptor de voladuras, que deberá cumplir los requisitos de voltaje y corriente; la energía seguirá de Ahí al Arcontroller Du Pont.

Se deberá incluir una protección contra rayos entre las guías y la estación de disparo, de modo que una parte flexible de la guía deba salir del túnel, cruzar el portal, y llegar hasta la estación de disparo.

Las líneas de disparo deben ser dos conductores sólidos perfectamente aislados: (1) suficientemente pesadas para proporcionar la corriente calculada para cualquier disparo, (2) firmemente montadas en aisladores a intervalos de siete metros y bastante retiradas de todas las líneas de fuerza, pararrayos, tuberías u otro equipo que esté en el lado opuesto del túnel y (3) deberán utilizarse exclusivamente para voladuras. Las líneas de disparo que sean permanentes deberán conservarse a una distancia segura de la frente para protegerlas de los proyectiles. Todas las conexiones deberán efectuarse con conectores eléctricos apropiados y encintarse. El alambre de conexión no deberá volver a utilizarse ya que puede tener daños que no se puedan localizar fácilmente.

El cargado y disparo de una voladura deberá estar bajo la supervisión directa del jefe de turno y esta persona debe ser la única que tenga las llaves de los diferentes interruptores de disparo.

Para proporcionar la máxima protección contra rayos y corrientes extrañas, no deben existir conductores continuos más allá de la

protección física contra rayos que está en las guías de disparo al tiempo que se cargan los estopines. Si se utilizan focos accionados por aire, deberán colocarse tan lejos de la frente como sea práctico. Deben retirarse antes de conectar el circuito a las guías de disparo.

Los estopines de los barrenos cargados deben probarse con un galvanómetro y luego conectarse a los alambres de conexión. Debe ser responsabilidad del mayordomo de voladuras cerciorarse que todas las personas y el equipo estén seguros, después de lo cual debe revisar las conexiones del circuito para asegurarse que esté listo para conectarse a las guías. Deberá también asegurarse de que todas las conexiones deseadas estén protegidas o perfectamente aisladas para evitar la entrada de corrientes extrañas o fugas en la corriente de disparo.

La persona responsable de disparar debe operar el sistema principal de voladuras del modo siguiente: (1) abrir el gabinete de madera donde está el tablero de voladuras, (2) conectar la clavija, (3) si se utiliza un Arcontroller, deberá ponerse en la posición "cerrado", (4) poner el interruptor de entrada en la posición "cerrado", (5) abrir el interruptor de voladuras, (6) hacer sonar la alarma, (7) cerrar el interruptor de disparo para disparar el circuito, (8) regresar el interruptor de disparo a la posición de "abierto" y cerrar con llave, (9) poner el interruptor de entrada de fuerza a la posición "abierto" y cerrar con llave, (10) retirar la clavija y poner en corto las guías de disparo, (11) cerrar con llave el gabinete de voladuras, (12) cuando se considere seguro regresar a las áreas de trabajo, hacer sonar la señal de sin novedad.

Al regresar a la frente o lugar del disparo todos los interruptores intermedios deberán colocarse en la posición "abierto" poniendo por lo tanto en corto circuito las secciones respectivas de las líneas de disparo.

A intervalos de tiempo regulares cuando no se estén efectuando voladuras, el circuito permanente de voladuras deberá inspeccionarse perfectamente. Esta inspección incluye un examen visual y una prueba para determinar si el sistema entero, incluyendo las guías, puede entregar la potencia requerida sin una caída de voltaje excesiva. Un electricista calificado puede efectuar estas pruebas midiendo la caída de voltaje a través de las guías de disparo bajo una carga eléctrica adecuada. Cualquier irregularidad encontrada por esta inspección deberá corregirse antes de reanudar las operaciones de disparo.

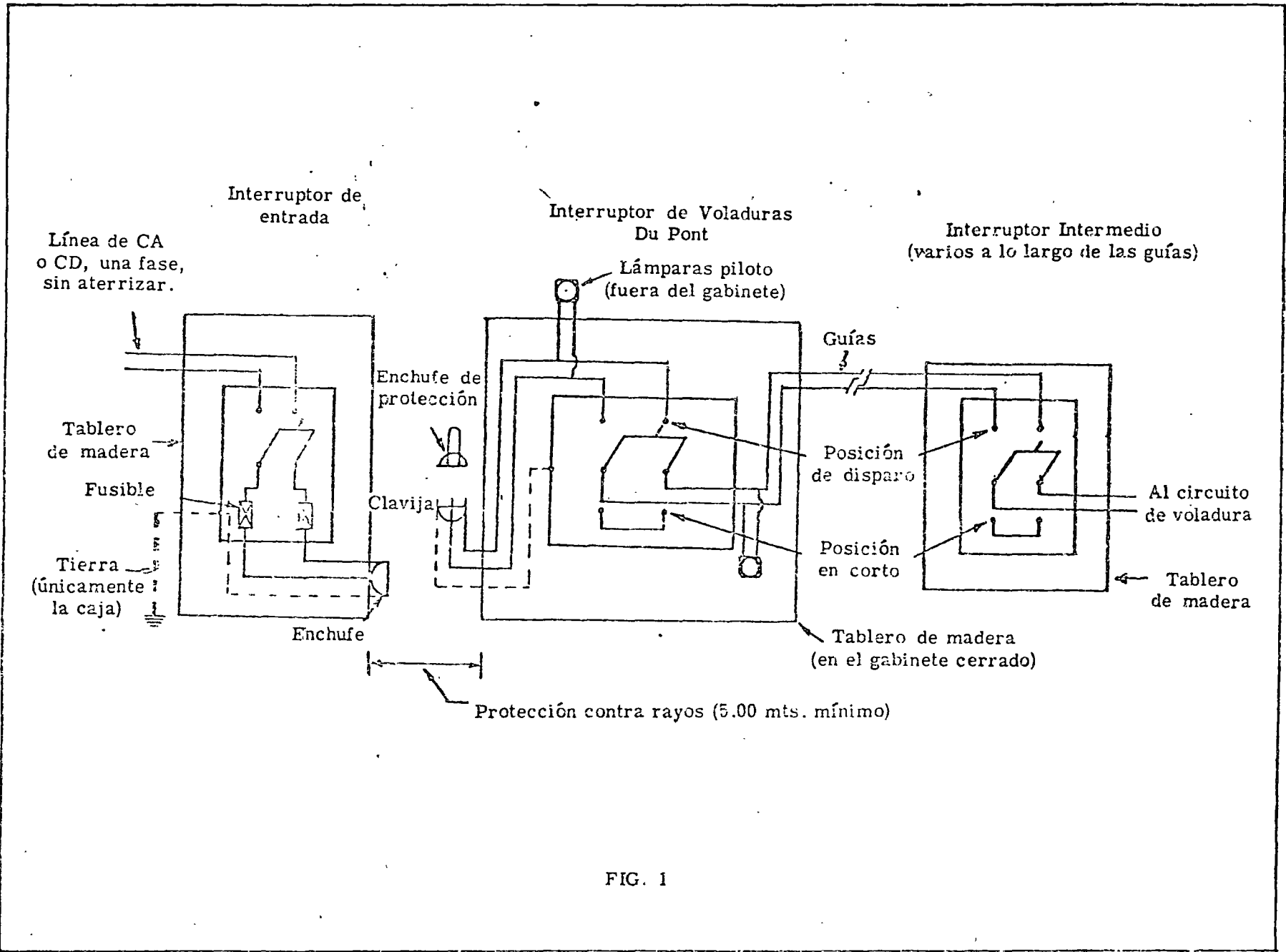


FIG. 1

br

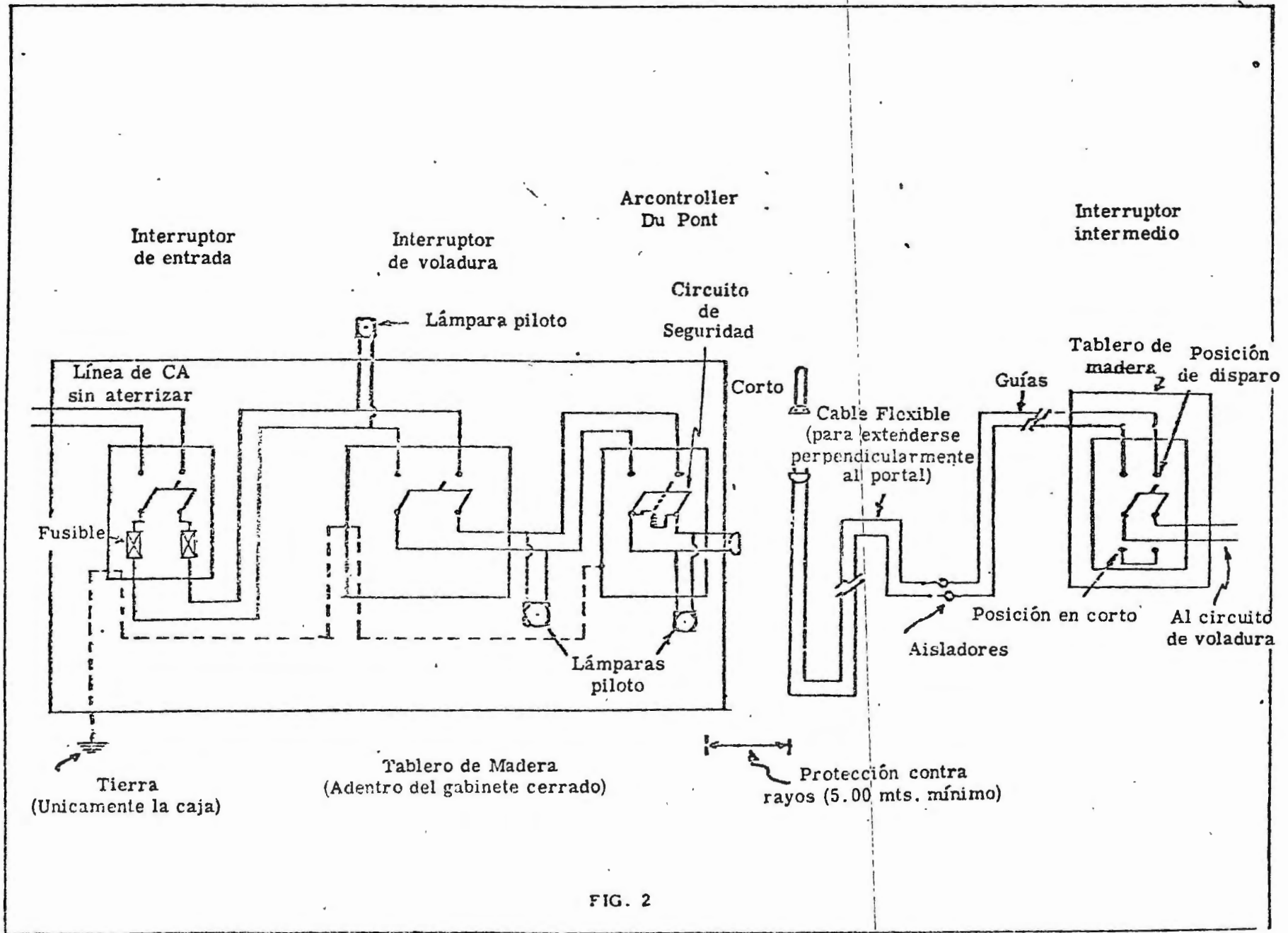
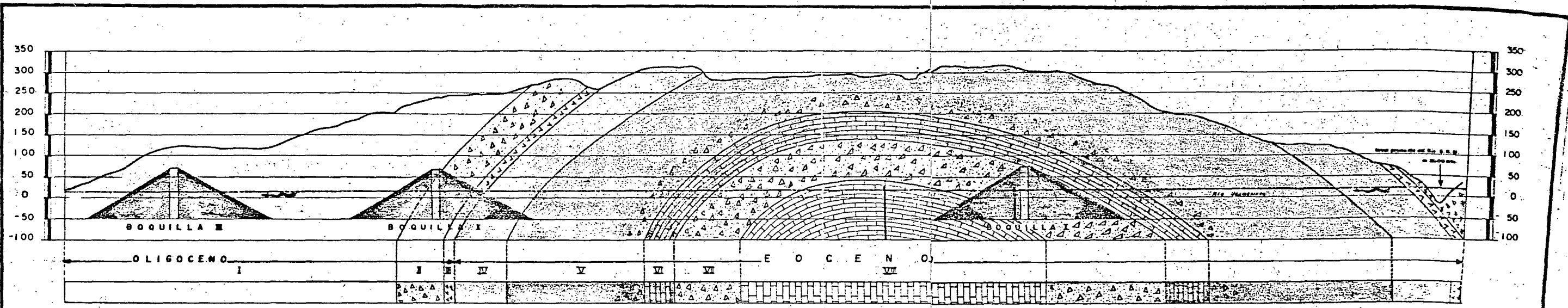


FIG. 2



DESCRIPCION DE LA COLUMNA ESTRATIGRAFICA

- UNIDAD I** Caliza semicompacta, porosa, densa y poco densa, pulverulenta, en ocasiones es muy arcillosa y arenarcillosa, de estratos bien definidos y de mediano espesor (de 20 a 80 cm.), - solo los que están próximos a la unidad II, alcanzan hasta 2mts., el color es crema amarillento claro en roca fresca, Intemperiza en colores amarillo rojizo a amarillo naranjo, a nivel del río muchos estratos presentan bastante curso desarrollado en forma paralela a la estratificación. Las sacavanes y núcleos de los barrenos de diamante perforados en esta zona, comprobaron el alto contenido arcilloso de esta unidad, y consecuentemente, la baja permeabilidad al efectuarse las pruebas de absorción de agua. Espesor de esta unidad 600 mts. aproximados.
- UNIDAD II** Caliza pura, brechoide, color gris amarillento, algo porosa y caliza brechoide masiva, - compacta, color café claro. Los núcleos de todos los barrenos (profundidad hasta 100 mts. bajo el nivel del río) muestran curso, en tramos bastante desarrollado. Las tomas en las pruebas de permeabilidad fueron del orden de 40 Lugeones. Espesor de esta unidad 100 mts. aproximados.
- UNIDAD III** Interestratificación (30m) de yeso compacto, fibroso, de colores gris a negro y lutita verdosa (esta unidad se encontró con las perforaciones de diamante). El yeso no está atacado por el curso. Espesor de esta unidad 30 mts. aproximados.

- UNIDAD IV** Caliza café clara, pura, densa; superficialmente está bastante atacada por el curso; la estratificación es muy gruesa, de 1 hasta 5 mts., algunos estratos potentes son brechoides. Espesor de esta unidad 100 mts. aproximados.
- UNIDAD V** Caliza café clara, pura, densa; mas de la mitad de esta unidad consta de estratos desde 70 cm. hasta 1mt. de espesor, la otra parte que está cerca de la unidad VI consta de bancos mas gruesos y brechoides; en esta zona (margen izquierdo) se localizan grandes cavernas (hasta de 50 mts. de diámetro). Espesor de esta unidad 340 mts. aproximados.
- UNIDAD VI** Caliza pura, densa, café clara, perfectamente bien estratificada en bancos de mediano espesor (de 50 a 70 cm.). Espesor de esta unidad 80 mts. aproximados.
- UNIDAD VII** Es un solo cuerpo masivo de BRECHA INTRAFORMACIONAL. Los núcleos de los barrenos de diamante, mostraron que el curso está presente hasta 100 mts. abajo del nivel del río, las tomas en la prueba de permeabilidad fueron del orden de 40 Lugeones. Espesor de esta unidad 200 mts. aproximados.
- UNIDAD VIII** Caliza pura, densa, café clara, BIEN ESTRATIFICADA, que forma el centro del anticlinal. Espesor que aflora de esta unidad 40 mts. aproximados.

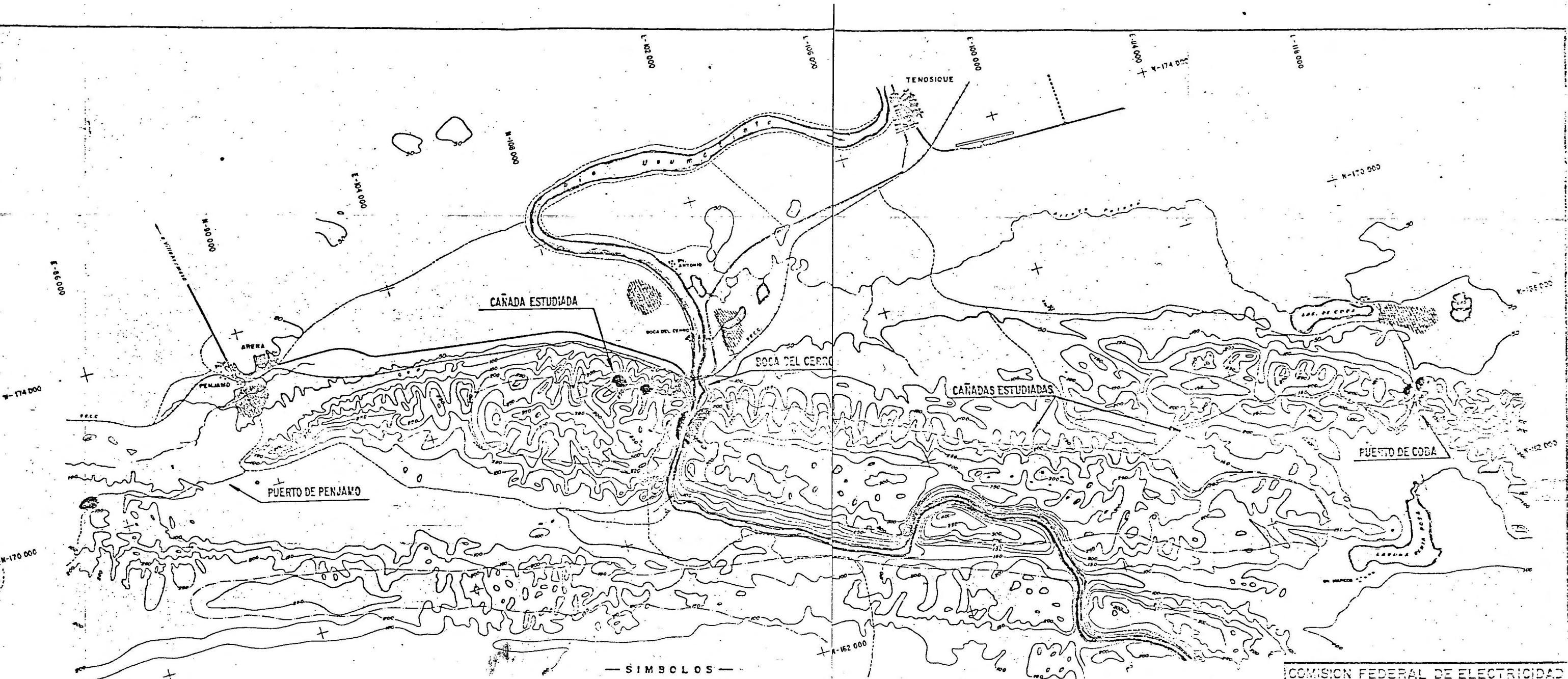
- SIMBOLOS GEOLOGICOS**
- CALIZA MASIVA BRECHOIDE
 - CALIZA ESTRATIFICADA
 - YESO Y LUTITA

*NOTA: El perfil se sacó del plano fotogrametrico de la Defensa Nacional a escala 1:100,000 hoja Tenosique, Tab.
Los periodos de Oligoceno y Eoceno se tomaron del informe RECONOCIMIENTO Y ESTUDIO PRELIMINAR DEL RIO USUMACINTA, de la Secretaría de Recursos Hidraulicos.*

ESCALA 1:15000
(aproximada)




COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
 DPTO. DE PLAN Y ESTUDIOS DE ESTUDIOS CIVILES
 SISTEMA NACIONAL DE TRANSMISION Y DISTRIBUCION DE ENERGIA ELÉCTRICA
 PROYECTO HIDROELECTRICO BACA DEL CERRO, TAB.
COLUMNA ESTRATIGRAFICA DEL CANTON BACA DEL CERRO
 HOJA NO. 17





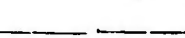
Nota. Los bancos de arcilla pueden localizarse más cerca de las obras, si se hace un muestreo Exhaustivo.

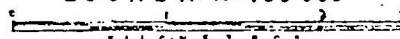
— SIMBOLOS —

- Arcillas 
- Arenas 
- Enrocemento 

Roca permeable (Caliza pura) 

Roca impermeable (Caliza y lutitas) 

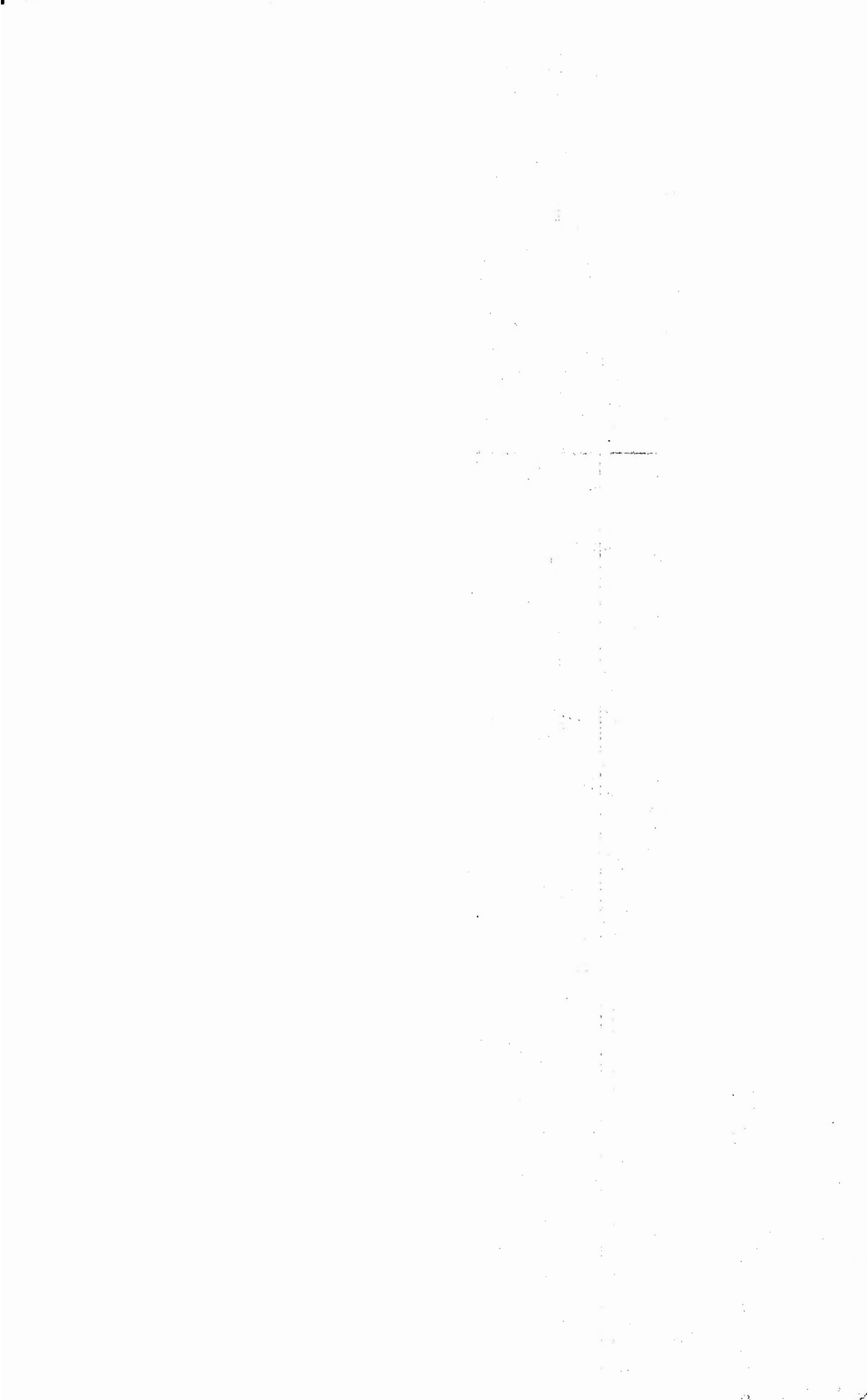
Línea de contacto 

ESCALA: 1:100 000


COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
 DPTO. DE PLAN. Y EST. ORNA. DE ESTUDIOS CIVILES
 SISTEMA HIDROELECTRICO DEL BAJO USUMACINTA
 PROYECTO HIDROELECTRICO DE BOCA DEL CERRO Y CAÑADAS ESTUDIADAS
 LOCALIZACION DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Título: _____
 Fecha: _____
 Escala: _____
 Autor: _____

Plano no. 19



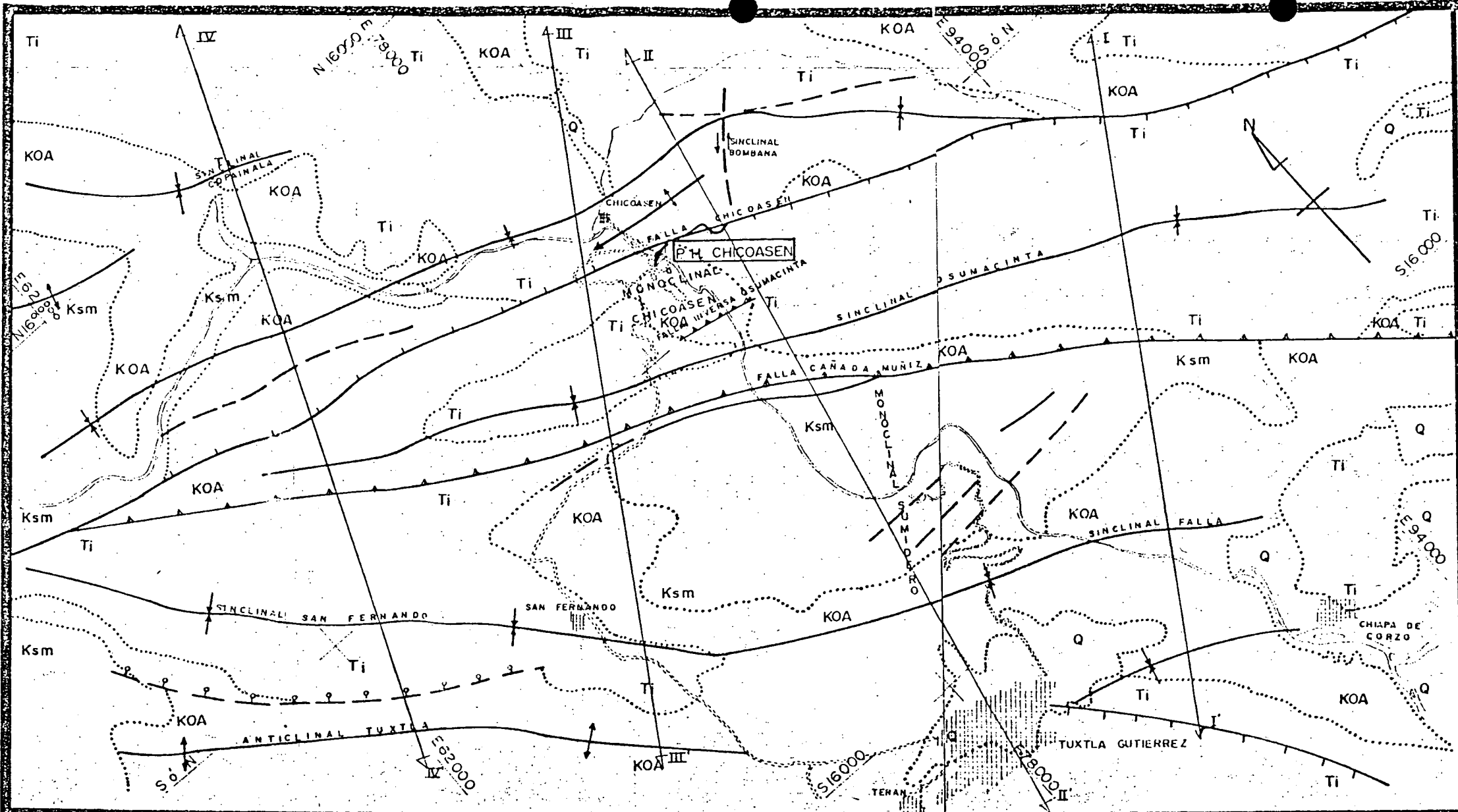
TIPO DE MOVIMIENTO	CLASE DE MATERIAL	PARTES ESTABLES QUE RODEAN AL DESLIZAMIENTO		
		CORONA O INICIACION DE LA ZONA FALLADA	TALUD PRINCIPAL (DETRAS DE LA ZONA FALLADA)	FLANCOS
CAIDAS : CAIDA DE ROCAS	ROCA	Roca suelta, grietas probables detrás de la línea de falla, aspecto irregular caracterizado por sistema de juntas.	Normalmente casi vertical, irregular, lisa, roca de aspecto fresco. Roca junteada.	En general filos de roca limpios.
	SUELOS	Grietas detrás de la línea de falla.	Casi vertical suelo de aspecto húmedo, descascaramiento activo en la superficie.	Con frecuencia casi verticales.
DESPLAZAMIENTO HUNDIMIENTO	SUELO	Numerosas grietas, la mayoría de ellas cóncavas hacia el deslizamiento.	Inclinado, limpio cóncavo hacia el deslizamiento comúnmente alto. Puede presentar estrias y zanjas en la superficie que van de la corona a la cabeza. La parte superior del talud tras la falla, puede ser vertical.	Las astrias en los flancos del escarpamiento tienen grandes componentes verticales cerca de la cabeza y notables componentes horizontales cerca de la base. La altura de los flancos decrece hacia la base. El flanco del deslizamiento puede ser más alto que las superficies originales del terreno entre la base y el pie. Grietas en escalón roca en el deslizamiento en la primeras etapas.
	ROCA	Las grietas tienden a seguir las fracturas en la roca original.	Como el anterior.	Como el anterior.
DESPLAZAMIENTO DE BLOQUES	ROCA O SUELO	La mayoría de las grietas son casi verticales y tienden a seguir el contorno del talud.	Casi vertical en la parte superior; en la parte inferior casi plano y con tendencia a inclinarse.	Los flancos laterales muy bajos, grietas verticales. Las grietas generalmente divergen cuesta abajo.
	ROCA	Roca suelta, grietas entre los bloques.	Generalmente escalonado de acuerdo con el espaciamiento de juntas o planos de estratificación. Superficie irregular en la parte superior y ligeramente inclinada en la parte baja; puede ser casi plana o compuesto de derrames de rocas.	Irregular.
FLUJO DE MATERIAL SECO FLUJO DE FRAGMENTOS DE ROCA	ROCA	Igual que en las caídas de rocas.	Igual que en las caídas de rocas.	Igual que en las caídas de rocas.
FLUJO DE ARENA	SUELO	No hay grietas.	Forma de embudo con su ángulo de reposo.	Desarrolladas en una curva continua a partir de la corona.
DESPLAZAMIENTO DE MATERIAL HUMEDO VALANCHA DE DETRITOS FLUJO DE DETRITOS	SUELO	Pocas grietas.	La parte superior en forma dentada o de V, larga y angosta, lisa y comúnmente estriada.	Inclinados, irregulares, en la parte superior. Acantonamiento de material en la parte inferior de los flancos.
FLUJO DE TIERRA	SUELO	Puede haber algunas grietas.	Cóncavo hacia el deslizamiento. En algunos casos es casi circular. El deslizamiento ocurre a través de un estrechamiento.	Curvos, lados empinados.
FLUJO DE ARENA OLIMO	SUELO	Pocas grietas.	Inclinado, cóncavo hacia el deslizamiento, puede haber variedades de formas en el contorno (casi recta, tendencia a arco circular o forma de botella)	Frecuentemente los flancos convergen en dirección del movimiento.

OCER DESLIZAMIENTOS ENTE ACTIVOS

PARTES QUE SE HAN MOVIDO

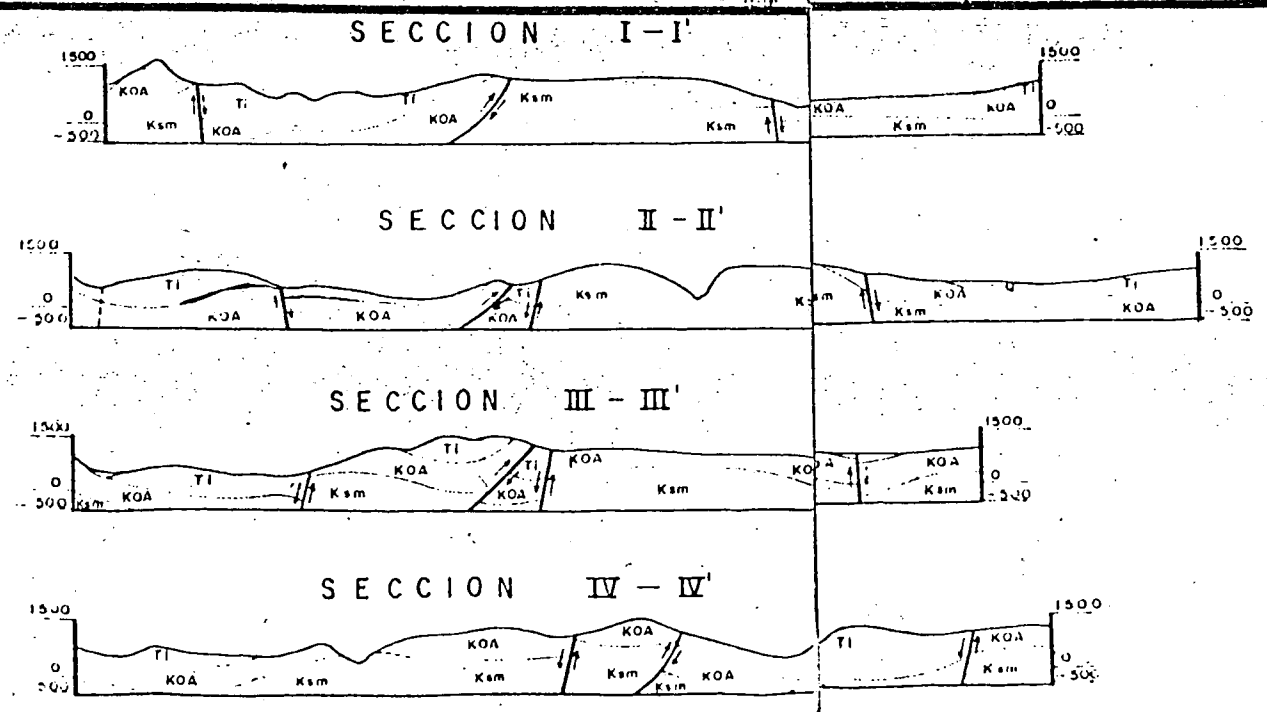
CABEZA	CUERPO	BASE	PIE
Generalmente no esta bien definida. El material caído forma un montón de rocas cerca del escarpio.	Superficie irregular de mezclas de rocas. Si es muy grande y si tiene árboles o materiales de colores contrastantes, el material puede indicar dirección del movimiento radial desde el escarpio. - Puede contener depresiones.	La base comunmente enterrada. Si esta visible presenta generalmente las razones de la falla, tales como roca subyacente débil o bancos socavados por el agua.	Si es pequeño tiene un talud irregular de detritos. Si la caída de rocas es grande el pie puede tener un contorno redondo.
Generalmente no esta bien definida. El material caído forma un montón cerca del escarpio.	Irregular.	Como el anterior.	Irregular
La parte superior del material fallado conserva partes del terreno natural antes de fallar, se producen al pie del talud principal, encharcamientos. Toda la cabeza de la falla esta zurcada por grietas y los árboles en la zona caída apuntan hacia cerro arriba.	La parte de suelo que se hunde se rompe y disgrega. Grietas longitudinales, bufamiento. Generalmente se desarrollan encharcamientos justo arriba de la base.	Bufamientos transversales y grietas comunmente desarrollados sobre la base. Zona de levantamiento ausencia de bloques individuales grandes, los árboles incluidos cuesta abajo.	Con frecuencia una zona de flujo de tierra con forma lobulada, material rodado encima y enterrado, los árboles estan tendidos o en varios ángulos mezclados entre el material del pie.
Como el anterior.	Como el anterior, pero el material no se rompe tanto ni se deforma plásticamente.	Como el anterior.	Poco o ningun flujo de tierra El pie con frecuencia es casi recto y cercano a la base. El pie puede tener un frente abrupto.
Relativamente inalterada, No hay rotación.	Compuesto generalmente de una o varias unidades inalteradas excepto por grietas de tensión. Las grietas presentan poco o ningun desplazamiento vertical.	Ni base ni zona de levantamiento.	Deslizándose sobre la superficie del terreno.
Muchos bloques de rocas.	Superficie rugosa de muchos bloques Algunos bloques pueden estar en su posición original pero más abajo si el movimiento fue de traslación lenta.	Generalmente no hay una verdadera base.	Acumulación de fragmentos de roca.
No hay cabeza.	Superficie irregular de fragmento de roca mezclados, derramados hacia abajo en abanico. Muestra valles y lomas transversales lobuladas.	No hay base.	Compuesto de lenguas. Puede deslizarse siguiendo líneas de cauce natural.
Generalmente sin cabeza.	Montículo cónico de arena igual en volumen a la parte vaciada de la cabeza.	No hay base.	
Puede no haber cabeza.	De húmedo a muy húmedo, grandes bloques empacados en matriz de material fino. Líneas de flujo. Sigue las líneas de drenaje y puede dar vueltas pronunciadas. Muy largo comparado con el ancho.	Ausencia de base a enterrada en los detritos.	Extendido lateralmente en lóbulos. Cuando el pie es seco puede tener un escalón frontal de escasa altura.
Consiste comunmente del hundimiento de un bloque.	Roto en muchos pedazos pequeños. Húmedo, muestra la estructura del flujo.	No hay base.	Extendido en lóbulos.
Generalmente bajo agua.	El cuerpo se extiende como fluido.	No hay base.	Extendido en lóbulos.

DESLIZAMIENTOS



SIMBOLOGIA

- Q Cuaternario
- Ti Terciario indiferenciado
- KOA Cretácico Superior
- Ksm Cretácico Medio
- Sinclinal
- Anticlinal
- Contacto Geológico
- Falla normal regional
- Falla inversa
- Traza de falla
- Línea de sección
- Carretera



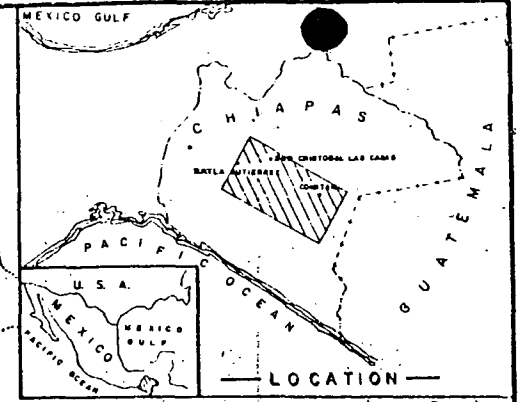
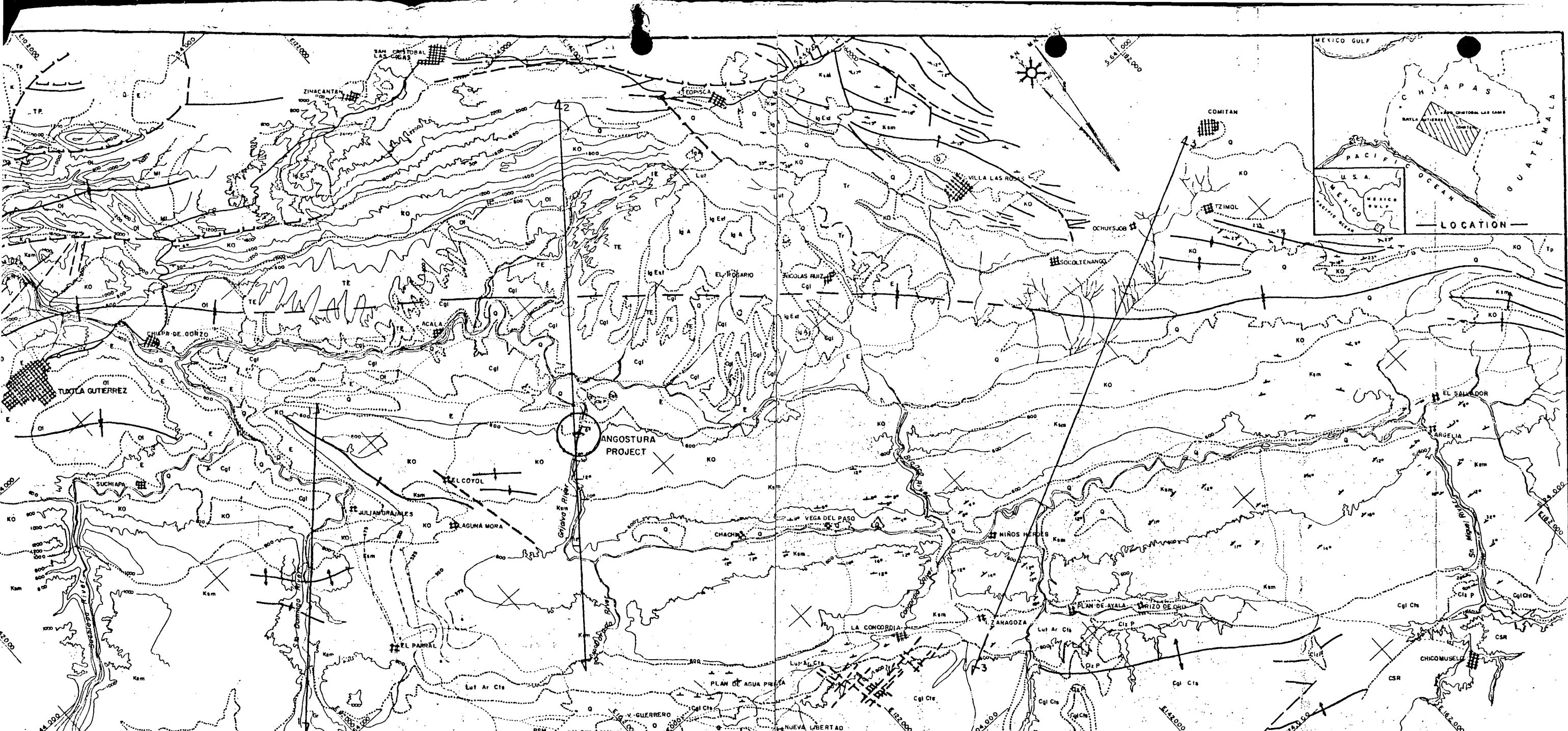
ESCALA APROXIMADA 1: 200,000

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
 GERENCIA DE PLANEACION Y PROGRAMA
 Sistema Hidroeléctrico del Río Grijalva, Estado de Chiapas
 Proyecto Hidroeléctrico CHICOASEN

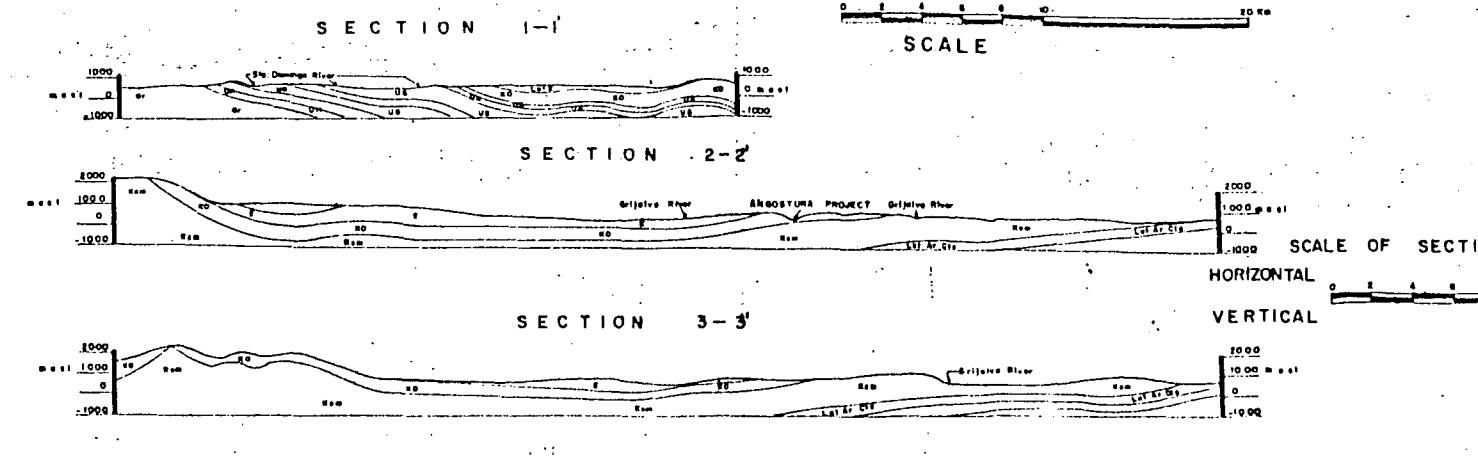
GEOLOGIA REGIONAL DEL PROYECTO HIDROELECTRICO CHICOASEN

Forjado: Ing. C. Gonzalez C. Aprobado: _____
 Dibujo: S. Ortega R. V. B. _____
 Revisó: Ing. R. Riva Palacio Ch. S.
 HOJA DE CHICOASEN CHIAPAS FEBRERO DE 1976 PLANO N°





PHOTOGEOLOGY OF THE GRIJALVA RIVER BASIN
ANGOSTURA TO SUMIDERO



SEDIMENTARY SYMBOLS		IGNEOUS	
QET	Holocene Andesite and volcanic ash	Gr	Granite
Q	Holocene Soil and alluvium	lg-A	Andesite
Q1	Pleistocene Soil and ash deposit		
MI	Miocene interbedded conglomerate, sandstone and red shale		
QT	Oligocene sandy limestone and sandstone interbedded		
EII	Upper Eocene Conglomerate, sandstone and a few bedded limestone		
EI	Lower Eocene Shale and a few bedded limestone		
KO	Upper Cretaceous Limestone and mud		
Kam	Lower Cretaceous Dark gray limestone and dolomite		
LuArCis	Triassic-Jurassic (Todos Santos beds) Shale, sandstone and conglomerate		
CIP	Panama limestone		
CSR	Santa Rosa beds (slate) Silurian		

GEOLOGICAL SYMBOLS

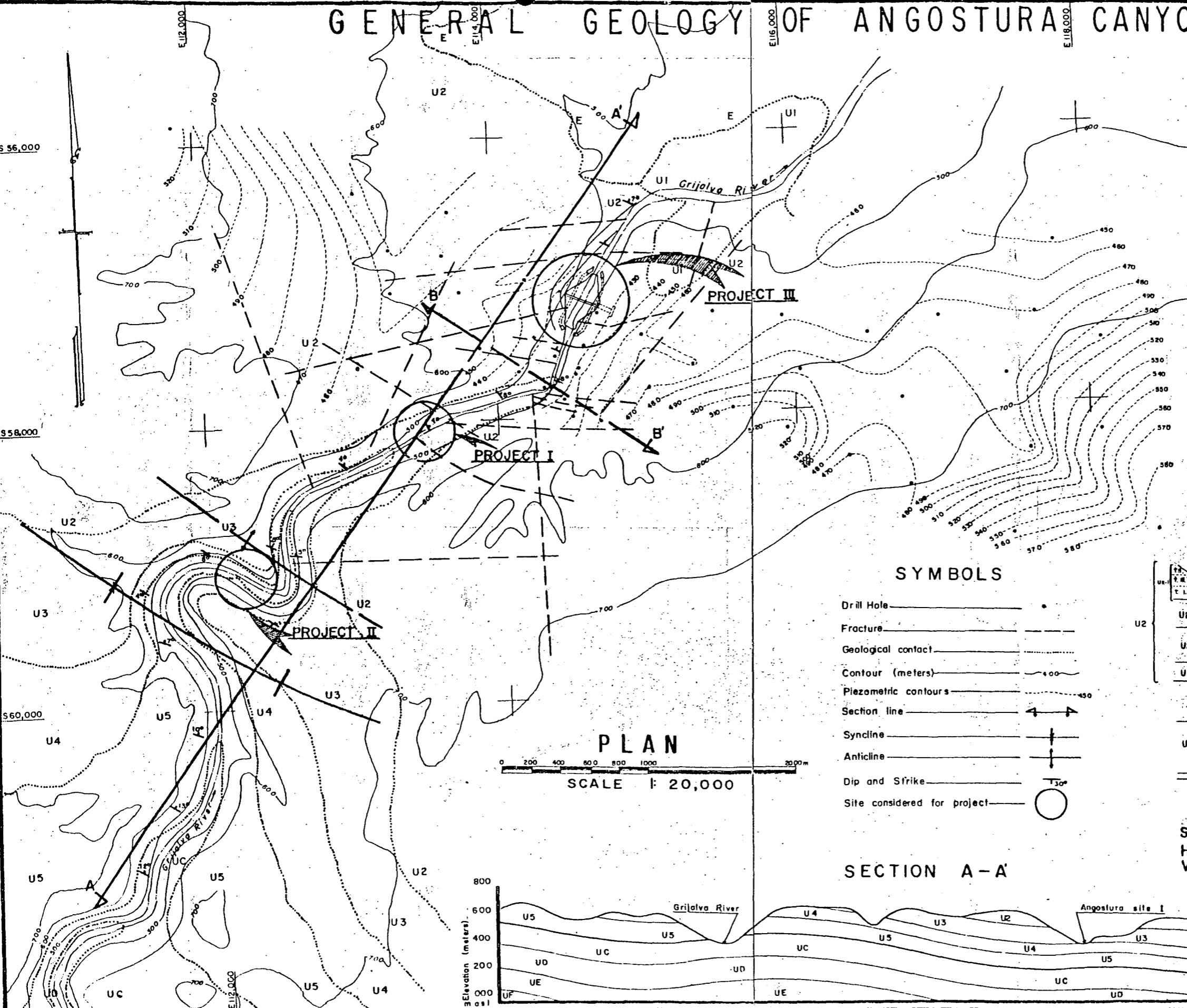
- Fault
- Section line
- Syncline
- Anticline
- Dip and Strike
- Fracture
- Geological contact
- Piezometric contour



GENERAL GEOLOGY OF ANGOSTURA CANYON

LITHOLOGY

FORMATION	Description	
E	Massive Eocene shale with some thin beds of calcareous sandstone	
U1	Very pure reef and clastic limestone. Highly developed solutioning	
U2	Clayey limestone	U2-I
		U2-II
		U2-III
		U2-IV
U3	Biomicritic limestone	
U4	Clastic limestone	
U5	Clastic limestone	
FORMATION II	Clastic limestone	UC
		UD
		UE
		UF
UG	Fossiliferous, clastic limestone	
UH	Clastic limestone dolomitic	

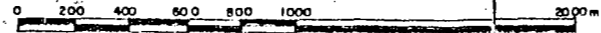


SYMBOLS

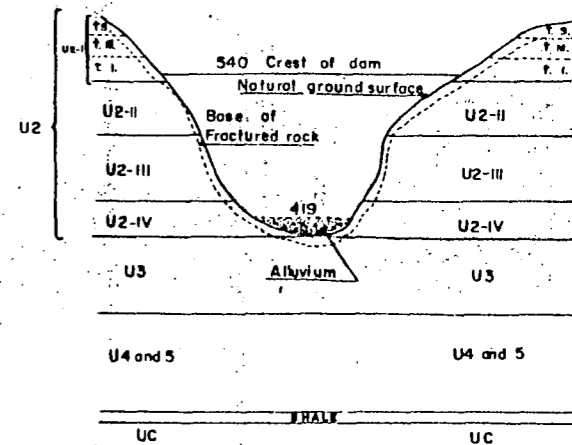
- Drill Hole ———— ●
- Fracture ———— - - - -
- Geological contact ———— ······
- Contour (meters) ———— ————
- Piezometric contours ———— - - - -
- Section line ———— ————
- Syncline ———— ————
- Anticline ———— ————
- Dip and Strike ———— ————
- Site considered for project ———— ○

PLAN

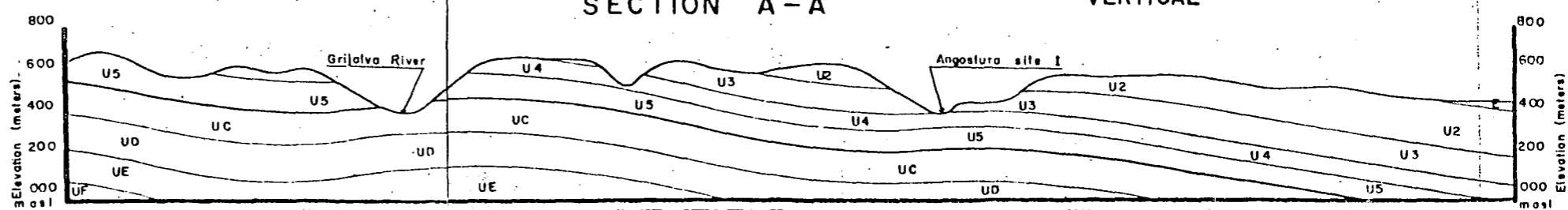
SCALE 1:20,000



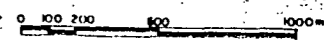
SECTION B-B'



SECTION A-A'

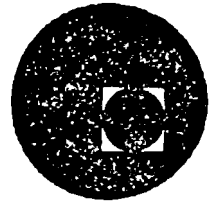


SCALE OF SECTIONS
HORIZONTAL VERTICAL





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



INGENIERIA GEOLOGICA

ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACISOS ROCOSOS
METODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS

ING. RAUL CUELLAR BORJA

JULIO, 1978.



ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS,
METODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS

HIPOTESIS DE FALLA

Como base para el análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos es necesario establecer las siguientes hipótesis de falla:

- a) Geometría de la superficie de deslizamiento
- b) Fuerzas actuantes
- c) Características mecánicas de la roca en la zona de falla

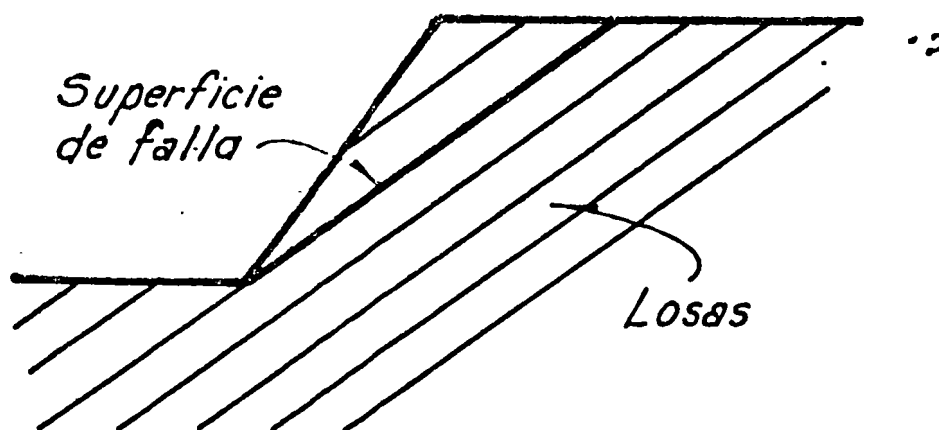
CASOS DE FALLA

Tomando en cuenta la anisotropía que generalmente se presenta en los macizos rocosos por la existencia de juntas (fracturas, fallas, estratificación, etc.) se presentan tres casos de deslizamiento y uno de volteo.

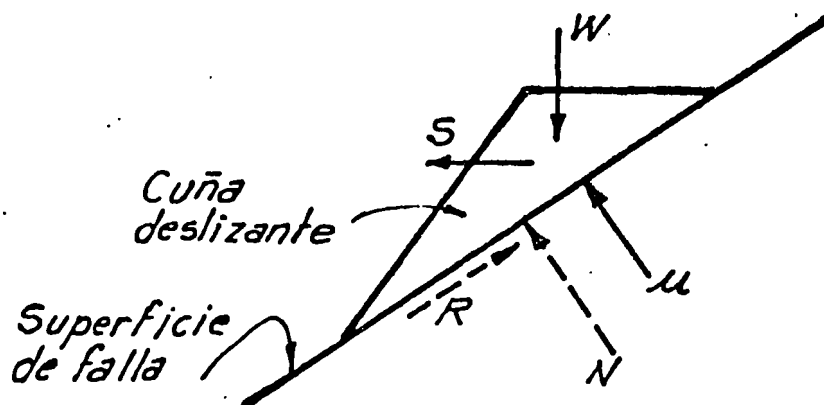
- a) Superficies planas (losas)
- b) Tetraedros
- c) Superficie cilíndrica
- d) Volteo

Caso de superficie plana

Este caso se presenta generalmente en rocas estratificadas, en las cuales la falla se presenta por el movimiento relativo de una lósa sobre la otra. La superficie de falla coincide con una junta y el problema se analiza en forma bidimensional.



TALUD EN ROCA ESTRATIFICADA O ROCA FRACTURADA



FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Fuerzas conocidas:

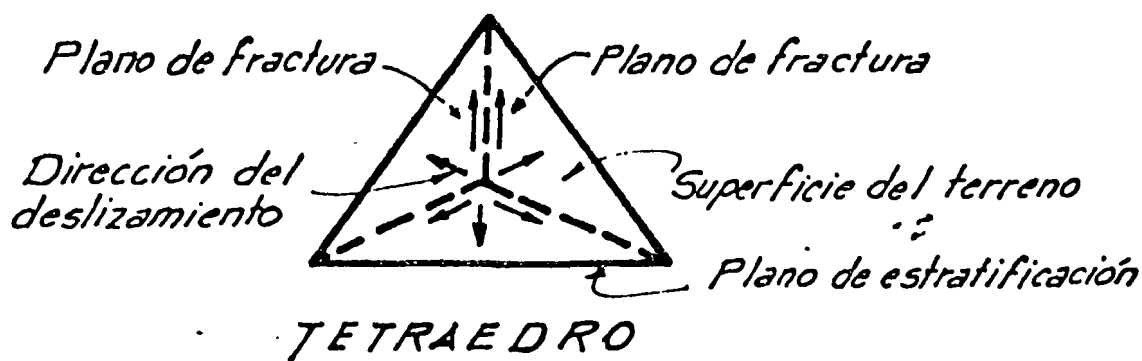
W = peso propio
 S = fuerza horizontal por vibración
 u = empuje hidrostático

Fuerzas dependientes:

N = fuerza normal
 R = fuerza resistente
 o tangencial

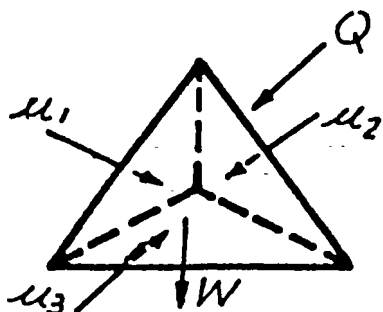
Caso de tetraedros

Este caso se presenta en macizos rocosos que tienen por lo menos dos familias de fracturas y un plano de estratificación formándose un tetraedro.



Se presentan 6 posibilidades de deslizamiento, como se indica, pudiendo deslizar sobre una o dos caras, para lo cual se requiere hacer las siguientes hipótesis de resistencia.

- el material en los planos de contacto no resiste tensión
- el material en los planos de contacto es puramente friccionante
- el bloque es indeformable
- el plano de contacto es indeformable



Q = fuerza exterior (empuje de otro cuerpo y/o vibraciones)
 W = peso propio
 u = empuje hidrostático

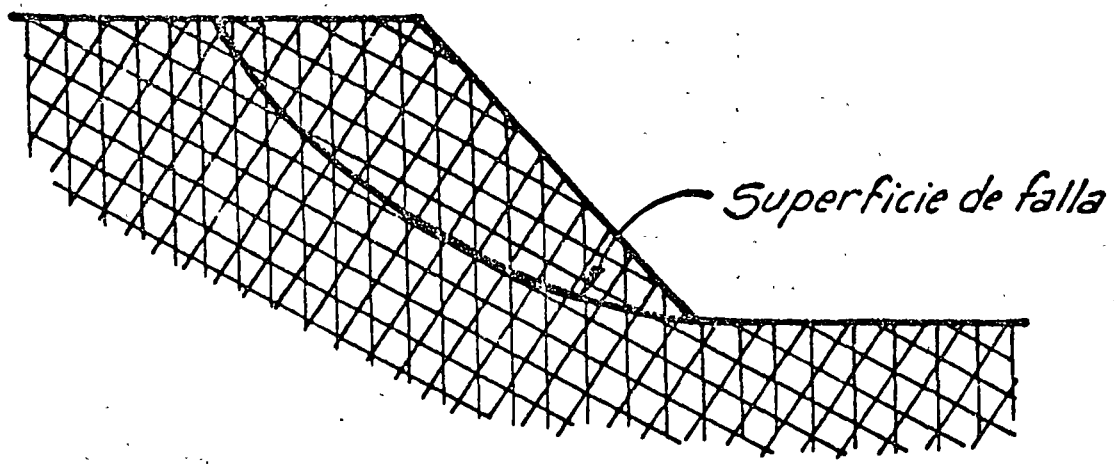
FUERZAS EXTERIORES

El análisis de estabilidad es tridimensional determinando la dirección en el espacio de las fuerzas actuantes y entonces determinar las componentes de resistencia en esos planos. Existen dos métodos de cálculo uno analítico por P. Londe y otro gráfico por K. John .

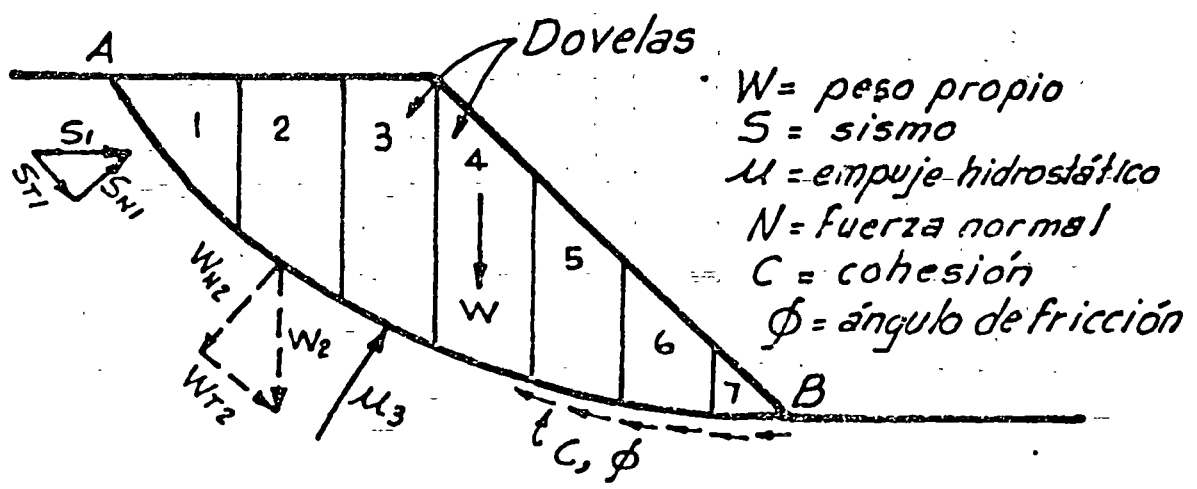
Caso de superficie cilíndrica

Se presenta en masas de roca con intenso fracturamiento, cuyo comportamiento es similar al de un enrocamiento.

Se analiza en forma bidimensional utilizando los métodos de la mecánica de suelos: Fellenius, Bishop, método sueco, círculo de fricción, etc.



ROCA INTENSAMENTE FRACTURADA



FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES

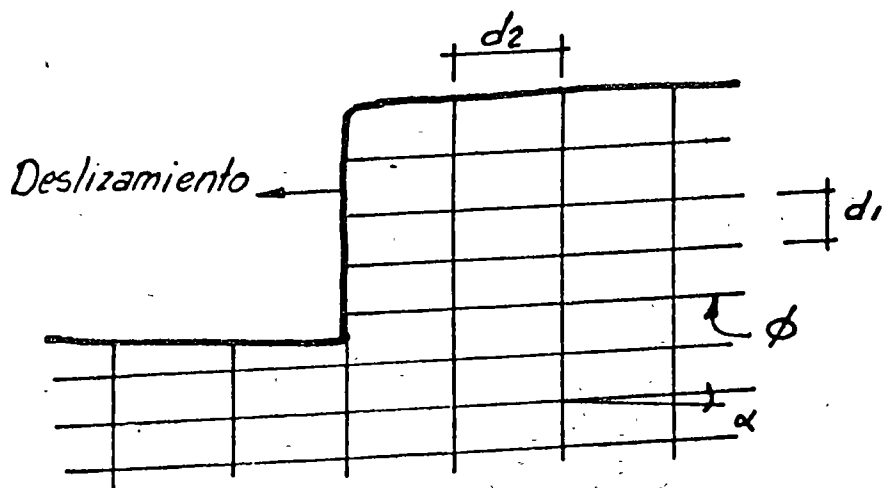
Factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{\sum \text{Fzas. Resistentes}}{\sum \text{Fzas. Actuantes}}$$

$$F.S. = \frac{C \cdot \widehat{AB} + \sum N \tan \phi}{\sum F A}$$

Caso de volteo

La falla por volteo en bloques de roca de un talud depende de la separación relativa entre planos de fracturas o juntas perpendiculares y del buzamiento que presenten. Las columnas subverticales con $\frac{d_2}{d_1} > 1$ pueden dar lugar a taludes seguros mientras que, cuando $\frac{d_2}{d_1} < 1$ se tienen taludes inseguros.



$$\frac{d_2}{d_1} > 1$$

ϕ = ángulo de fricción

α = echado

a)

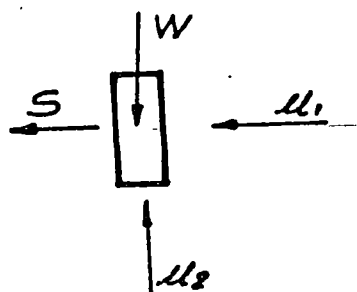


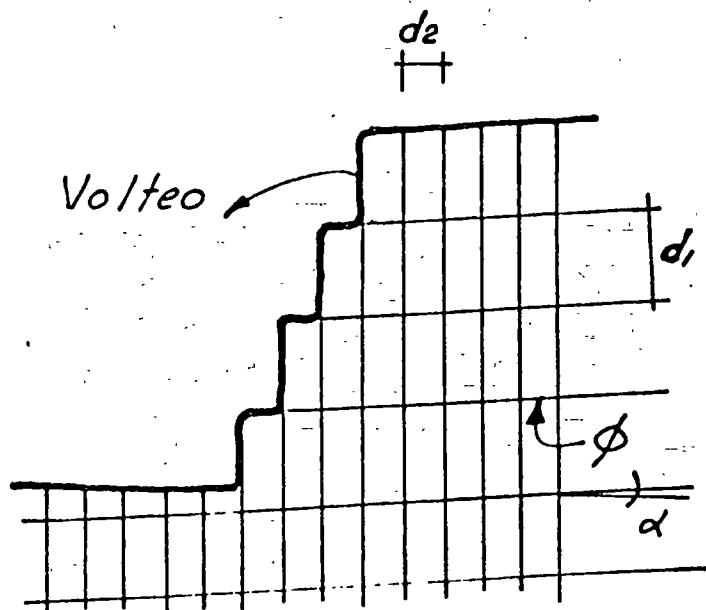
DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

W = peso propio

S = sismo

μ = presión hidrostática

$$\frac{d_2}{d_1} < 1$$



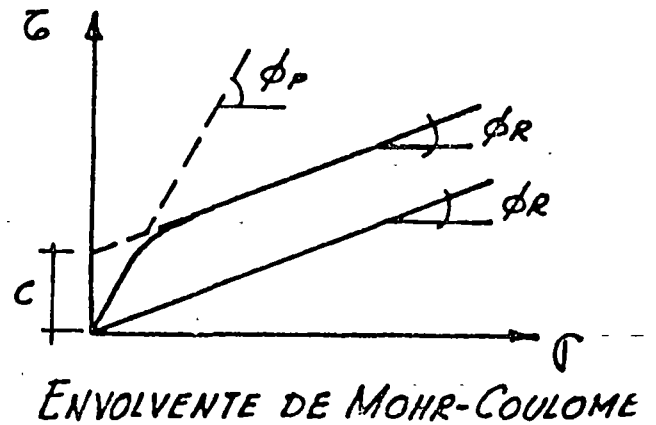
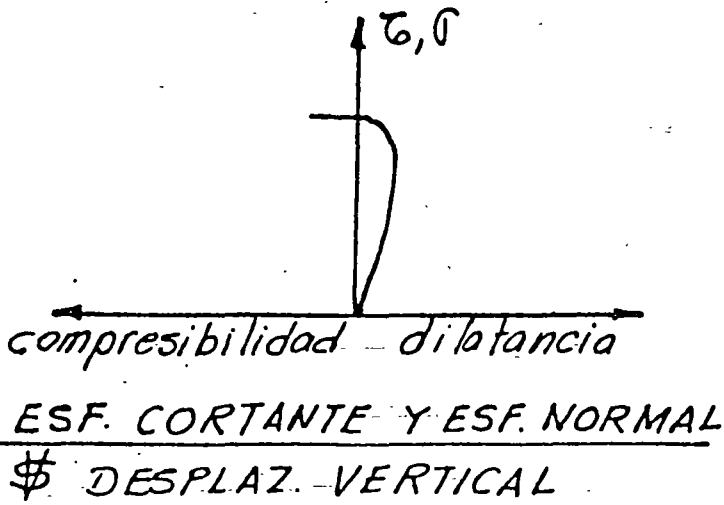
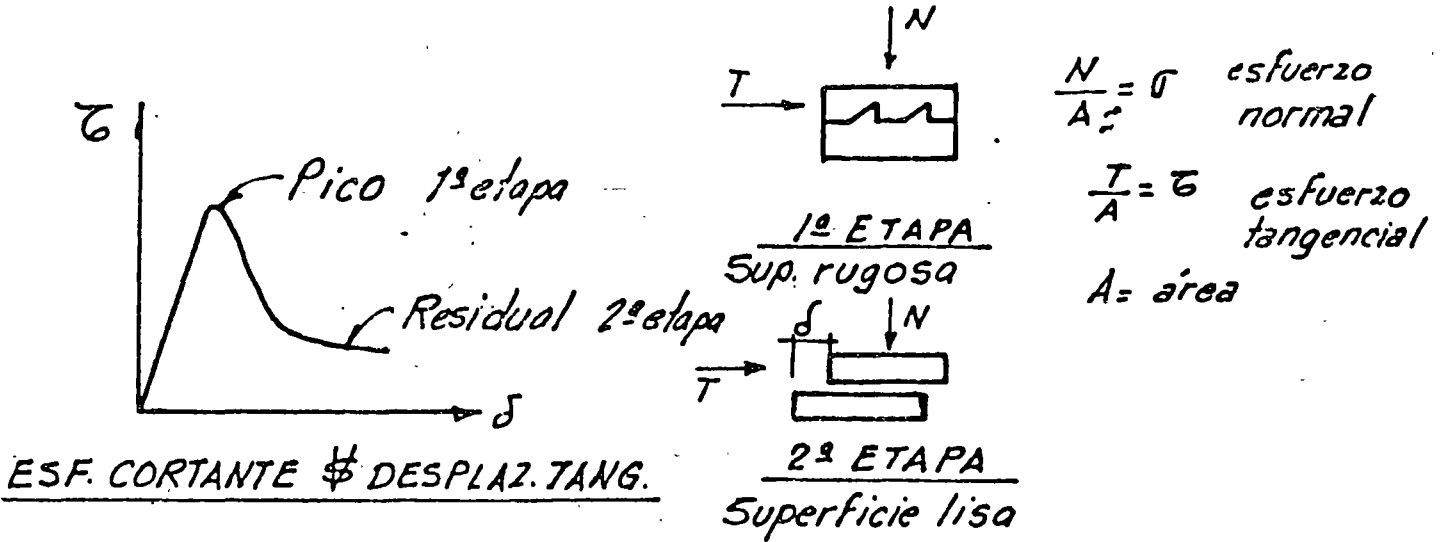
b)

PATRON DE JUNTAS QUE PRODUCE VOLTEO

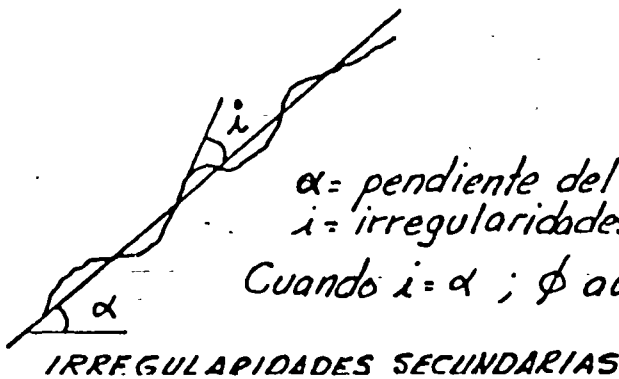
a) poca probabilidad de volteo b) alta probabilidad de volteo

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

La resistencia al esfuerzo cortante en la superficie de falla, depende de las características del relleno de las juntas y de la rugosidad de estas, así como de la relación entre esfuerzos normales y tangenciales o cortantes. El efecto de la rugosidad es muy importante como puede verse a continuación:



$\tau = c + \sigma \tan \phi$ --- 1ª etapa ---
 $\tau = \sigma \tan \phi$ 2ª etapa
 $\phi_P = \text{ángulo de fricción pico}$
 $\phi_R = \text{ángulo de fricción residual}$

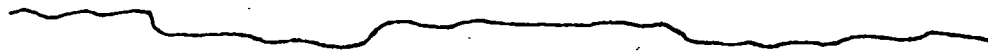


$\alpha = \text{pendiente del talud}$
 $i = \text{irregularidades de 2º orden.}$
 Cuando $i = \alpha$; ϕ aumenta $\sim 10^\circ$

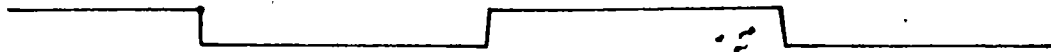
Tipos de juntas cerradas



Rugosa escalonada



Suave escalonada



Lisa escalonada



Rugosa ondulada



Suave ondulada



Lisa ondulada



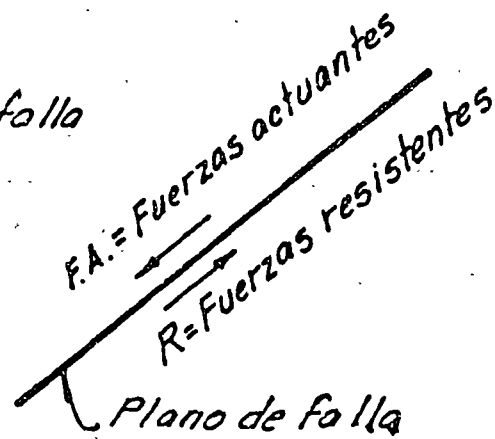
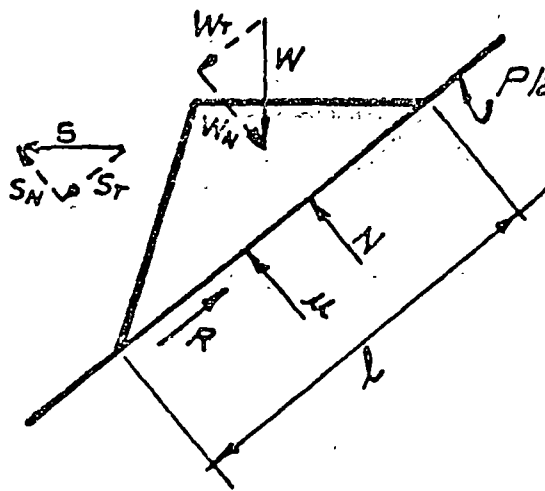
Rugosa plana



Suave plana



Lisa plana

ESTABILIDAD DE UNA CUÑADiagrama de cuerpo libreANÁLISIS BIDIMENSIONAL

La estabilidad de la cuña se establece mediante la comparación de las fuerzas actuantes y resistentes en el plano de falla.

Así, el factor de seguridad $F.S. = \frac{R = \text{Fuerzas resistentes}}{F.A. = \text{Fuerzas actuantes}}$

Si: $F.S. < 1$ se tiene equilibrio inestable

$F.S. = 1$ se tiene equilibrio crítico

$F.S. > 1$ se tiene equilibrio estable

EQUILIBRIO DE UNA CUÑA DE ANCHO UNITARIO

Relación entre esfuerzos normales y cortantes

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (1) \quad \tau = \sigma \tan \phi \quad (2)$$

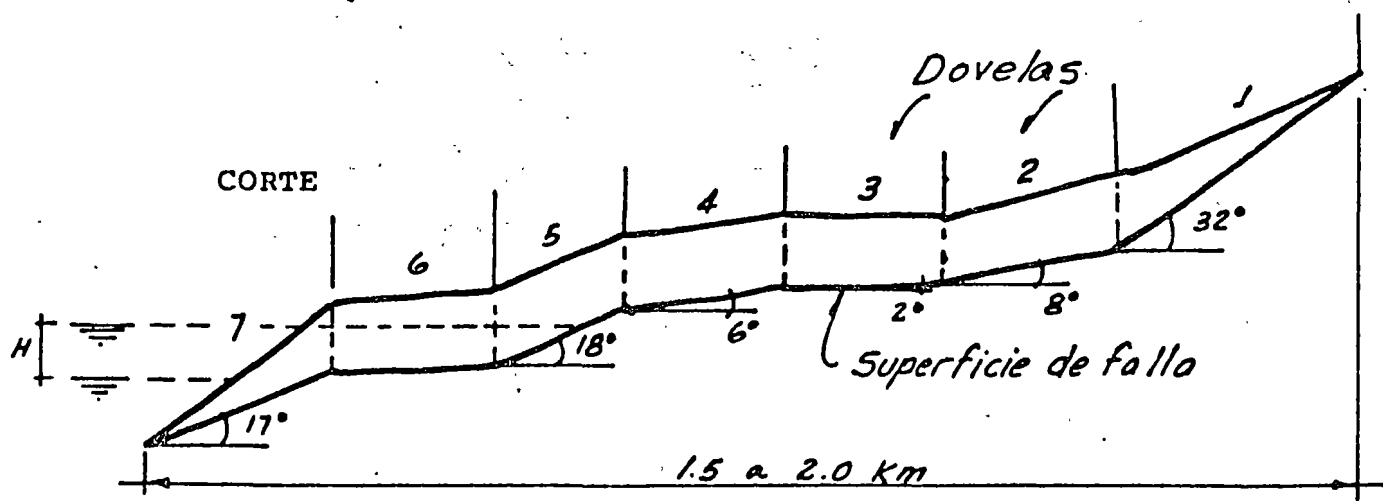
Utilizando la ecuación (2) que es más desfavorable para esfuerzos residuales, se tiene: $\tau \times l \times 1 = \sigma \times l \times 1 \times \tan \phi \therefore R = N \tan \phi$

$$\therefore \Sigma [R] = \Sigma [N \tan \phi]$$

$$\therefore F.S. = \frac{\Sigma [N] \tan \phi}{\Sigma [F.A.]}$$

TALUD CON SUPERFICIE DE FALLA COMPUESTA

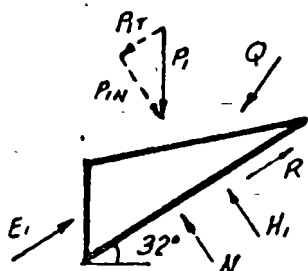
El caso de la estabilidad de una masa de roca que presenta una superficie de falla con cambios de pendiente, puede analizarse en forma bidimensional analizando el equilibrio de secciones o dovelas, iniciando el análisis por la dovela superior, si ésta resulta inestable la carga en desequilibrio o empuje se toma en cuenta como fuerza actuando sobre la dovela siguiente y así subsecuentemente hasta llegar a la dovela inferior de manera que el factor de seguridad de esta última es el dato representativo del equilibrio general de la masa por deslizar.



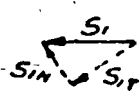
H = descenso del nivel de agua

SECCION TRANSVERSAL

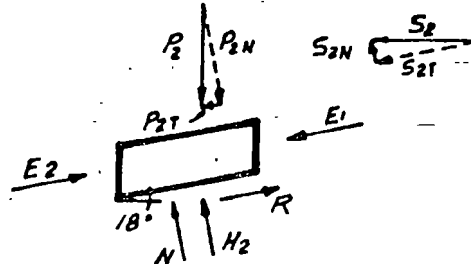
ANALISIS BIDIMENSIONAL POR DOVELAS



DOVELA 1



Poligono de fuerzas



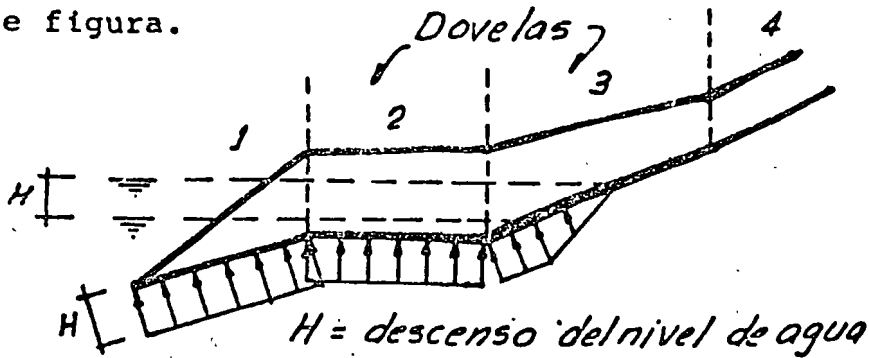
DOVELA 2

Q = fza. externa ; P = peso propio
 S = fza. sísmica ; H = subpresión ;
 R = fuerza resistente ; E = empuje en desequilibrio

DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE

PRESION HIDROSTATICA

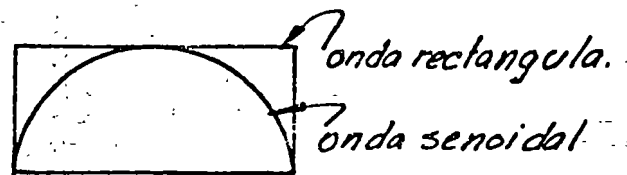
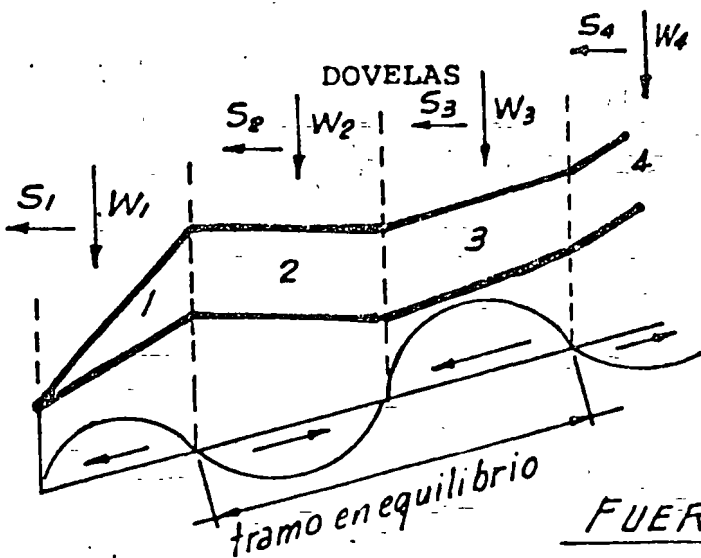
Cuando el plano de falla está constituido por una junta cerrada o con relleno arcilloso, se considera que la junta es impermeable de manera que si se produce un descenso del nivel del agua, ese desnivel se traduce en subpresión uniforme como se indica en la siguiente figura.



SUBPRESION

FUERZAS SISMICAS

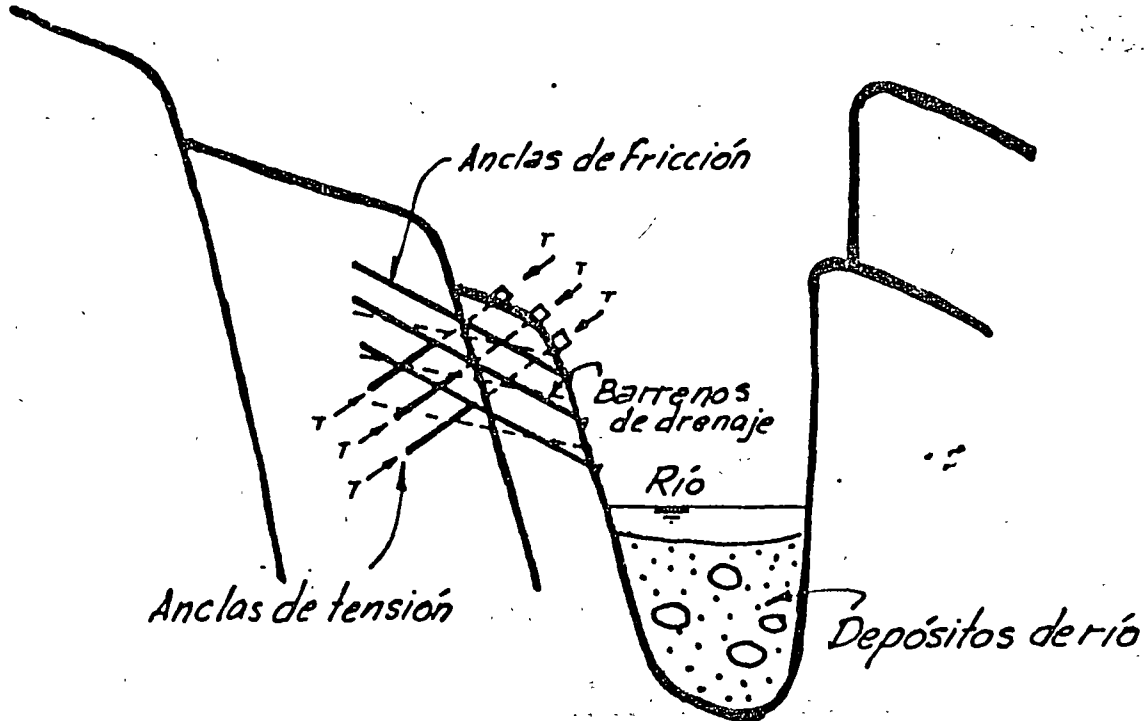
El efecto dinámico de las fuerzas por sismo pueden considerarse como fuerzas externas horizontales tomando un coeficiente de aceleración de la gravedad que puede disminuirse multiplicando por el cociente de la relación entre las áreas circunscritas por las ondas senooidal y rectangular. También puede ser que al vibrar dos secciones con diferentes frecuencias la componente sísmica se anule, sin embargo considerar que esto no sucede es más conservador.



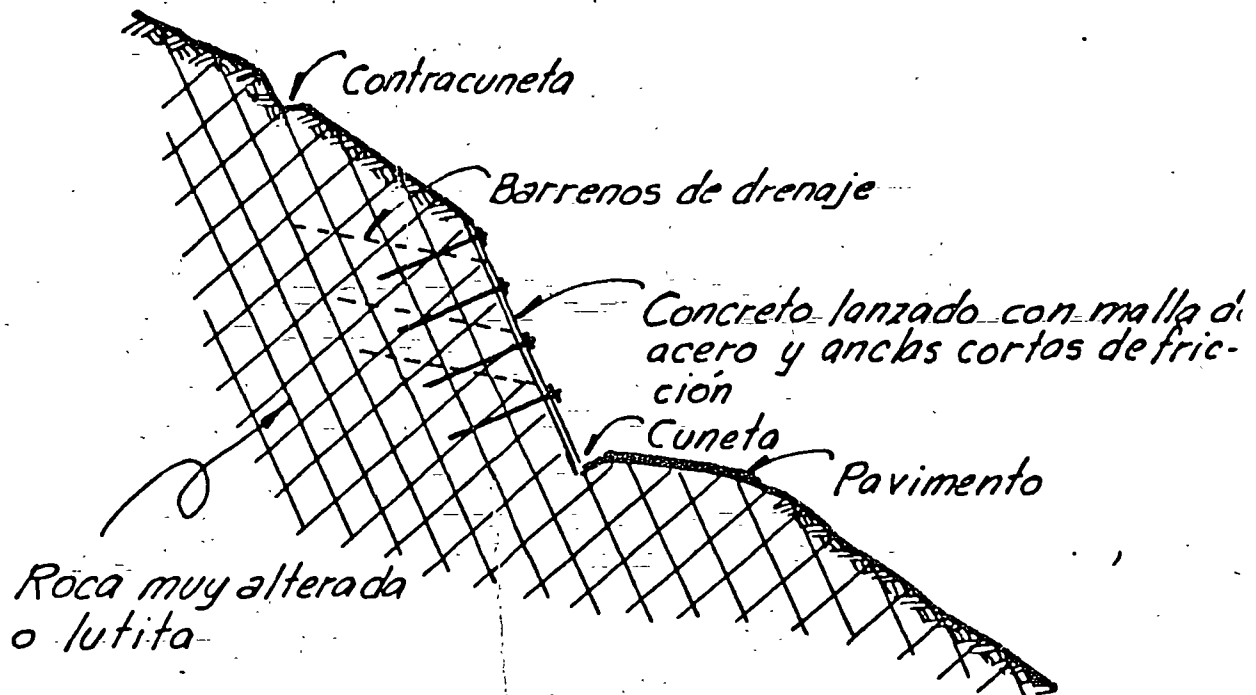
Fuerza sísmica $S = c \times W$, en donde $c =$ coeficiente sísmico y $W =$ peso propio $c(g)$; c es función de la aceleración de la gravedad; puede reducirse por 0.64 que es la relación de áreas de la onda senooidal y rectangular.

FUERZAS SISMICAS

SISTEMAS DE SOPORTE CON ANCLAS Y CONCRETO LANZADO



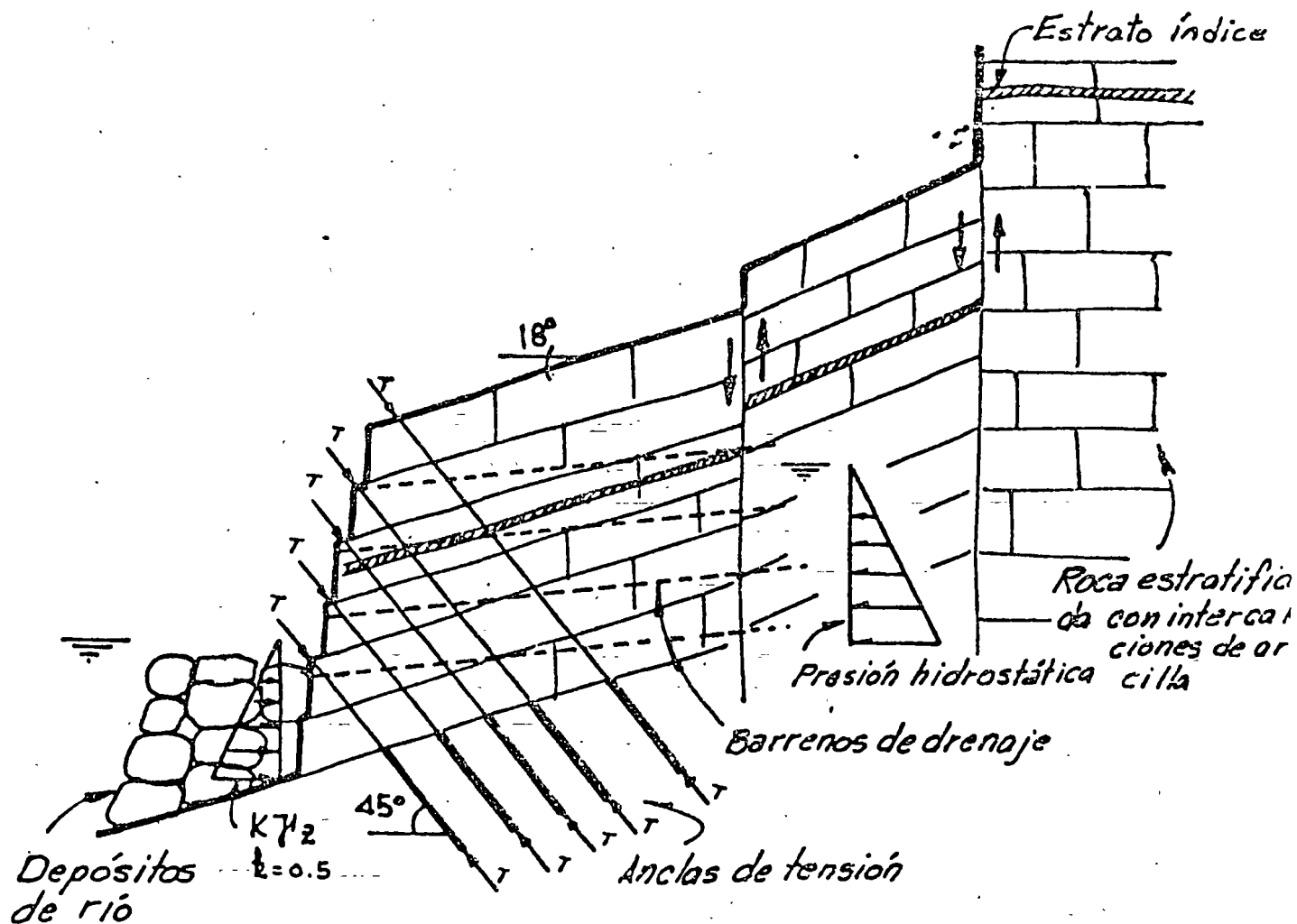
TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN Y TENSION



TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN Y
CONCRETO LANZADO CON MALLA METALICA

ANCLAJE EN TALUDES

A continuación se muestra un sistema de soporte de taludes a base de anclas de tensión postensadas y barrenos de drenaje. En el diseño de este anclaje se ha tomado en cuenta el empuje hidrostático, el efecto de sismo y el soporte de los depósitos del río.



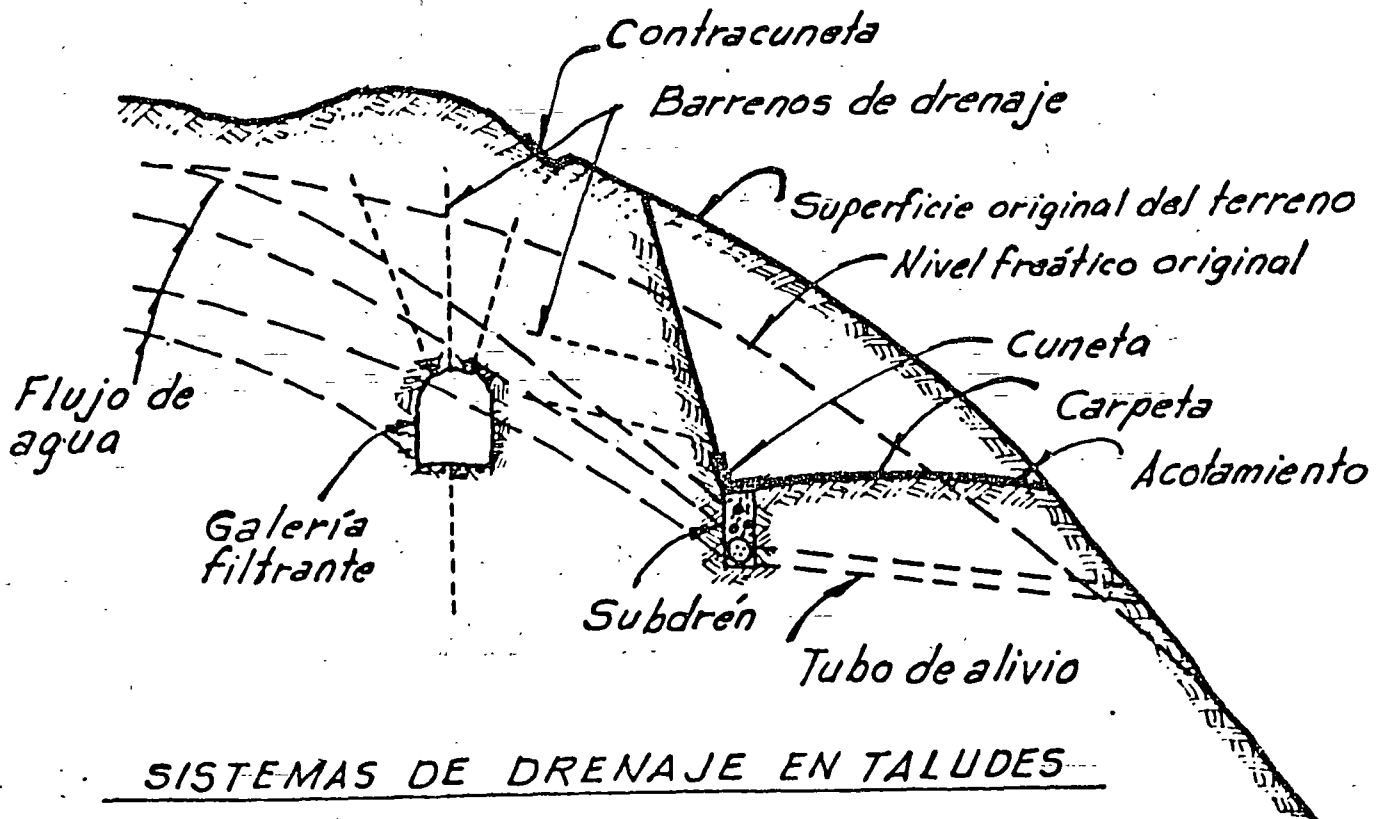
TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE TENSION EN ROCA ESTRATIFICADA

SISTEMAS DE DRENAJE EN TALUDES

De la relación entre esfuerzos cortantes y normales de Mohr-Coulomb, $\tau = \sigma \tan \phi$, puede verse que los esfuerzos cortantes dependen de los esfuerzos normales.

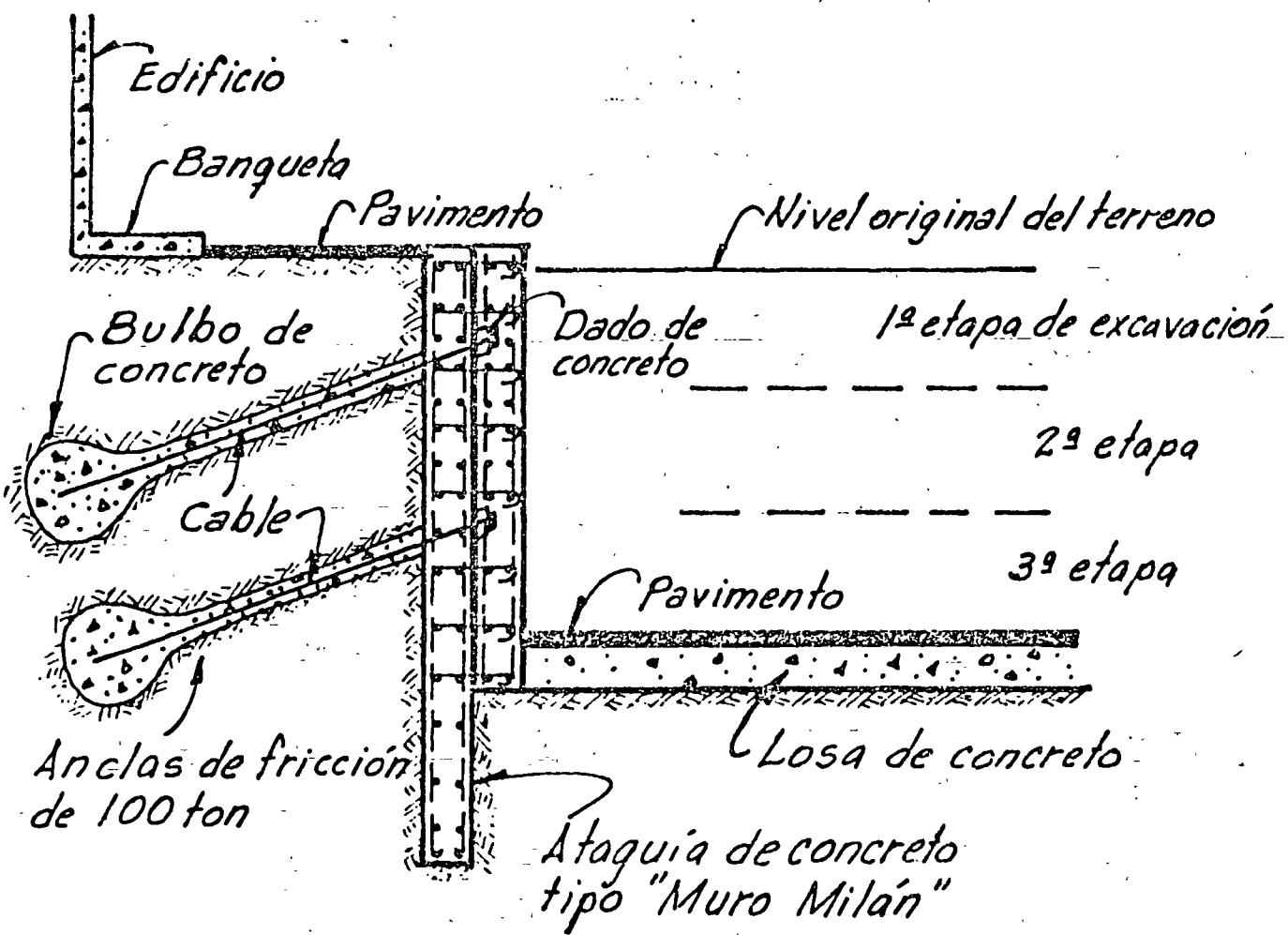
Cuando existe presión hidrostática en forma de subpresión la fuerza normal tiende a disminuir con la consiguiente disminución de la fuerza cortante: $\tau = (\sigma - u) \tan \phi$; en donde $u =$ subpresión.

De acuerdo con lo anterior, se comprende la importancia del drenaje en la estabilidad de taludes. En la figura de abajo se muestran los sistemas de drenaje usuales.



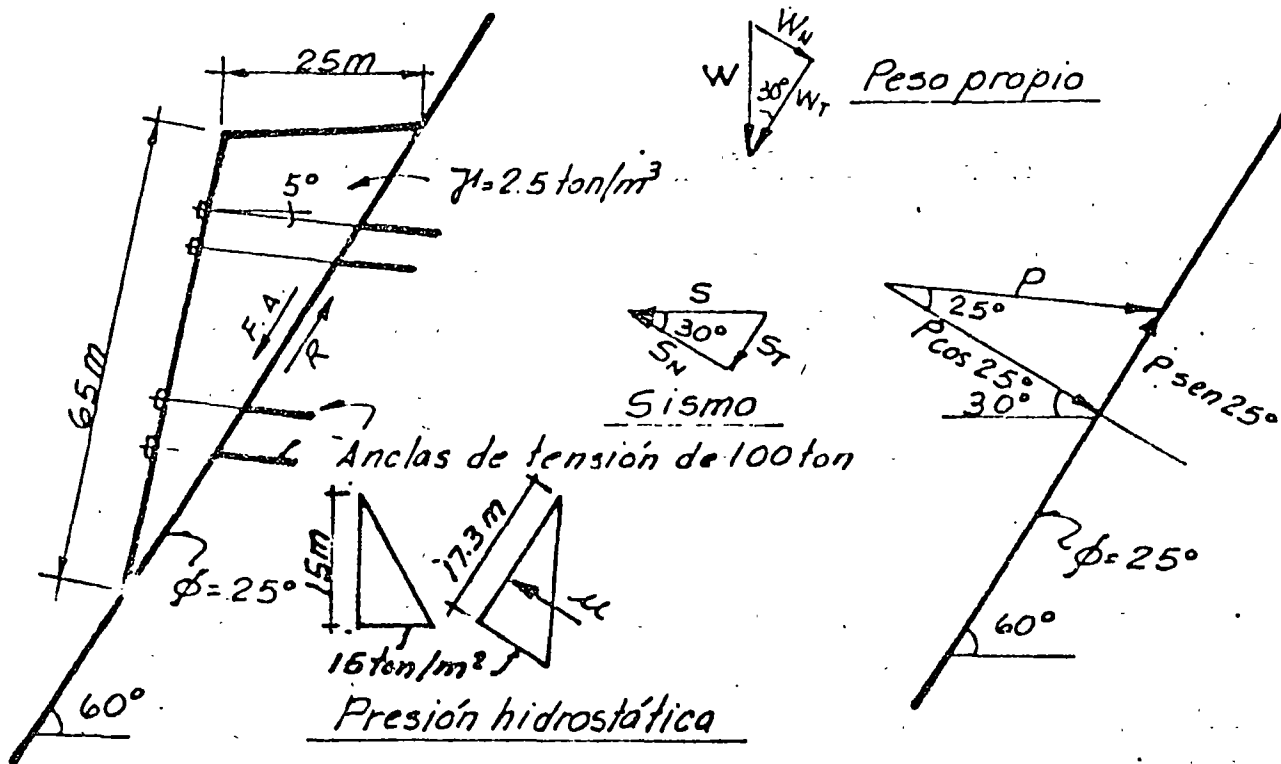
MUROS DE RETENCION ANCLADOS EN SUELOS

Cuando no es posible el uso de troqueles para darle apoyo al muro de retención, cuando la excavación es muy grande se usan anclas de fricción inyectadas formándose bulbos de apoyo en el fondo de las anclas.



TALUD EN SUELO APOYADO CON MURO DE CONCRETO
SUJETADO CON ANCLAS DE FRICCION

EJEMPLO DE CALCULO DE ANCLAS EN UN TALUD



CALCULO DE ANCLAS

$$I = \frac{25 \times 65}{2} \times 2.5 = 801 \text{ ton}$$

$$W_N = 801 \sin 30^\circ = 400 \text{ ton}$$

$$W_T = 801 \cos 30^\circ = 694 \text{ ton}$$

$$S = 0.1 W = 80 \text{ ton}$$

$$S_N = 80 \cos 30^\circ = 69 \text{ ton}$$

$$S_T = 80 \sin 30^\circ = 40 \text{ ton}$$

$$H_N = \frac{15 \times 17.3}{2} = 128 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F.A. &= W_T + S_T \\ &= 694 + 40 = 734 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F.R. &= \Sigma [N] \tan \phi \\ &= W_N - u - S_N \\ &= [400 - 128 - 69] \times 0.466 = 95 \text{ ton} \end{aligned}$$

Fuerza tangencial que debe aplicarse con las anclas:

$$R = 790 - 95 = 695 \text{ ton}$$

Fuerza normal que se debe aplicar con las anclas:

$$695 = P \cos 25^\circ \tan \phi + P \sin 25^\circ$$

$$\therefore P = 823 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Presi3n de anclaje} &= \frac{823}{65 \times 1} \\ &= 13.4 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Utilizando anclas de 100 ton

$$\text{Area de influencia} = \frac{100}{13.4} = 7.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Separaci3n } S = 2.7 \text{ m} \times 2.7 \text{ m}$$

FUERZAS ACTUANTES EN UN TALUD

- a) PESO PROPIO
- b) PRESION HIDROSTATICA
- c) SOBRECARGA: ESTATICA.- Presas, edificios, terraplenes
DINAMICA.- Vibraciones

Vibraciones: Naturales.- Sismos, colapsos de cavernas,
tsunamis, truenos, etc.

Artificiales.- Explosivos.- Nucleares, excavaciones
en roca

Paso de vehiculos.- Llantas, orugas,
F.F.C.C.

FUERZAS RESISTENTES EN UN TALUD

- a) FUERZAS TANGENCIALES

Estas fuerzas son dependientes de las fuerzas normales y del ángulo de fricción.

CAUSAS DE FALLA DE UN TALUD

a) DISMINUCION DE RESISTENCIA AL CORTE EN EL PLANO DE FALLA

- Saturación de la superficie de deslizamiento
- Disminución de la fuerza normal por subpresión
- Falla progresiva por acumulación de energía con el tiempo
- Falta de confinamiento lateral

b). AUMENTO DE FUERZAS ACTUANTES

- Sobrecarga: estática y/o dinámica
- Empuje hidrostático

MEDIDAS PREVENTIVAS Y CORRECTIVAS CONTRA FALLA DE TALUDES

a) DISMINUCION DE FUERZAS ACTUANTES

- Eliminación de peso propio y sobrecarga en la zona actuante
- Drenaje para aumentar la fuerza normal
- Amortiguamiento de ondas de choque mediante trincheras:

Sistema natural - Fallas, fracturas abiertas, cañadas

Sistema artificial.- Zanjas y colchón de aire y contracorriente en medios fluidos.

b) AUMENTO DE FUERZAS RESISTENTES

- Colocación de sobrecarga en la zona resistente
- Drenaje para evitar saturación del plano de falla
- Aumentar la presión normal en el plano de falla mediante el uso de anclas de tensión

c) CONTROL MEDIANTE INSTRUMENTACION

- Medición de desplazamientos horizontales en superficie
- Medición de desplazamientos verticales en superficie
- Medición de desplazamientos horizontales dentro de la masa de roca.

SISTEMAS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

DRENAJE

Cunetas y aliviaderos
Contracunetas
Alcantarillas
Subdrenes
Galerías filtrantes
Barrenos de drenaje

ANCLAJE

Anclas de fricción
Anclas de tensión
Tendones

MUROS DE RETENCION

Concreto
Mampostería

MOVIMIENTO DE MATERIALES

Cortes o bermas en zonas de
carga actuante
Terraplén en zonas de carga
resistente

CONCRETO LANZADO Y MALLA

Para estabilización local

PERFILAMIENTO DE TALUDES

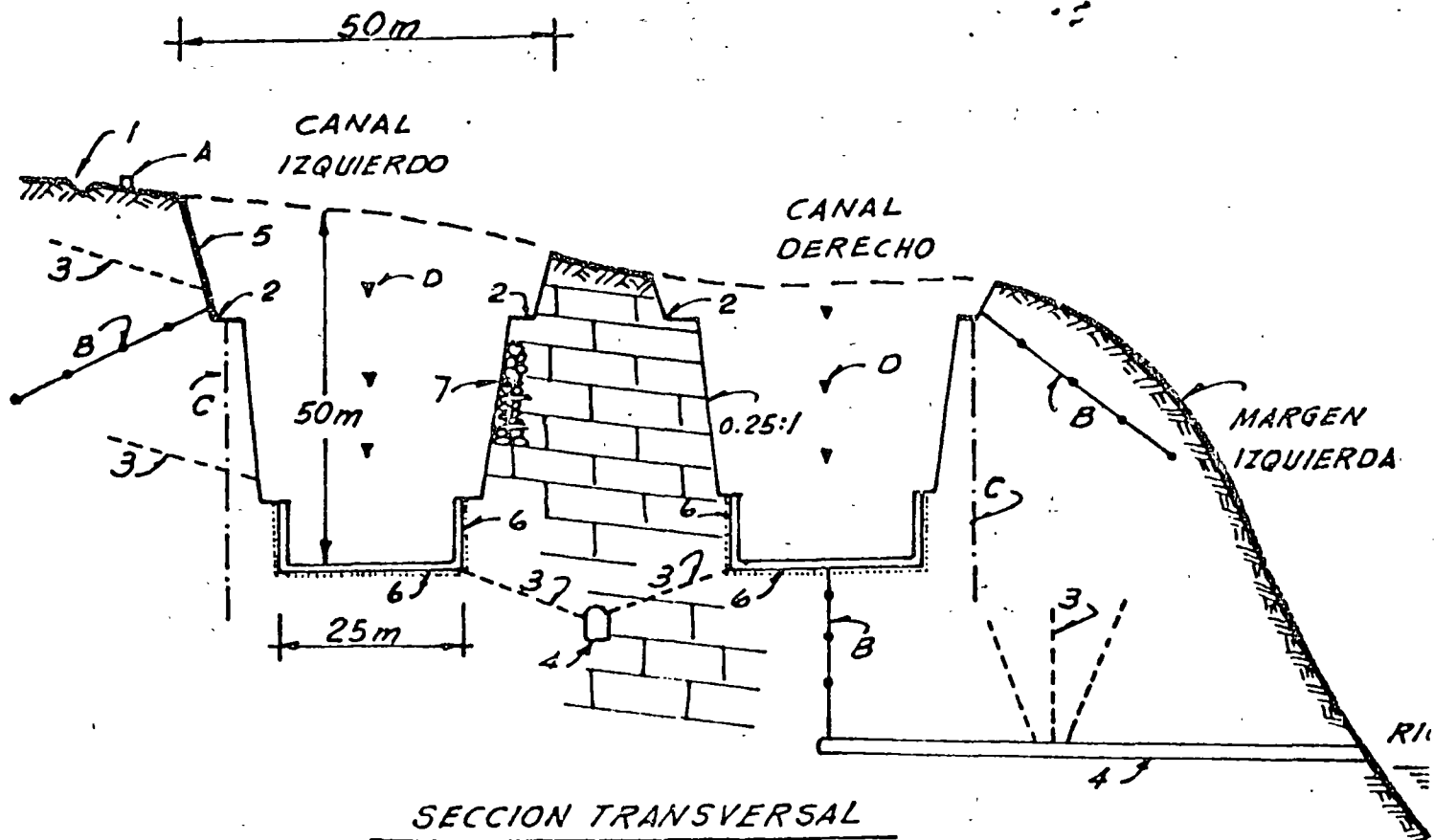
Uso de voladuras de precorte
para estabilización local

P.H. LA ANGOSTURA, CHIS.

Sistema de drenaje e instrumentación en canales vertedores

Como medida preventiva contra la falla de talud se implementó un sistema de drenaje constituido por canalones en muros y losas en la zona revestida, descargando mediante barrenos a una galería central. Superficialmente se construyeron cunetas y se hicieron barrenos en paredes. A la vez se instaló un sistema de control de desplazamientos mediante instrumentación.

Hasta la fecha no se han presentado problemas de estabilidad y solo durante la construcción se presentaron fallas locales en zonas de fracturas y disolución, resolviéndose mediante rellenos de mampostería.



SECCION TRANSVERSAL

SISTEMA DE DRENAJE Y PROTECCION

1. Contracuneta
2. Cunetas
3. Barrenos de drenaje
4. Galería filtrante
5. Gunita
6. Canalones
7. Relleno de mampostería

INSTRUMENTACION

- A. Majoneras (10)
- B. Extensómetros longitudinales (6)
- C. Inclínómetros (6)
- D. Bancos de nivel profundo (6)

P.H. LA ANGOSTURA, CHIS.

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

1.- VertedoresCosto de la estructura: \$300 x 10⁶a) Costo sistema de drenaje:

Contracunetas y cunetas: 470 000

Barrenos de drenaje: 650 000

Galerías de drenaje: 2 000 000

Gunite: 250 000

\$ 3 370 000 Costo relativo: 1.128

b) Costo de instrumentación:

Mojoneras (10): 20 000

Extensómetros longitudi-
nales (8): 280 000

Inclinómetros (6): 150 000

Bancos de nivel profun-
dos (6): 75 000Equipo, medición y proce-
so datos: 500 000

1 025 000 Costo relativo: 0.348

2.- Obra de TomaCosto de la estructura: \$100 x 10⁶a) Costo sistema de soporteTratamiento de la roca,
inyecciones 500 000Anclas postensadas
120 pz x 8000.00 1 000 000

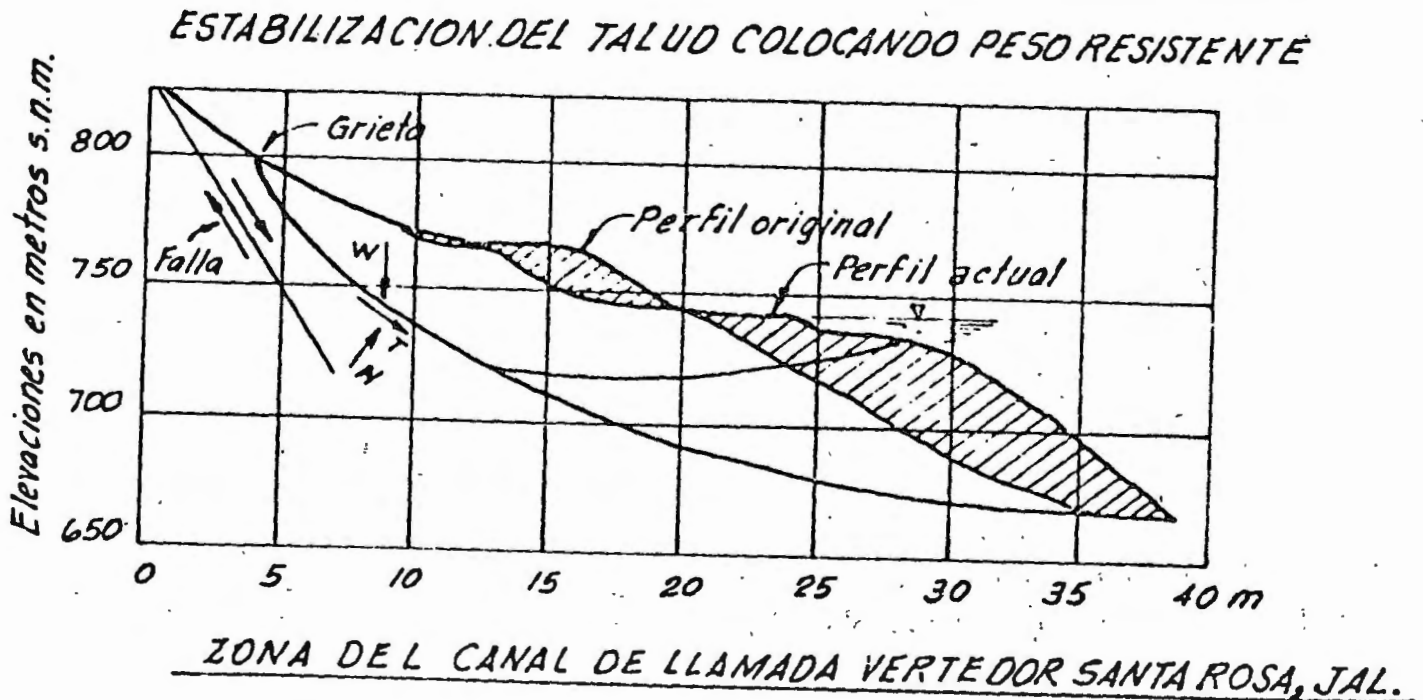
1 500 000 Costo relativo: 1.58

P. H. SANTA ROSA, JAL.

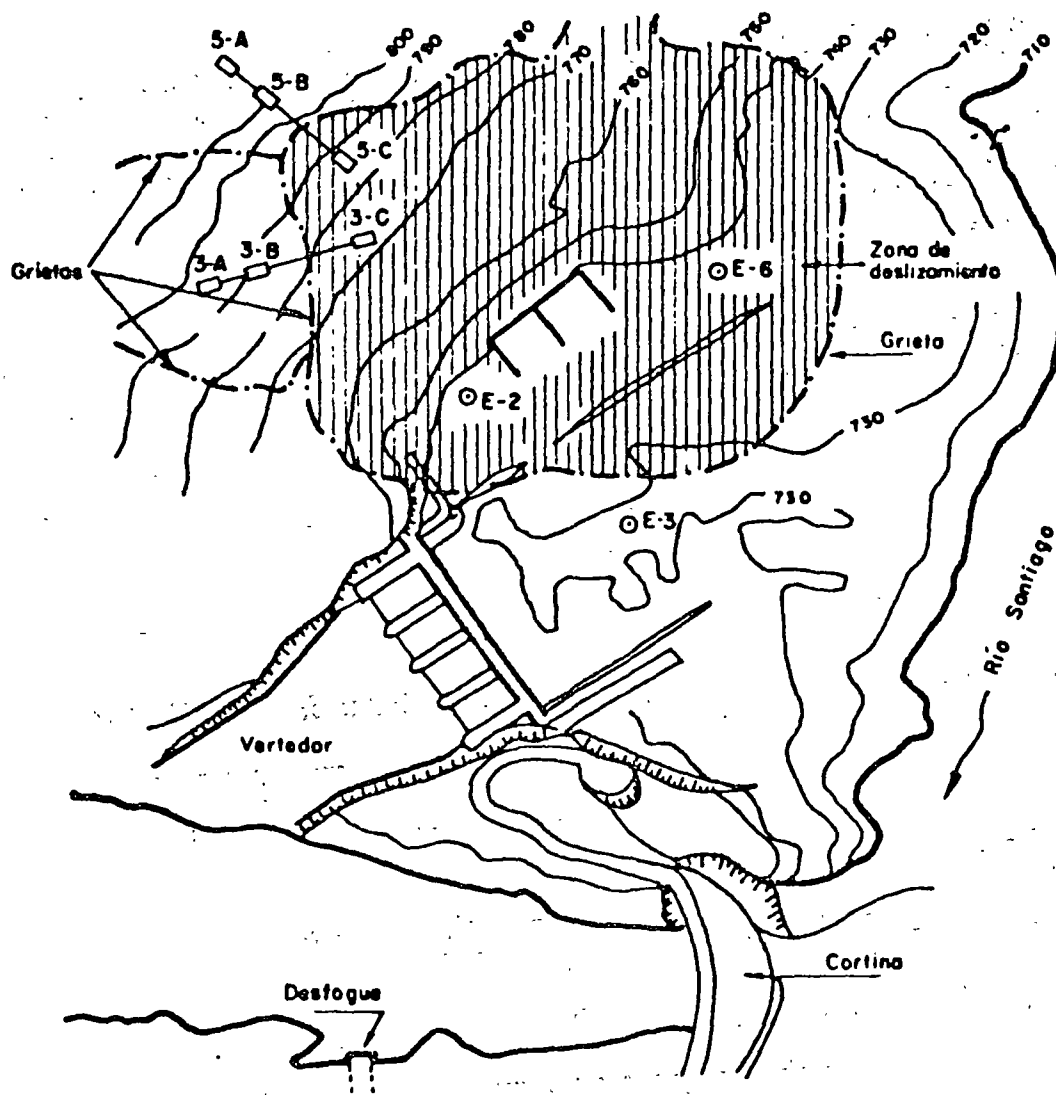
En la zona vecina al canal de llamada del vertedor sobre la margen derecha, se detectó una zona inestable que cubre aproximadamente 700 000 m³ hacia el año 1964. La solución que se le dió fué la de colocar material para aumentar el peso al pie del talud. Se colocaron aproximadamente 100 000 m³.

Durante el primer llenado los desplazamientos horizontal y vertical fueron del orden de 2.5 m, de entonces a la fecha el desplazamiento ha continuado a una velocidad del orden del centímetro por año. Desde 1965 hasta 1976 la operación de la planta se restringió para que no se presentaran descensos en el embalse mayores de 25 cm/día para evitar problemas de subpresión. A la fecha se ha modificado este criterio sin que se haya acelerado el movimiento del talud.

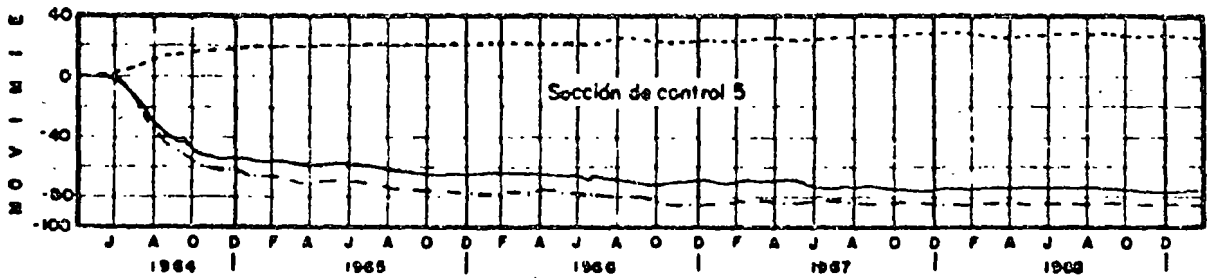
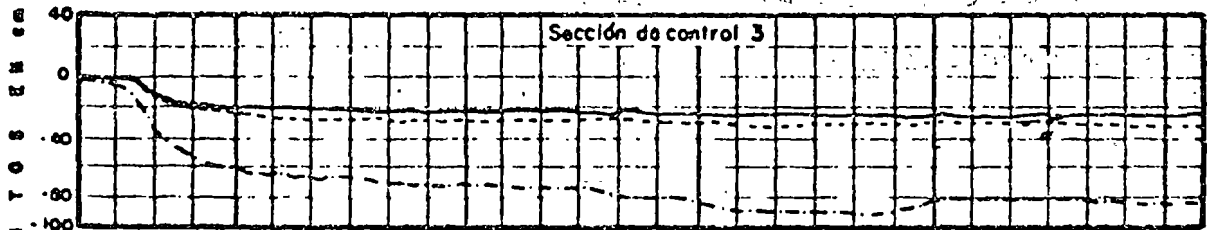
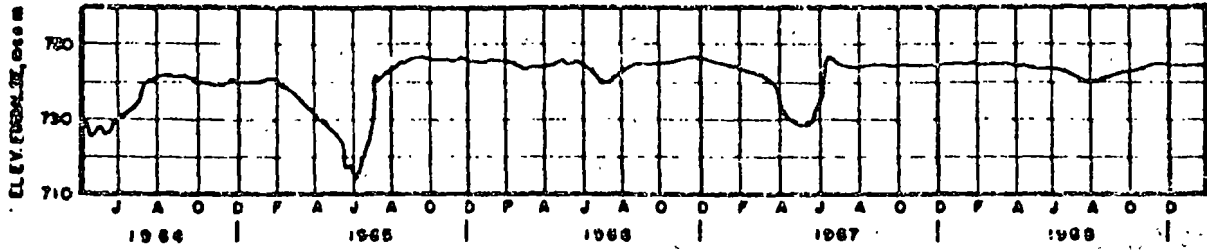
Toda el área tiene un sistema de control de desplazamientos horizontales y verticales a base de extensómetros superficiales eléctricos y mecánicos, bancos de nivel, líneas de colimación, inclinómetros, vertedores y piezómetros.



Se estabilizó el talud colocando 100 000 m³ de material en la zona resistente.



**Zona de deslizamiento cercana al vertedor de la presa Santa Rosa, Jal.
localización de instrumentos de observación**



Movimientos verticales - - - - -
Movimientos // al alineam. ————
Movimientos ⊥ al alineam. - - - - -

Desplazamientos verticales y horizontales en dos estaciones del vertedor de Santa Rosa

P. H. SANTA ROSA, JAL.

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

Costo de la Planta: $\$900 \times 10^6$

1.- Vertedor

- a) Movimiento de tierras.- $100\ 000\ m^3 \times \$50.00 = 5 \times 10^6$
 b) Instrumentación = 1×10^6
 c) Equipo, mediciones y proceso de datos = 1×10^6

2.- Otros taludes

- a) Anclaje postensados de 40 ton a 100 ton

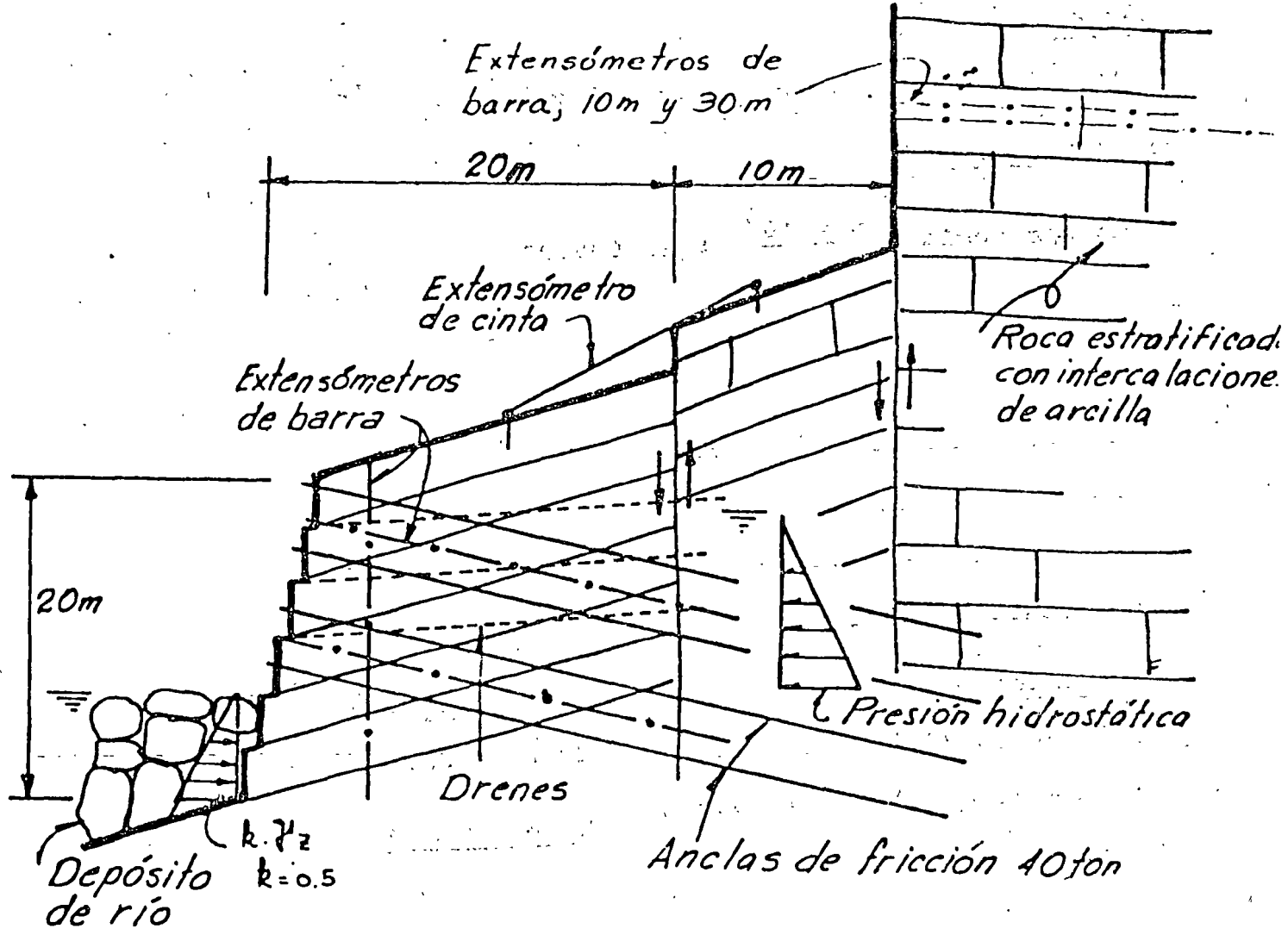
1 750 pzs x 15.000

$\$ 26.25 \times 10^6$

Costo relativo $\doteq 3 \%$

ANCLAJES EN TALUDES EN LA P.H. CHICOASEN, CHIS.

Cauce del río. Caliza estratificada con intercalaciones de arcilla. Se utilizaron 570 anclas de fricción de \varnothing 1 1/2" acero grado duro, con longitud variable entre 24 m y 32 m. Al profundizar la excavación se fueron realizando barrenos de drenaje. El control de desplazamientos se realizó mediante extensómetros mecánicos y superficiales complementados con nivelación de precisión.



TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN

ROCA ESTRATIFICADA

- Anclas
- - - Extensómetros
- . - . Drenes

P.H. CHICOASEN, CHIS.

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

1.- Estabilización bloques Planta de Producción de Materiales

No. de anclas: 50

Costo: $\$4 \times 10^6$ (Incluyendo renta de andamios + barrenos de drenaje)PérdidasEquipo: 1 Tractor; 1 cargador: $\$2 \times 10^6$ Vidas humanas: 3Costo por ancla = $\frac{6 \times 10^6}{50} = \$120\ 000.00$

Tiempo perdido: 5 meses

2.- Estabilización cauce del río

No. de anclas: 700

Costo por ancla = $\$20\ 000$ Costo total: $\$14 \times 10^6$ InstrumentaciónExtensómetros (27) $\$100\ 000$ Bancos de nivel (16) $10\ 000$ Referencias superficiales (7) $5\ 000$ Equipo de medición $100\ 000$ Med. y proc. de datos $100\ 000$ $\$ 315,000$ Drenajes20 barrenos x 30 m = $\$180\ 000$ Tiempo de trabajo: 3 meses

P.II. CHICOASEN, CHIS.3.- Fragmentación de bloques en Cañada Seca

Voladura de bloques	\$200 000
Protección de túneles falsos	<u>75 000</u>
	\$275 000

Tiempo perdido: 1 mes

P.H. IXTAPANTONGO, MEX.Zona de tubería de presión junto a la casa de máquinas

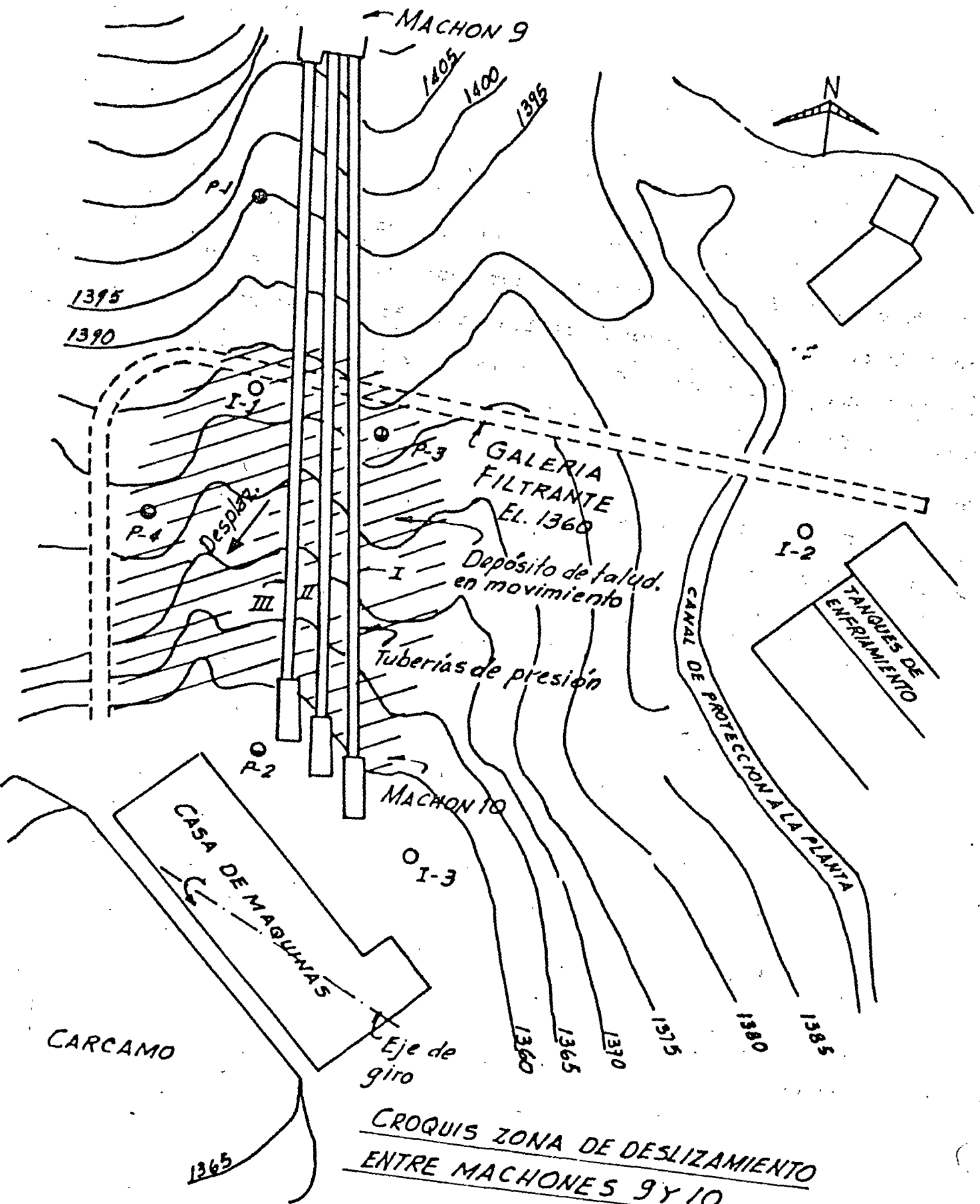
La conducción a presión está constituida por tres tuberías exteriores. En el tramo de llegada a la casa de máquinas entre los machones 9 y 10 estos conductos están apoyados sobre depósitos de talud constituidos por rocas volcánicas. Desde la época de construcción entre 1945 y 1952 hasta la fecha, se han producido movimientos de tipo "creep" en la zona correspondiente al depósito de talud con una velocidad de desplazamiento del orden de 5 mm/año en dirección diagonal con la tubería .

El movimiento se inicia desde el contacto con la roca fija aproximadamente a la mitad entre los apoyos 9 y 10 hacia abajo, incluyendo el cárcamo de la casa de máquinas que también ha sido alcanzado por este efecto ocasionando desplazamientos verticales diferenciales hasta de 15 mm que llevaron a la necesidad de renivelar la unidad No. 3 en el año 1975.

Los movimientos relativos entre el terreno y la tubería han producido empujes horizontales sobre los apoyos de las silletas de soporte que han ocasionado la ruptura de varias de ellas en vista de que no tienen libertad de desplazamiento transversal. Este efecto se ha disminuido eliminando las restricciones de los apoyos al movimiento transversal de la tubería. Se ha considerado que el movimiento del talud es ocasionado por el flujo de aguas subterráneas ya que el material de talud cubre parcialmente el cauce de un arroyo antiguo. Además de que durante las exploraciones geológicas en

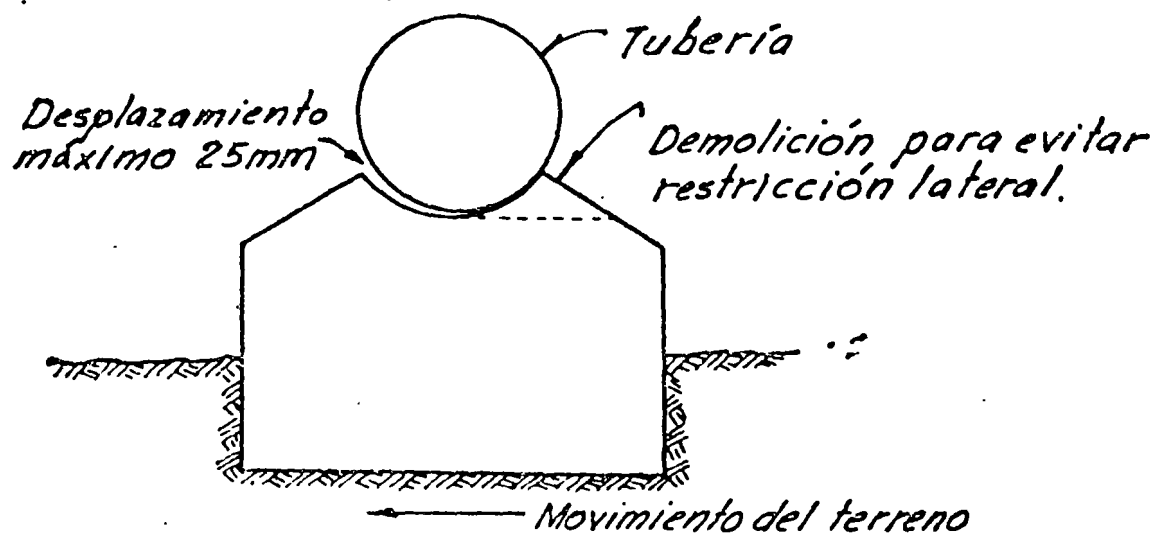
los años 1970 y 1973 se presentó artesianismo en un barreno del talud y en un barreno de la plataforma inferior de casa de máquinas. Con objeto de disminuir el movimiento de este talud en el año 1974 se construyó una galería filtrante a la elevación del pie del talud pasando a unos 25 m por debajo del terreno en la zona de contacto con la roca fija. Esta galería filtra un gasto de 4 lt/seg y faltan aún de ejecutar barrenos radiales habiéndose logrado disminuir la velocidad de movimiento a 1 mm/año.

Se tiene instalado un sistema de control de desplazamientos mediante colimación, extensómetros de cinta y nivelación de precisión, complementados con piezómetros e inclinómetros.

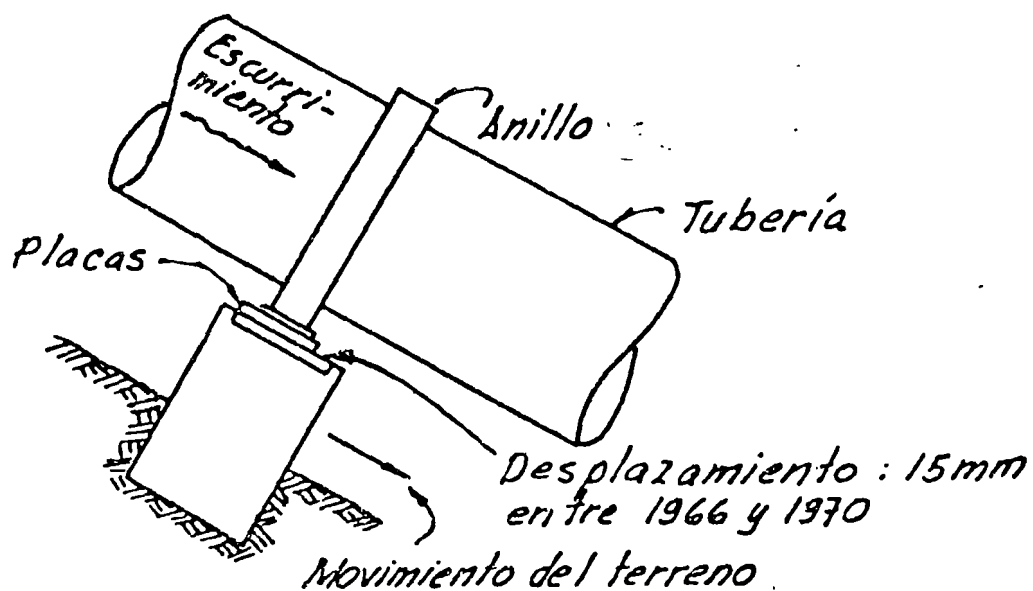


○ Inclinómetro

● Píezómetro

P. H. IXTAPANTONGO, MEX.

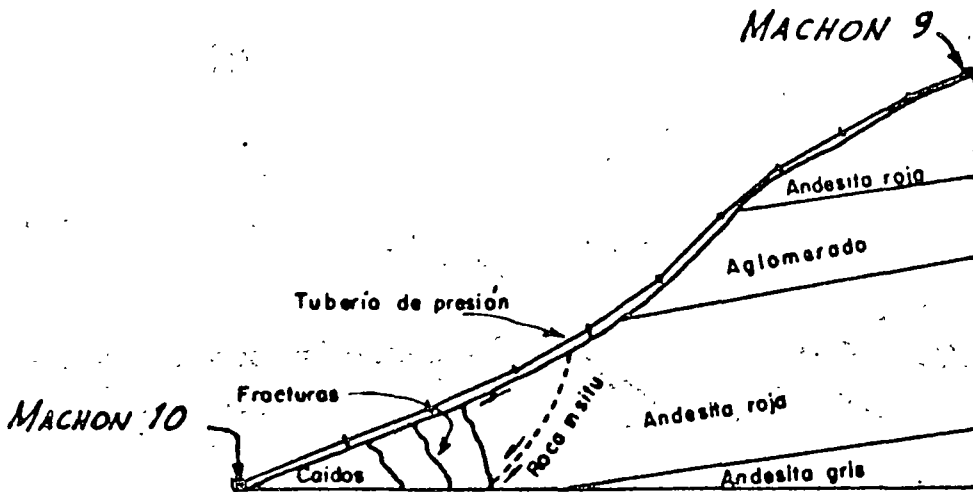
SILLETAS DE APOYO
PARA TUBERIAS I Y II
 (Vista desde aguas abajo)



SILLETA DE APOYO
PARA TUBERIA III

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE EL TERRENO Y LAS TUBERIAS

P.H. IXTAPANTONGO, MEX.

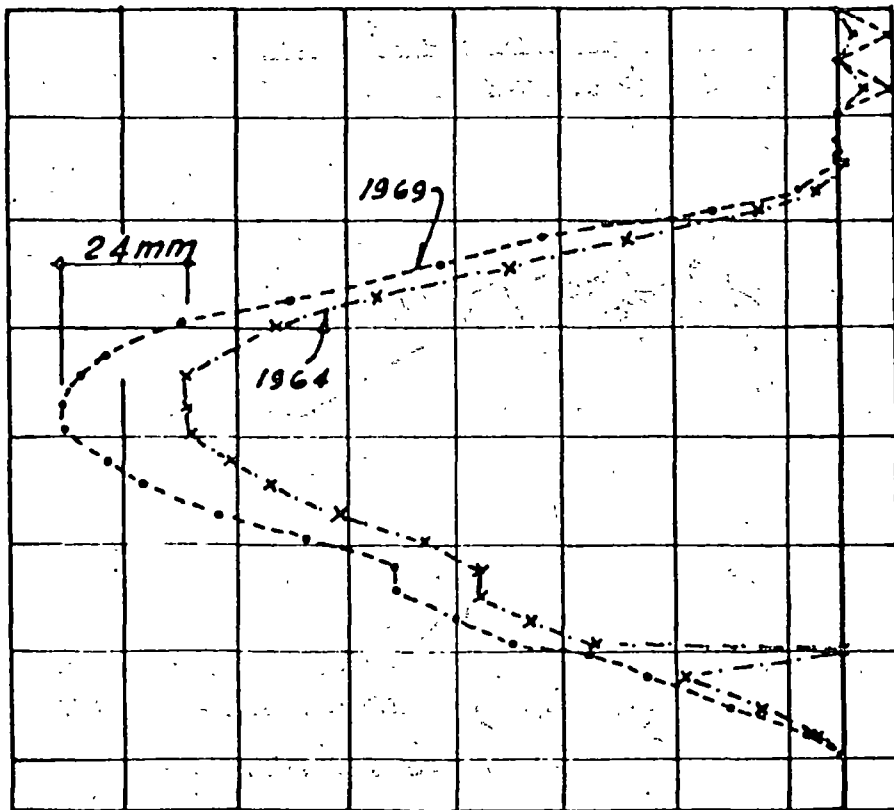


Perfil esquematizado mostrando las trazas de los diferentes flujos y la orientación que guardan las fracturas de tensión

Distancias en mm, derecha

Dist. mm. Izq.

150 130 110 90 70 50 30 10 0 10



TUBERIA I

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

P.H. IXTAPANTONCO, MEX.

COSTOS DE ESTABILIZACION DEL TALUD

Costo de la Planta: $\$150 \times 10^6$ Capacidad: 100 000 KW

a) Costo sistema de drenaje

Galería de drenaje	\$ 1 500 000	
Drenaje radial (barre- nos)	1 000 000	
Pantalla de drenaje	<u>400 000</u>	
	2 900 000	Costo relativo = 2 %

b) Costo de Instrumentación

Inclinómetros - 3	\$ 200 000	
Piezómetros (N y A) 8	120 000	
Fabricación referencias	50 000	
Equipo de medición	100 000	
Medic. y proceso datos	<u>500 000</u>	
	\$ 970,000	Costo relativo = 0.65%

c) Costo estudio geológico

Exploración y est. geológicos	\$ 1 000 000	
Top. de detalle	<u>50 000</u>	
	\$ 1 050 000	Costo relativo = 0.7 %

P.H. EL INFIERNILLO, MICH.Zona de vertedores y obra de toma

Los portales de entrada de los túneles vertedores y de toma sobre la margen izquierda, quedaron localizados en la formación del conglomerado silicificado con intenso fracturamiento de origen tectónico.

Cuando se excavaron los portales ocurrió un desplazamiento del talud, de 2 a 3 cm, en todo el frente de excavación, a través de uno de los planos de estratificación, con formación de grietas en varias zonas del corte. Se suspendió el trabajo y se excavaron dos galerías de exploración. A 5 m del frente, apareció una franja de roca intensamente fracturada y alterada. El resultado de estas investigaciones fué: 1) desplazar las estructuras del vertedor 12 m hacia el río, con objeto de reducir el volumen de la excavación y 2) aplicar en todos los cortes de esta zona, una poscompresión de 7 ton/m² mediante anclajes con inclinación de 45° respecto a los planos de estratificación y de 18 a 25 m de profundidad.

Se utilizaron barras de 1.25 pulgadas de diámetro, espaciadas a 2.5 m tensadas a 42 ton, también se usaron anclajes formados por alambres de acero, de 7 mm de diámetro. Ambos tipos se alojaron en perforaciones de 7.5 cm, fijando a la roca el tramo interior de 4 m con mortero inyectado. Periódicamente se verifica la tensión y a partir de la segunda revisión, la pérdida de carga en las anclas ha resultado menor que 10% por año.

P.M. EL INFIERNILLO, MICH.

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

Costo de la Planta: \$ 1400 x 10⁶

1.- Vertedor y Obra de Toma.- Estabilización de taludes en roca

No. de anclas: 2 000

Tipo de ancla: de Tensión, de barra \varnothing 1 1/2" x 18 m

Carga de trabajo: 40 ton

Costo por ancla: \$8 000.00

Costo total: \$16 x 10⁶

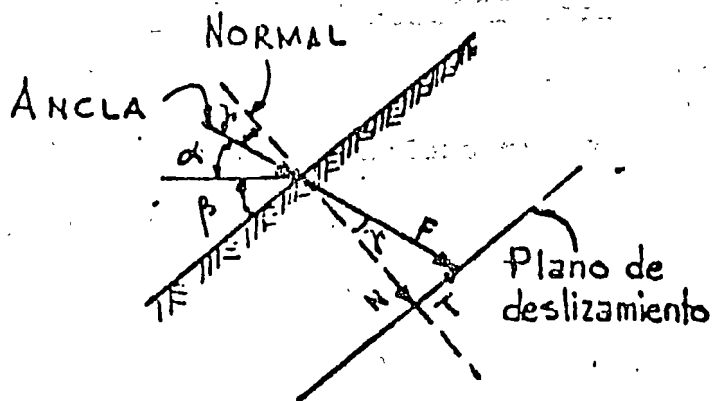
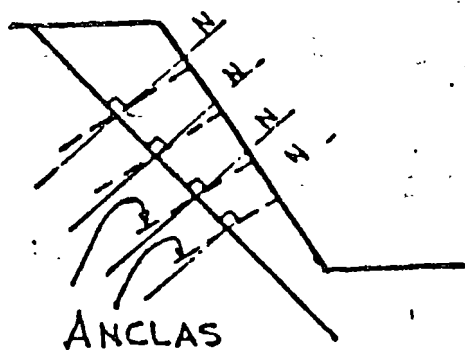
Costo relativo \doteq 1%

ANEXO

RESISTENCIA ADICIONAL DE LAS ANCLAS EN LA SUPERFICIE DE FALLA

Las anclas de tensión tienen un mejor comportamiento si están inclinadas respecto a la normal al plano de deslizamiento ya que tendrán componente normal y tangencial en dicho plano.

La resistencia adicional del ancla (R) en la superficie de deslizamiento puede expresarse en función de la carga F de las anclas como se indica:



$$R = T + N \tan \phi$$

$$F \cos \gamma = F \sin (\alpha + \beta)$$

$$\left(\frac{\pi}{2} - (\alpha + \beta) \right) = \gamma$$

$$F \sin \gamma = F \cos (\alpha + \beta)$$

$$R = F \left[\cos (\alpha + \beta) + \sin (\alpha + \beta) \tan \phi \right]$$

el valor máximo de R es:

$$\frac{dR}{d\alpha} = 0 = -F \sin (\alpha + \beta) + F \cos (\alpha + \beta) \tan \phi$$

$$\tan \phi = \tan (\alpha + \beta) \therefore \phi = \alpha + \beta$$

Conocido α y conocido ϕ se puede conocer la β del ángulo de inclinación de las anclas.



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



INGENIERIA GEOLOGICA

Anexo No. 1

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

METODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS

DR. RAUL CUELLAR BORJA



JULIO, 1978.

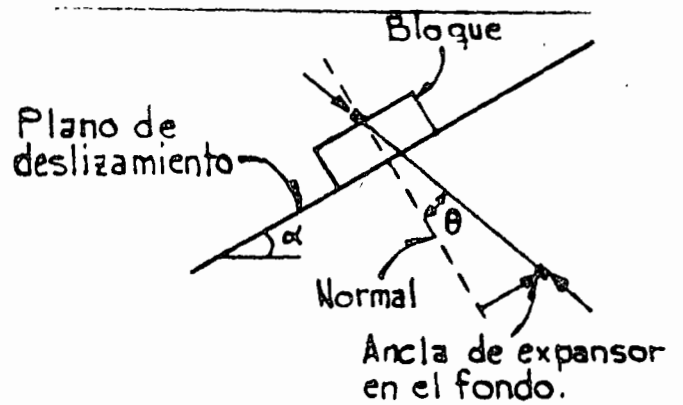
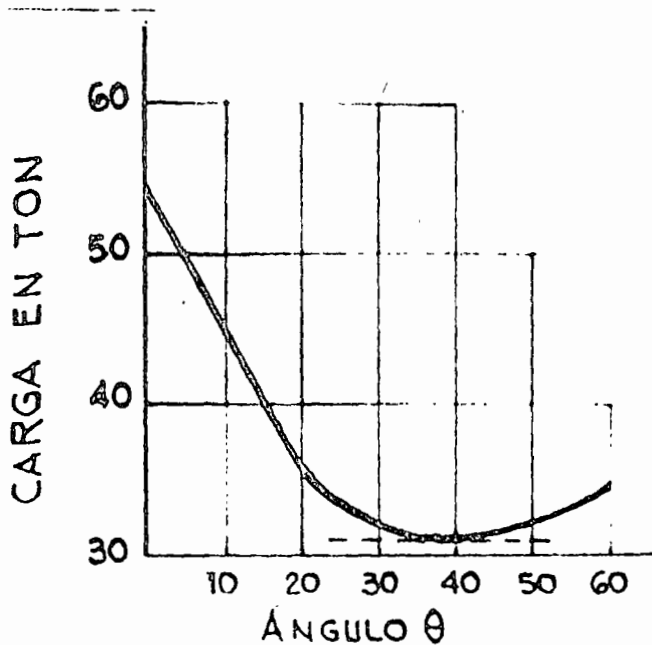
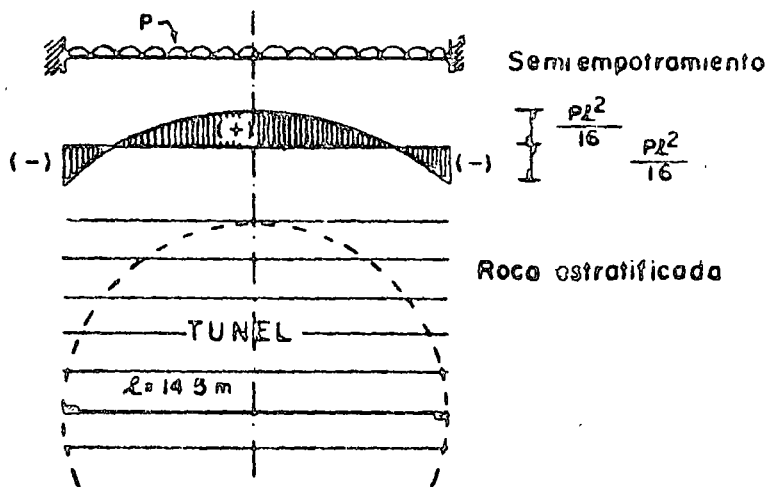


FIG. 13.. RELACION ENTRE LA CARGA DEL ANCLA Y EL ANGULO DE LA MISMA CON LA NORMAL AL PLANO DE DESLIZAMIENTO*
 * Conferencia por el Dr. Franklin en 1970 en Cía. Solum. S.A.

Ejemplo de cálculo de anclas para un túnel de 14.5 m de diámetro



Datos:

l = claro de la losa

p = carga uniforme repartida

h = peralte de la losa

b = ancho unitario de la viga

R' = esfuerzo de tensión bajo flexión (módulo de ruptura)

De la fórmula de la escuadría: $R' = \frac{M}{I}$ y

$$\therefore R' = \frac{\frac{pl^2}{16}}{\frac{bh^3}{12}} \cdot \frac{h}{2}; \quad R' = \frac{pl^2}{16} \cdot \frac{6}{h^2}$$

sustituyendo: $p = \gamma h$; donde γ = peso volumétrico de la roca

$$\text{se tiene: } R' = \frac{\gamma h^2}{16} \cdot \frac{6}{h^2} \therefore h = \frac{3}{8} \frac{\gamma l^2}{R'}$$

Si tenemos como datos que $\gamma = 2.5 \text{ ton/m}^3$ y que la resistencia en compresión simple de la roca es de 400 kg/cm^2 , tenemos que estimar el valor del módulo de ruptura como sigue:

Aproximadamente la resistencia en tensión brasileña es igual a la décima parte de la resistencia en compresión simple, entonces se tiene lo siguiente:

Resistencia en compresión simple = 400 kg/cm^2

Resistencia en tensión brasileña = $0.1 \times 400 = 40 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia en tensión bajo flexión (módulo de ruptura)

$$R' = 2 \times 40 = 80 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores en la expresión (1) resulta:

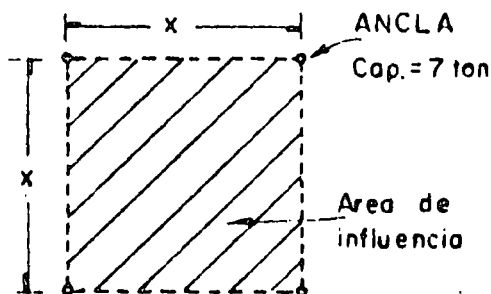
$$h = \frac{3 \times 2.5 \times 14.5^2}{8 \times 800} = 0.25 \text{ m}$$

De donde resulta que el peralte de losa de roca que se autosoporta es de 25 cm.

El número de anclas se calcula como sigue:

Se supone una capacidad de trabajo del ancla por ejemplo de 7 ton para barras redondas lisas $\varnothing 1"$ de acero grado estructural.

La separación de las anclas se calcula tomando su área de influencia como sigue:

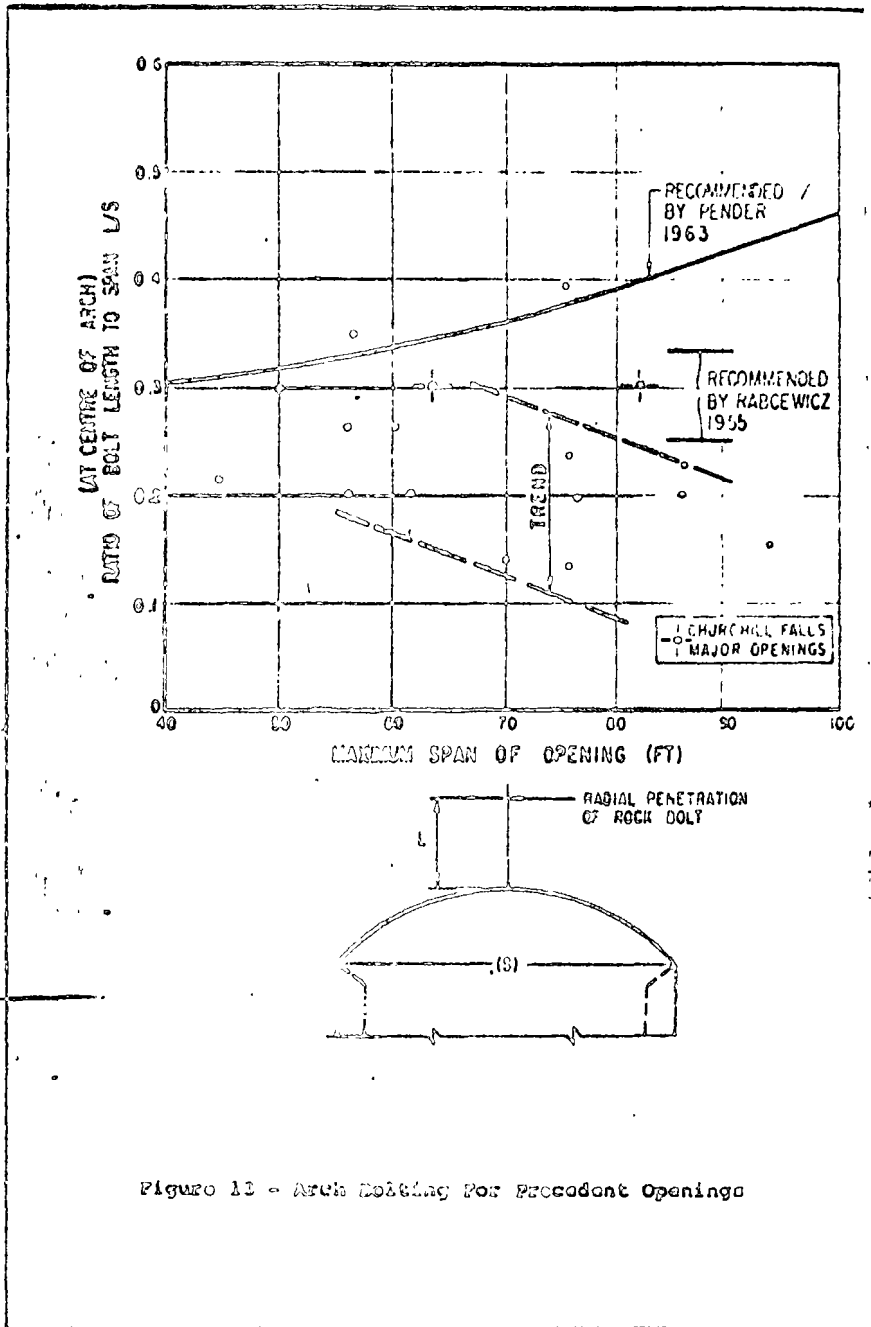


$$\text{Area por peso de roca} = \text{Cap. de ancla} \\ x^2 \times 0.25 \times 2.5 = 7$$

$$x = \frac{7}{0.625} ; x = 3.4 \text{ m}$$

Si se observa que este espaciamiento es mayor que la separación entre fracturas verticales entonces se cierra el espaciamiento a criterio del proyectista.

En la práctica la longitud de las anclas varía generalmente entre 0.3 a 0.4 la longitud del claro del arco.



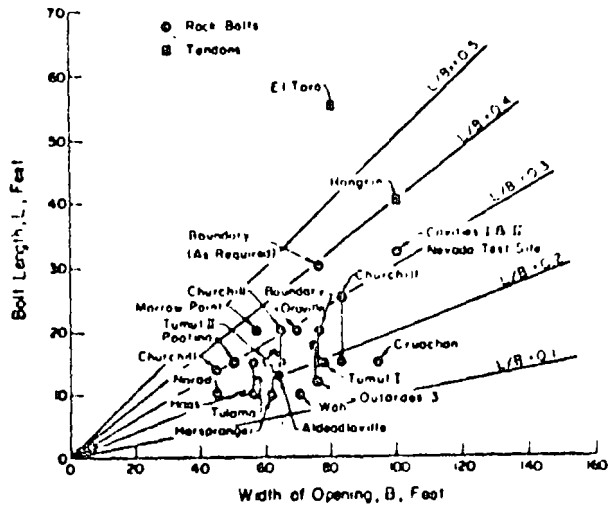


FIG 11 BOLT LENGTHS USED IN CROWN OF CAVERNS

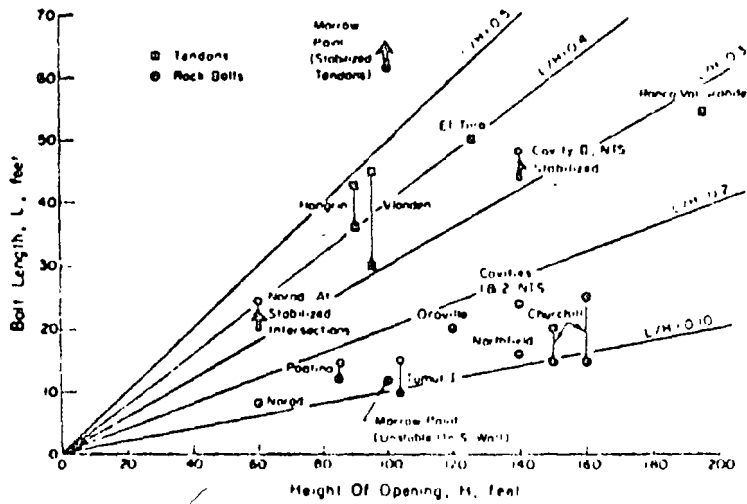


FIG 12 BOLT LENGTHS USED ON CAVERN WALLS

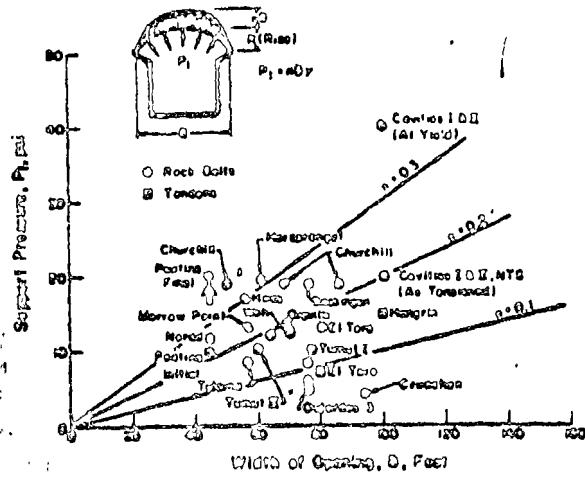


FIG. 9 SUPPORT PRESSURES USED IN CROWN OF CAVERNS

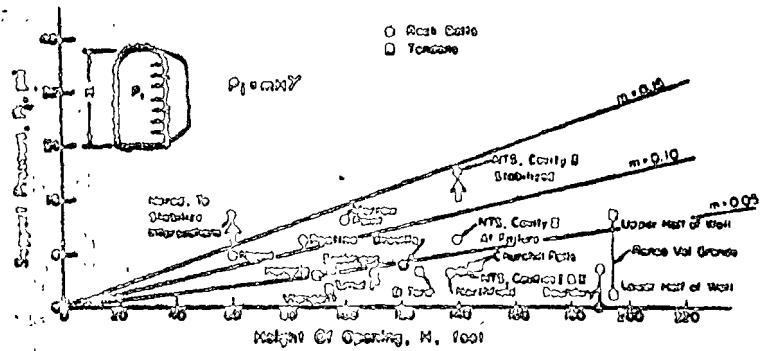


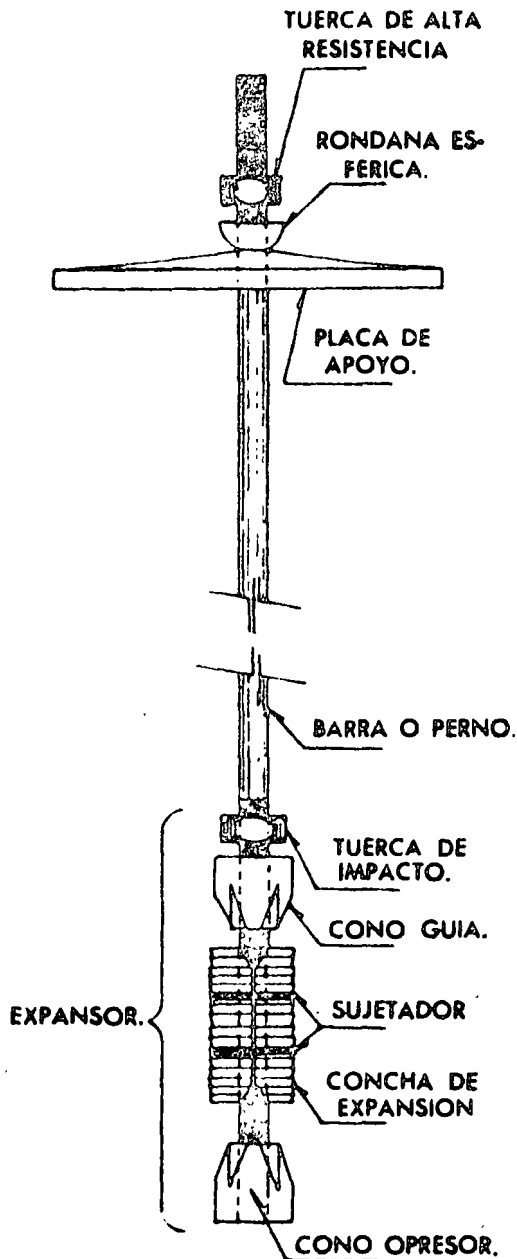
FIG. 10 SUPPORT PRESSURES USED ON CAVERN WALLS

Crown Support Pressures

In small openings (less than 40 feet in width) rock bolts are commonly specified on the basis of the spacing required to support and hold all the rock slabs. Closer spacings are specified in poor quality rock while wide patterns or occasional bolts only are specified in excellent quality rock. Under such

SISTEMAS DE ANCLAJE PARA ROCA

En los últimos años se han empleado con gran éxito los sistemas de anclaje como elementos adicionales de soporte en las excavaciones en roca de minas, túneles, galerías, lumbreras y casas de máquinas. GEOSISTEMAS, S. A., se ha dedicado al estudio de estos sistemas, desarrollando nuevos tipos de anclas cuyo funcionamiento sencillo y eficaz, proporciona a las excavaciones seguridad, rapidez y economía.



VENTAJAS QUE REPRESENTA EL USO DE ANCLAS

- .) Sirven para incrementar la capacidad de soporte natural de las excavaciones subterráneas en roca.
- .) Se emplean como elementos auxiliares para estabilizar taludes, cortes en roca, etc.
- .) Pueden emplearse en combinación con estructuras convencionales de ademe como son los marcos de acero y madera, el concreto lanzado, mallas de alambre, soleras, etc., para garantizar el soporte de la excavación.
- .) Aceleran el avance de la excavación dada la rapidez y facilidad de instalación.
- .) Proporcionan una economía que en algunos casos representa hasta un 50% en costo y tiempo, comparado con otros sistemas de soporte.
- .) Mediante una sencilla instrumentación puede controlarse el correcto funcionamiento del sistema, lo que redundará en una mayor seguridad de la excavación.
- .) No obstruyen las maniobras de excavación, ya que al ocupar el mínimo de espacio la sección excavada queda prácticamente libre una vez colocadas las anclas.
- .) Permiten sujetar instalaciones básicas para el desarrollo de la excavación (tuberías para agua, cables de luz, conductos de aire a presión, etc.)

Contando con un grupo de técnicos especializados, GEOSISTEMAS, S. A. le ofrece servicios completos de diseño, fabricación, instalación y supervisión de los sistemas de anclaje.

WILLIAMS

HOLLOW BAR "SPIN-LOCK"

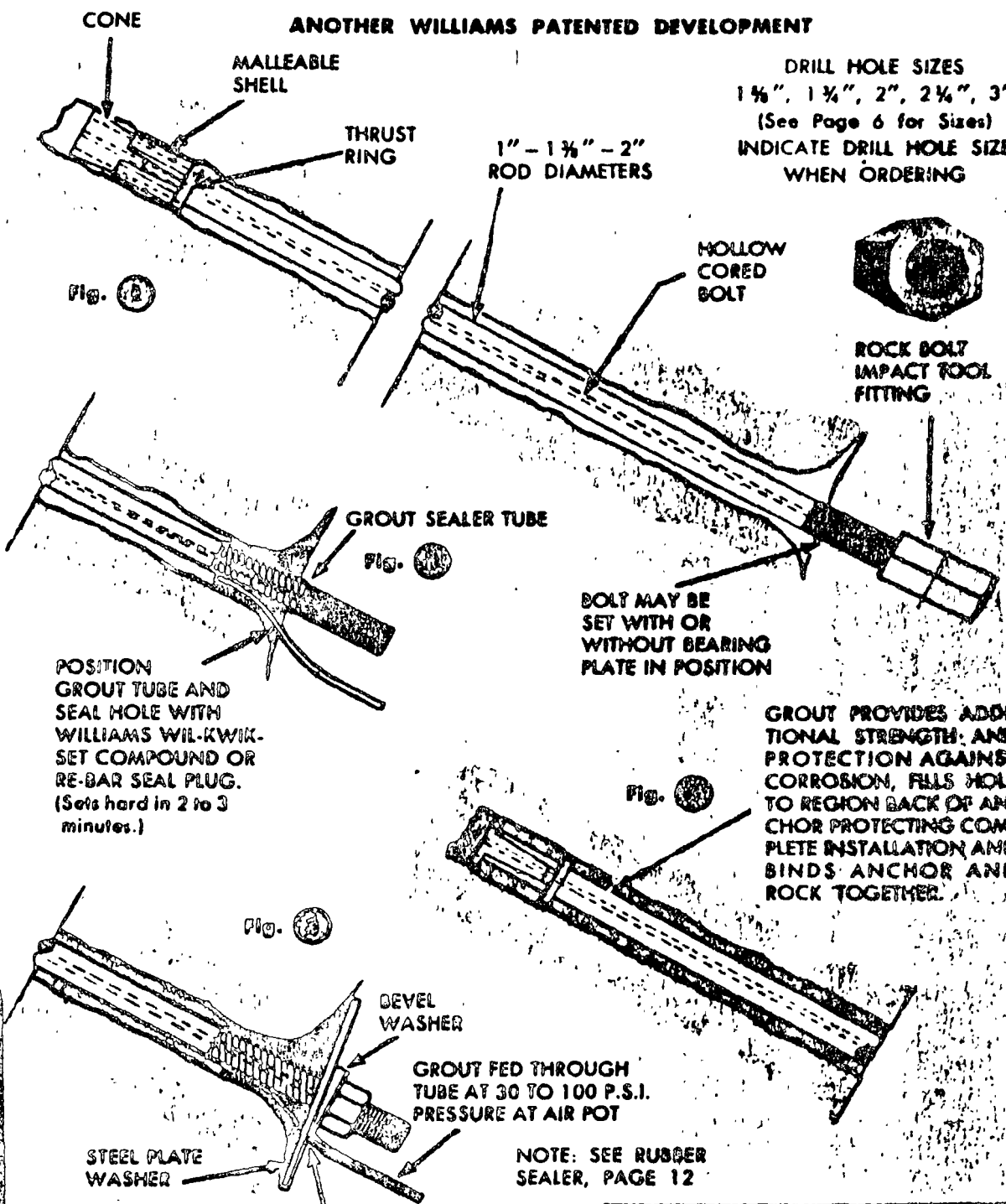
PRE-STRESSED GROUTABLE

THE GREATEST ADVANCE IN ROOF BOLTS APPLICATIONS IN TUNNEL CONSTRUCTION

SHIPPED COMPLETELY ASSEMBLED

ANOTHER WILLIAMS PATENTED DEVELOPMENT

DRILL HOLE SIZES
1 1/4", 1 3/4", 2", 2 1/4", 3"
(See Page 6 for Sizes)
INDICATE DRILL HOLE SIZE
WHEN ORDERING



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

BOLT MAY BE
SET WITH OR
WITHOUT BEARING
PLATE IN POSITION

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

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

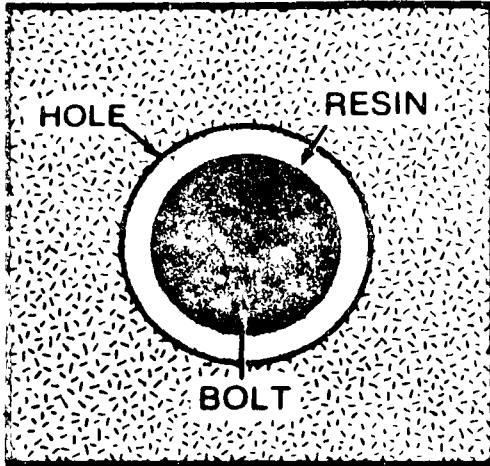
NOTE: SEE RUBBER
SEALER, PAGE 12

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

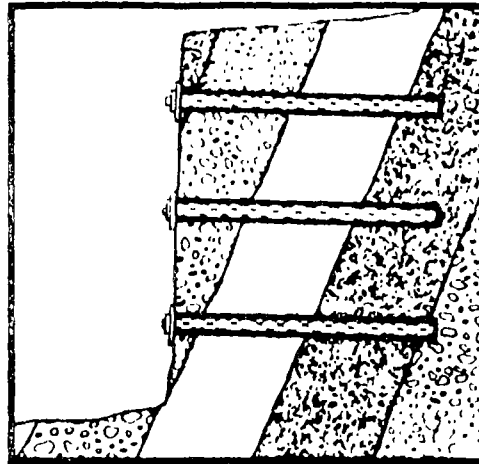
PLASTIC GROUT TUBE
FITS THROUGH KEYHOLE
SLOT IN SQUARE WASHER



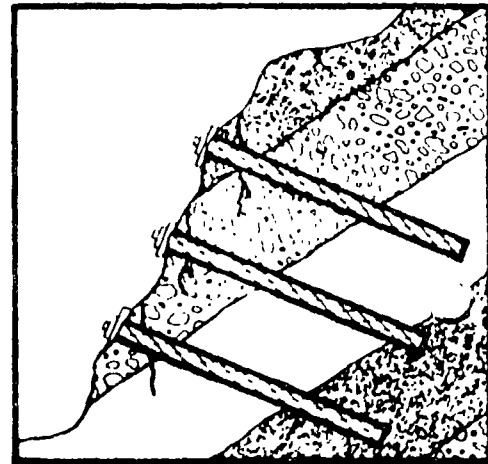
a need to improve rock support



a. THE FASLOC COMPONENTS



b. RIB STABILIZATION



c. SLOPE STABILIZATION

The purpose of a rock bolt system is to resist strata movement. Generally the load taken by the rock bolt support system depends largely on the development of frictional force between the surface of the rock and the rock bolt anchorage system. Anchorage integrity depends upon the extent to which these forces are developed and a rock bolt system should achieve as

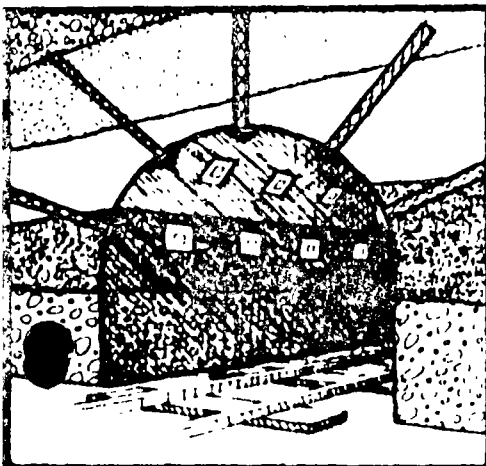
much anchorage as possible with the inside surface of the hole in which it is placed. The FASLOC® resin anchored bolt system uses a high strength polyester resin to anchor the entire length of the steel bolt to the surrounding rock strata. (See illustration a.) This unification of the resin, bolt and strata layers provides the necessary strength and rigidity to

anchor the individual stratified layers and resist further movement and deterioration. Examples of typical installations are shown in the illustrations (b, c, d, e and f).

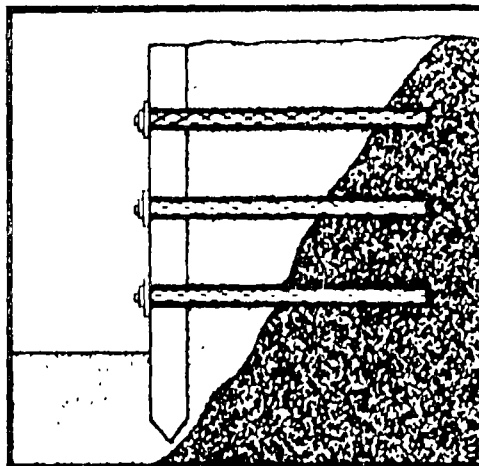
Theoretical analysis suggests that the reinforcement effect of the FASLOC resin bolt system may be increased by pretensioning the bolts to some value usually between

50% and 80% of the yield point of the bolts. This can be accomplished by using a fast-setting FASLOC resin at the "in-hole" end and a slower FASLOC resin "outby" that will set and hold the pre-tension that has been applied to the bolt. Pre-tension specifications are usually set by the designer. See page 9 for pre-tension installation techniques.

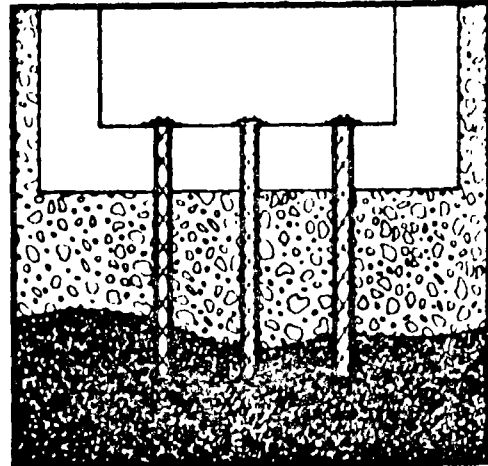
d. TUNNEL SUPPORT



e. TIE BACKS



f. TIE-DOWNS

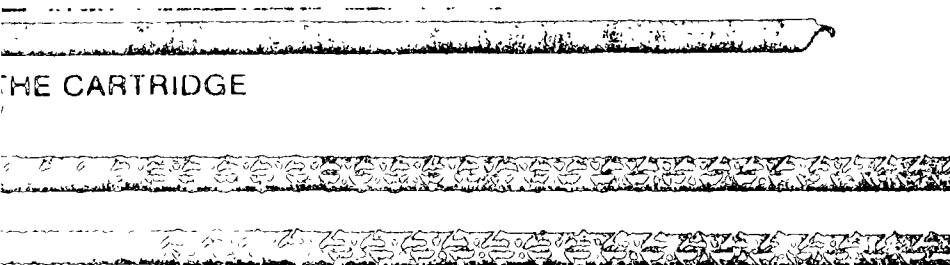


DuPont has the answer

FASLOC[®] T

resin anchored bolt system

... composed of a
... unique resin cartridge
... and a steel bolt



THE CARTRIDGE

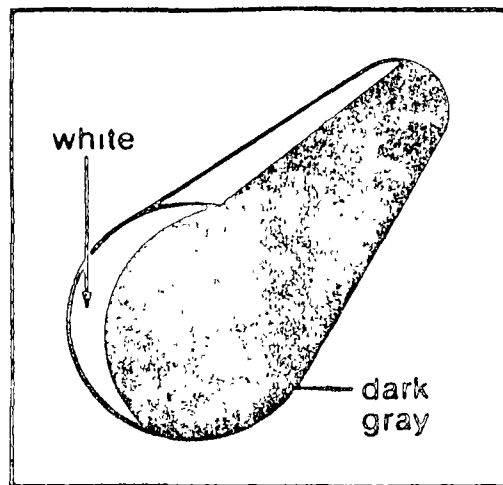
THE BOLTS

polyester resin in the
... length of the bolt to
... surrounding strata. This
... of the resin, bolt
... strata layers provides
... necessary strength and
... to prevent the sag
... acting as a reinforcement
... anchors the individual
... layers of rock into
... high strength beam
... two-compartment

cartridge shown in the
... illustration (g) above consists
... of a heat-sealed tube of
... MYLAR[®] polyester film
... clipped at both ends. One
... compartment contains a dark
... gray resin, the other, a white
... catalyst. A cross section of
... this structure is shown in the
... illustration (i) above. Two
... typical steel bolts are shown
... above (illustration h).
... A film barrier of MYLAR

prevents migration between
... the resin and the catalyst to
... provide optimum shelf life.
... The excellent chemical
... resistance of MYLAR
... minimizes the migration
... from the inside and the
... absorption of the atmosphere
... moisture from the outside.
... The light-weight, dimensionally
... stable casing of MYLAR is
... strong enough to withstand
... rough handling, but shreds

quickly and thoroughly during
... the installation procedure.
... The DuPont resin formulation
... is thixotropic and fast setting.
... This reduces viscosity during
... insertion of the bolt and
... permits relatively low force
... and torque. The results
... are fast installation, rapid
... achievement of full strength,
... and a minimum tendency
... for ungelled resin to drip from
... the holes during installation.



i. CROSS SECTION

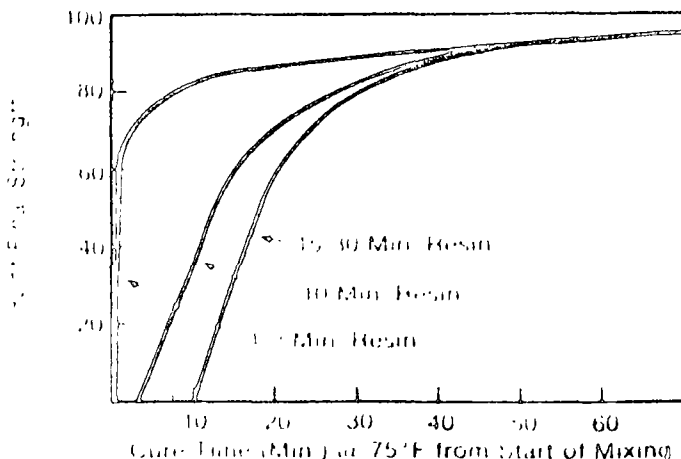
Table 1 Physical Properties of Cured Resin

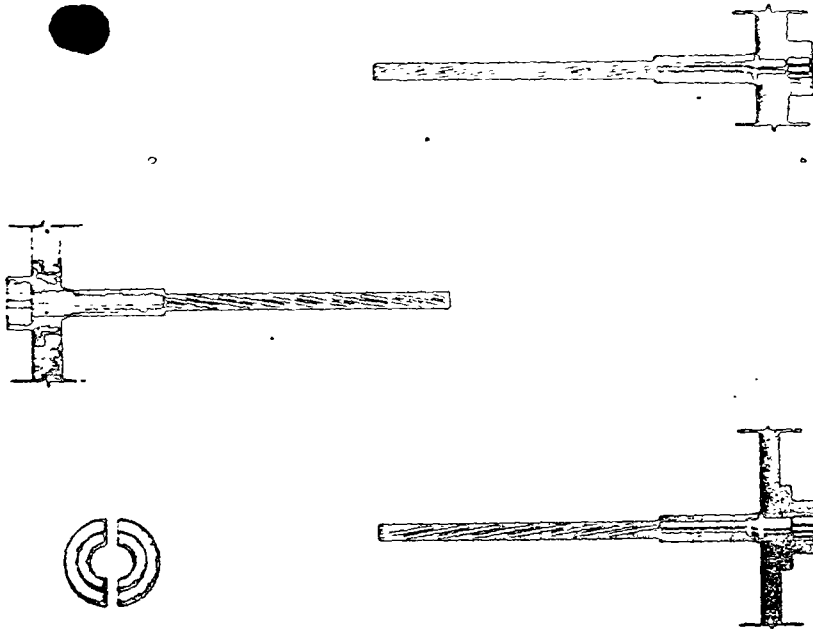
	FASLOC [®] T
Compressive Strength (PSI)	17,000
Compressive Mod (10 ⁶ PSI)	1.4
Tensile Strength (PSI)	4,800
Elongation at Break (PSI)	6,000
Elongation Modulus (10 ⁶ PSI)	1.3
Elongation at Failure	5%

... difficulty of preparing ASTM
... specimens with fast gelling
... (g) resins above properties
... and from 5-10 minute (0510) gel
... FASLOC T Field experience

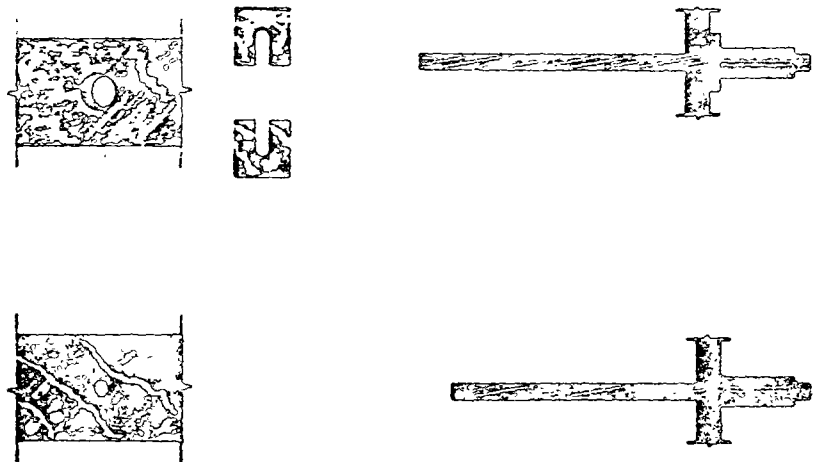
... indicates that all FASLOC T cured
... resins produce comparable anchorage
... strengths. Specific applications should
... specify field pull tests under actual job
... conditions. (See Table 2, page 4)

Figure 1 Resin Strength vs. Cure Time

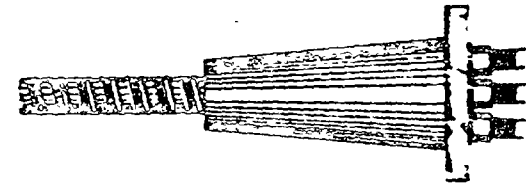
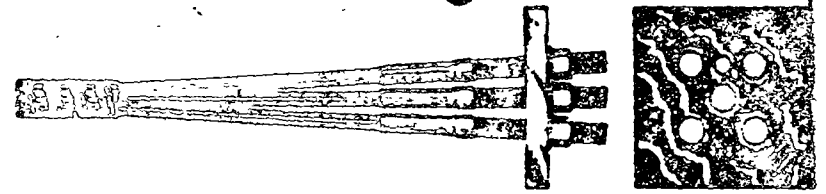




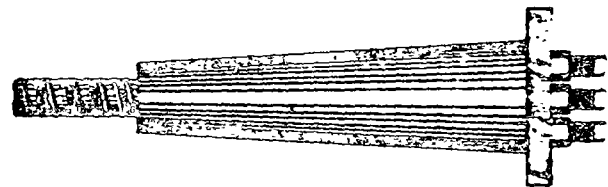
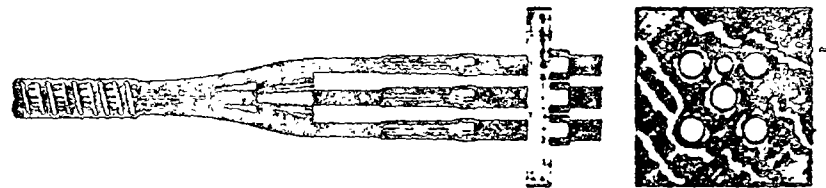
Andajes tipo B sujetos con arandelas seccionadas o por apoyo directo.



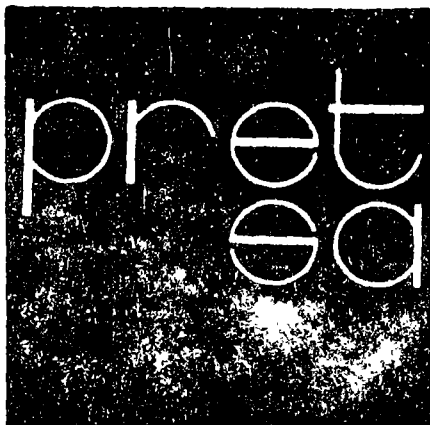
Andajes tipo F sujetos con piezas ranuradas o por apoyo directo.



Cabeza de anclaje tipo múltiple para sujetar cualquier número de tendones.
El ajuste se realiza independientemente en cada tendón.



Cabeza de anclaje tipo múltiple para sujetar cualquier número de tendones.
El ajuste se realiza independientemente en cada tendón, o simultáneamente toda la cabeza.



Maquinaria LYU

Ahorro de cimbra
Facilidad en la colocación
Rápida de ejecución
Superficie impermeable sin juntas que sellar
Instalaciones eléctricas ocultas
dentro del firme armado
Aislante térmico y acústico
Rigidez ante cargas verticales
Rigidez ante acción sísmica
BAJO COSTO

Logo Maquinaria LYU

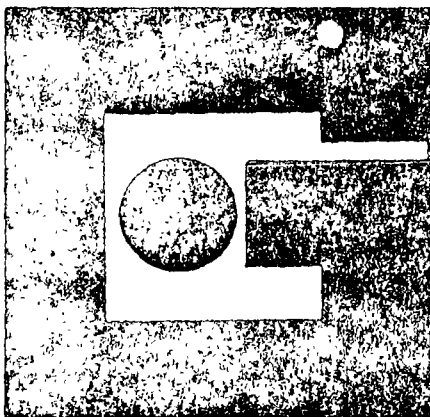


Un avance considerable en la construcción es sin duda la utilización del prefuerzo. El sistema de prefuerzo B.B.R.V. por su versatilidad, puede ser utilizado en la aplicación de pequeñas y grandes cargas concentradas para postensionar trabes de concreto y acero, tomar coscos de arcos, absorber tensiones en bordes de cascarones, realizar anclajes en roca y en cualquier otra estructura que lo requiera, bien sea en taller o in situ.

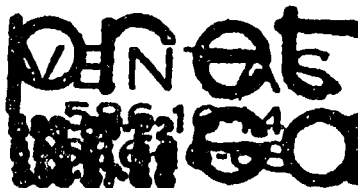
CONCRETOS, S.A., es representante y concesionario de este sistema en México y Centro América y ofrece el siguiente servicio:

Información técnica, Asesoría y supervisión, Manufactura de cables, Instalación de cables, Aplicación de cargas e inyección de mortero.

Nuestro personal, ingenieros y técnicos especializados, cuenta con los conocimientos y experiencia necesaria para abordar cualquier problema y utilizar satisfactoriamente el sistema de prefuerzo B.B.R.V. en la solución de cada problema.



Oficinas de Ventas :
Insurgentes Sur 421
Dep. B-308
México 11, D. F.
Tele: 6-74-33-38
Tele: 6-74-38-70



GRUPO
INDUSTRIAL
DE
LA
CONSTRUCCION

Oficinas Generales:
Zona Industrial
La Presa, Edo. de México
Tele: 6-17-74-68
Tele: 6-17-74-67

PRET

ANCLAJES EN SUELO: Es un anclaje desarrollado para el uso en cablejuntas, y sus diversas aplicaciones, para maquinaria y estabilización de la roca. En un agujero taladrado en la roca se introduce un ensamble especial que contiene la cabeza fija, el cable de alambre y la cabeza móvil en el extremo libre.

Una primera inyección de lechada en el extremo interior permite que el cable se adhiera a la roca anclándolo perfectamente; al fraguar, se tensa el cable y se inyecta mortero en el resto del ducto para protección de los alambres.

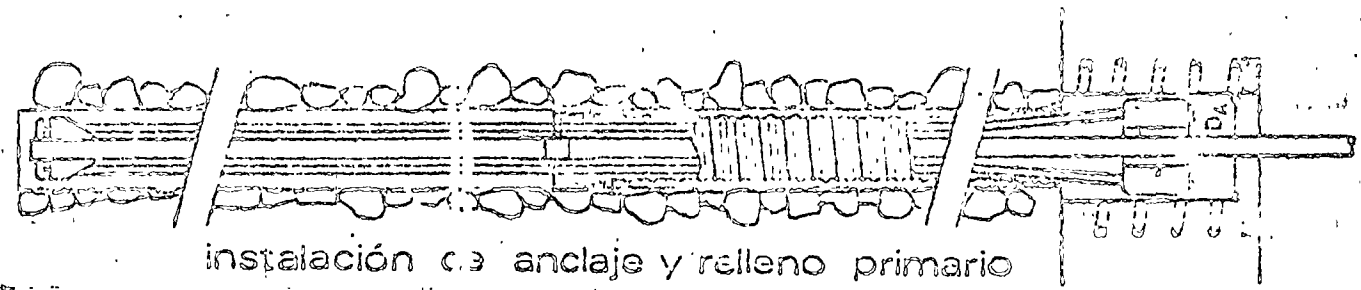


instalación de anclaje y relleno primario

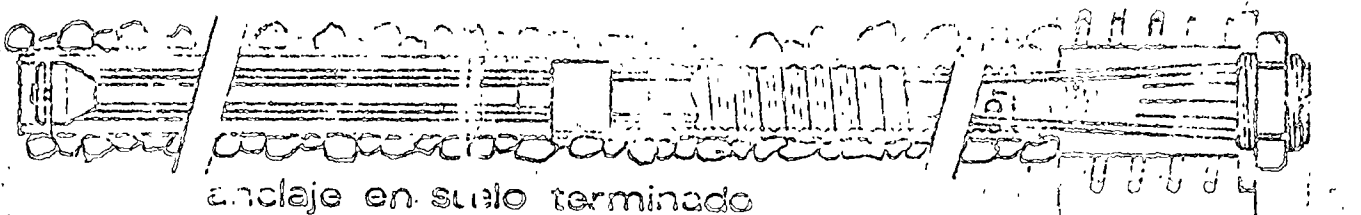


anclaje en suelo terminado

ANCLAJE EN SUELO TIPO GI-RECOMENDADO PARA SUELOS QUE PERMITAN PERFORACIONES UNIFORMES



instalación de anclaje y relleno primario



anclaje en suelo terminado

ANCLAJES RECOMENDADOS EN SUELOS QUE NO PERMITAN PERFORACIONES UNIFORMES

DYWIDAG Mono-Bar Soil Anchor with simple protection against corrosion

Free length 1" and 1 1/2" dia.
 Working stress 350 ksi

See drawing for details

and wedge washers
 Soldier beam and waling
 Washer
 Wedge-shaped washer

Sealing nut
 Sealing cap
 Hexagonal lock-nut
 Bearing washer

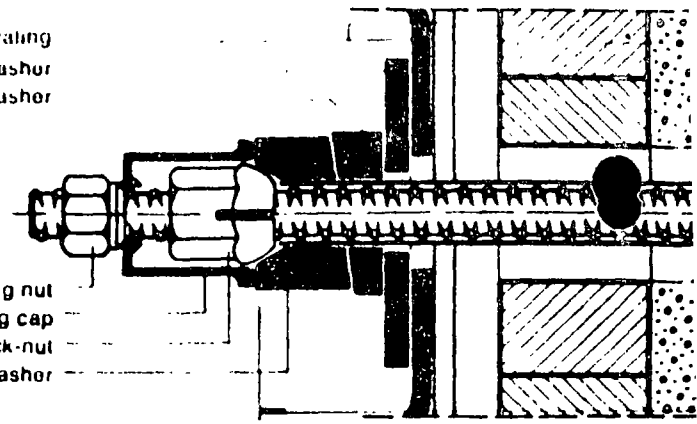


Plate anchorage

Seal
 Sealing nut
 Sealing compound
 Sealing cap
 Hexagonal lock-nut
 Anchor plate
 Concrete Block

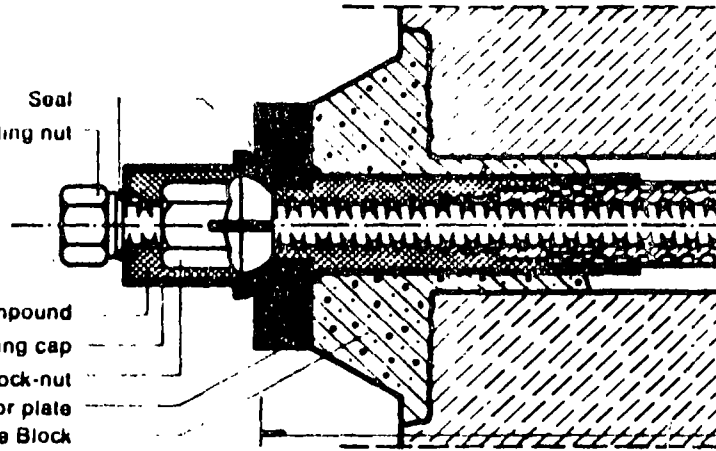
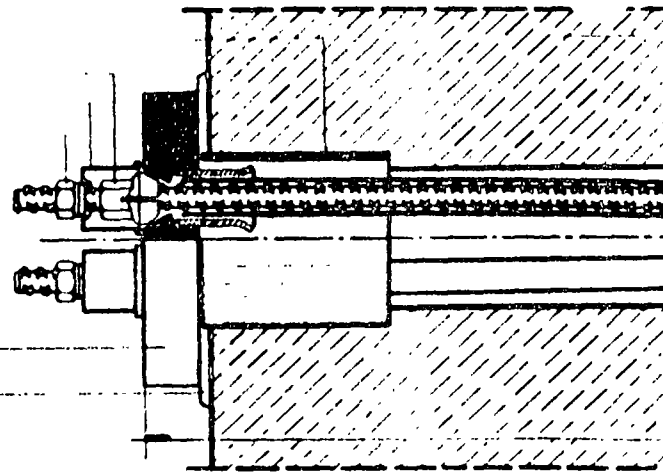


Plate anchorage

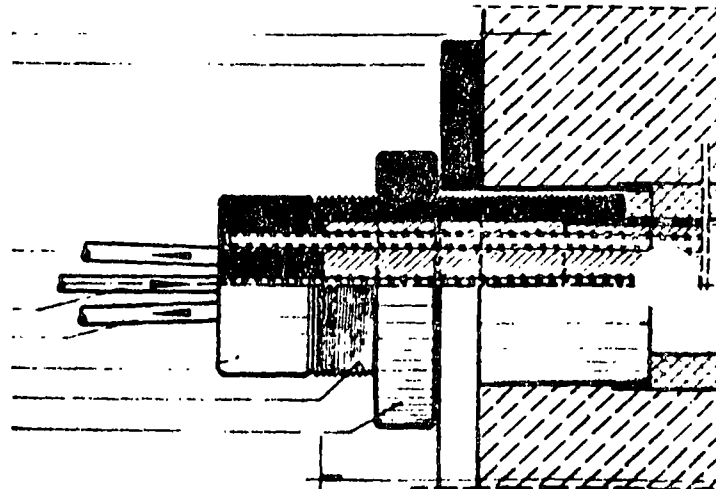
Steel tube
 Hexagonal lock-nut
 Sealing cap
 Sealing nut

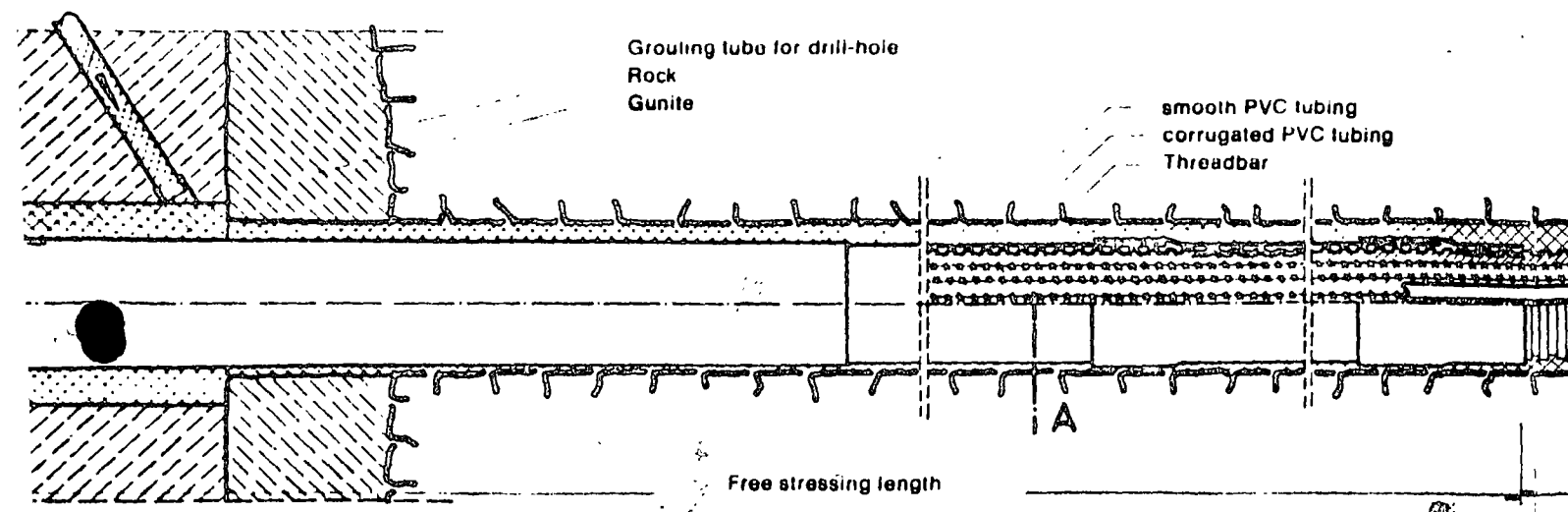
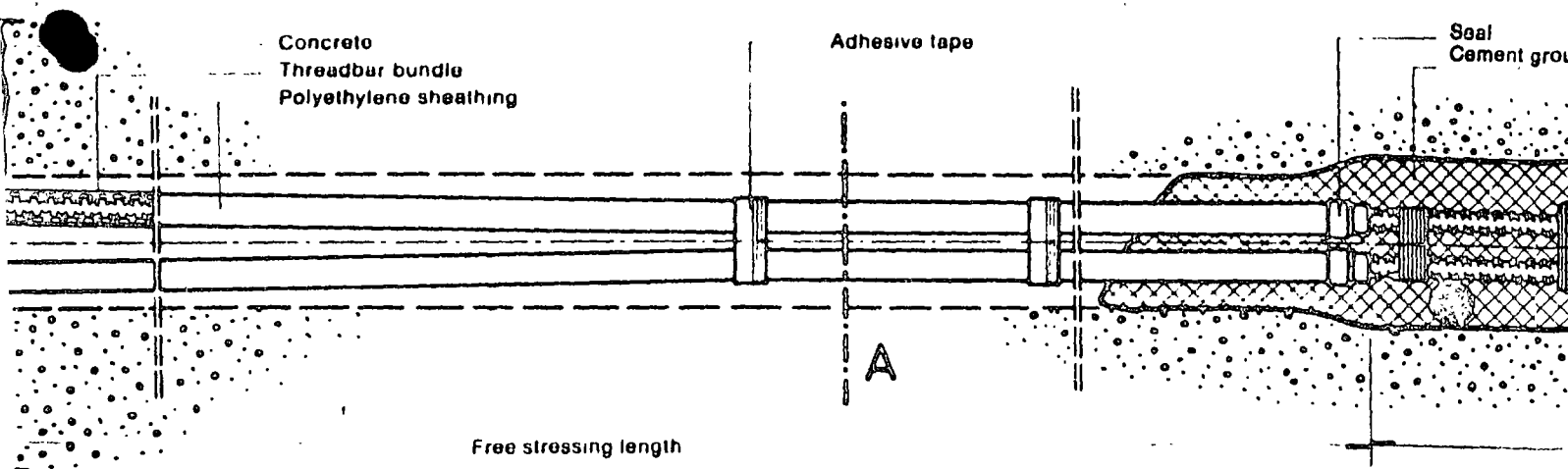
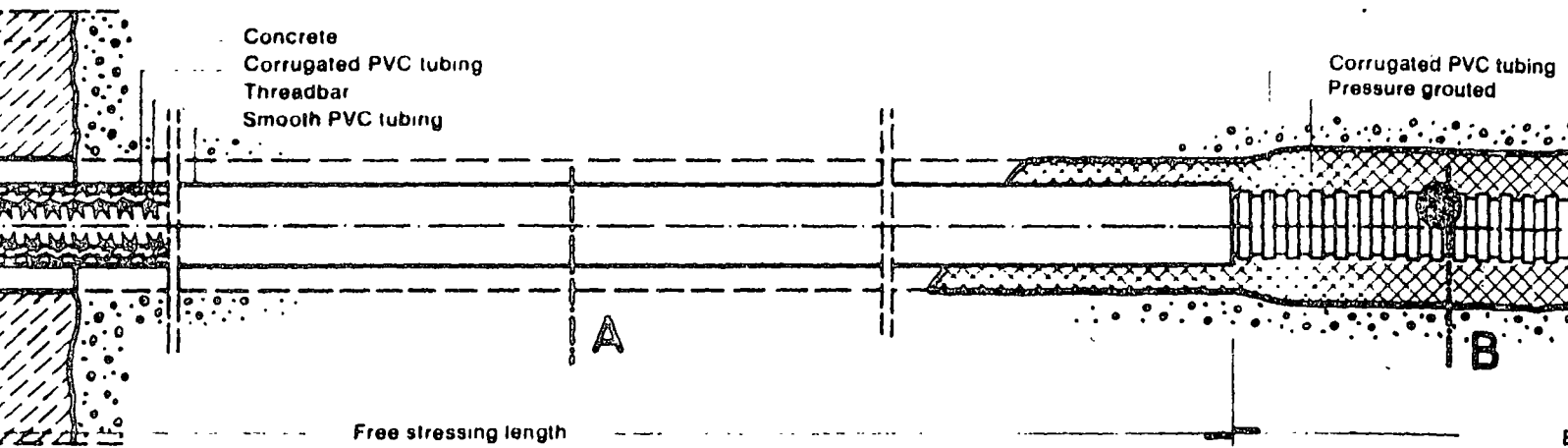
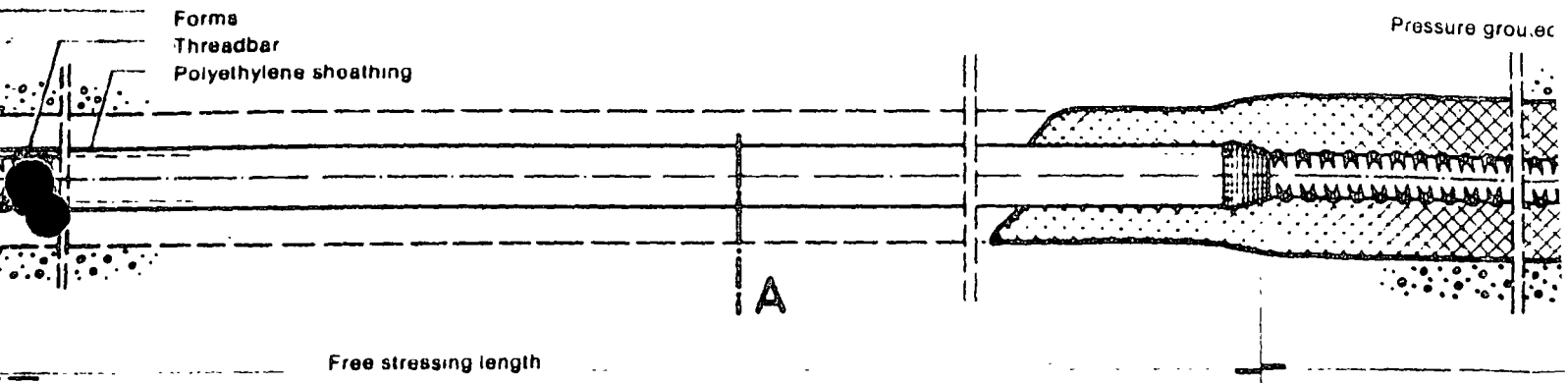
Anchor plate
 Support plate

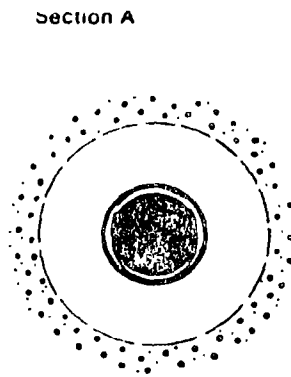
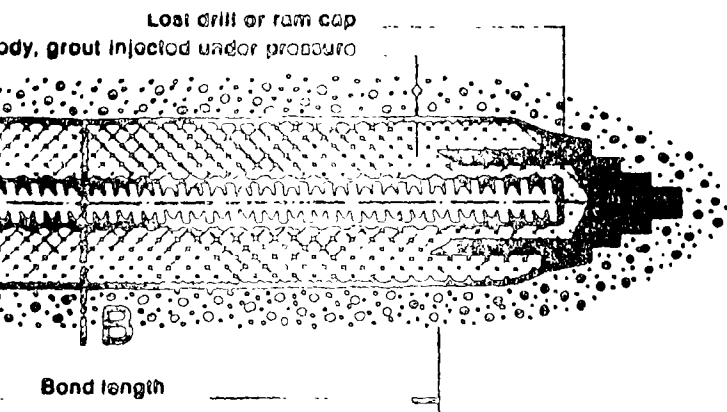


Concrete
 Anchor plate

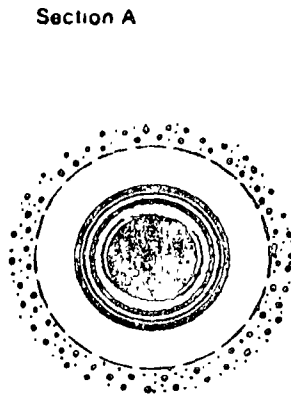
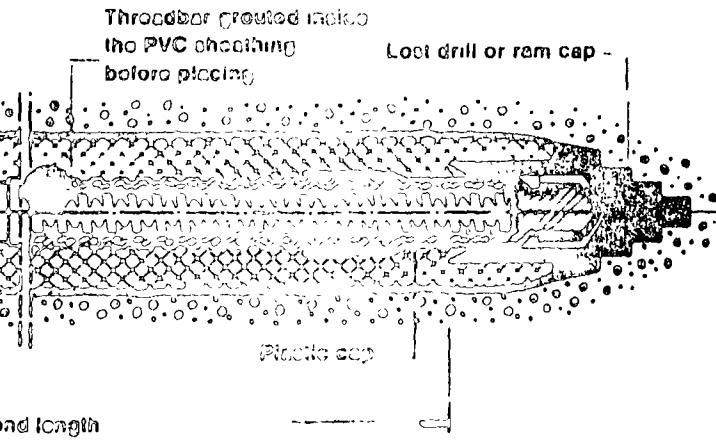
Venting tube for interior space of anchor
 Grouting tube for interior space of anchor
 Venting tube for drill-hole
 Anchorage head
 Threaded sleeve
 Round nut



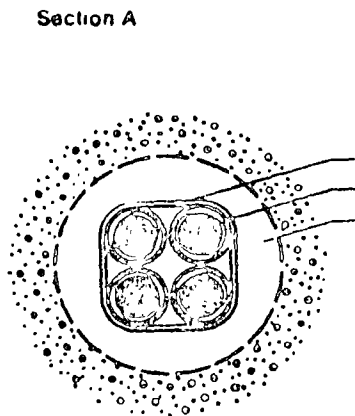
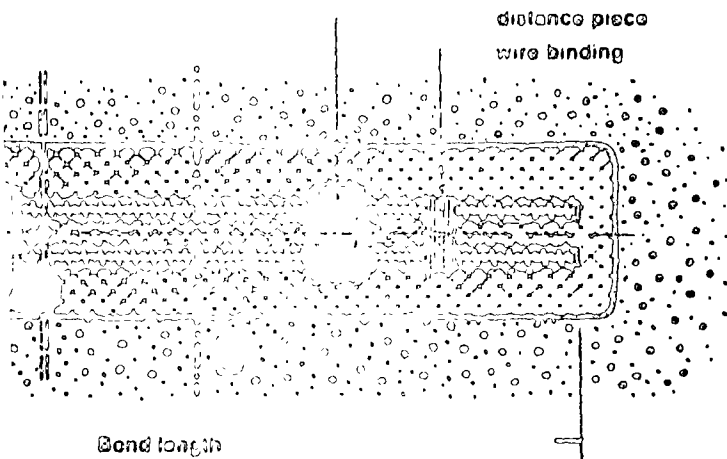




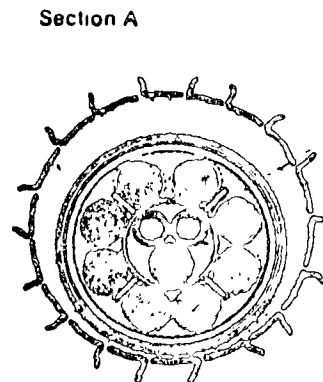
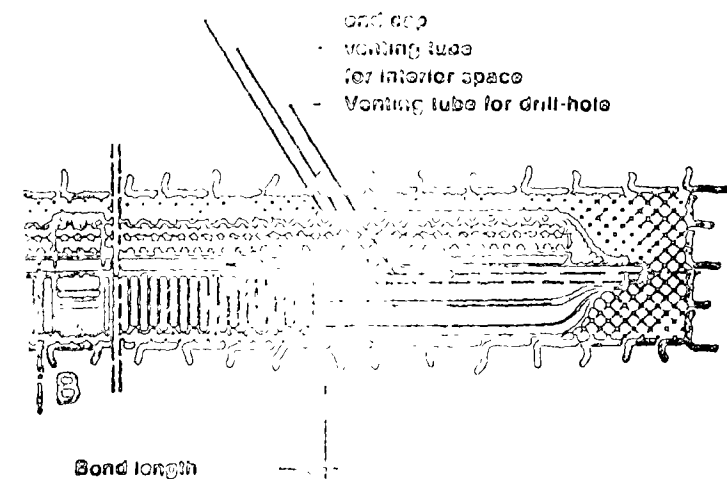
Drill-hole
 Polyethylene sheath
 Threadbar



Drill-hole
 Smooth PVC tubing
 Corrugated PVC tubing
 Threadbar
 Threadbar grouted
 inside the PVC
 sheathing before placing

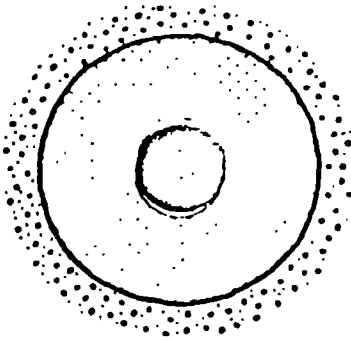


Tap
 Polyethylene sheathing
 Drill-hole



Pressure grouted space
 Smooth PVC tubing
 Corrugated PVC tubing
 2 Venting tubes
 9 Threadbars
 Spacer
 Rock

Section B



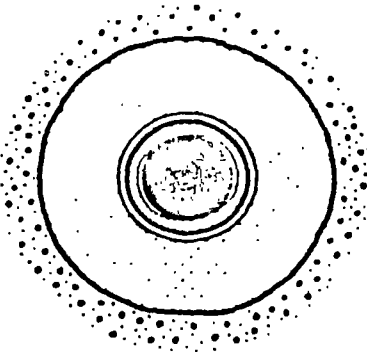
Pressure grouted body
Threadbar

What is the Threadbar

It presents a revolutionary concept by rolling the thread-like deformations onto its entire length in such a manner that these serve as threads to which nuts or sleeves can be anchored. They do not only provide the same bond as other deformed bars, but may be cut at any point and anchored by means of anchoring plates and nuts, or similar components, simply, reliably and economically.

DYWIDAG soil anchors and rock anchors can be supplied in the following types:

Section B



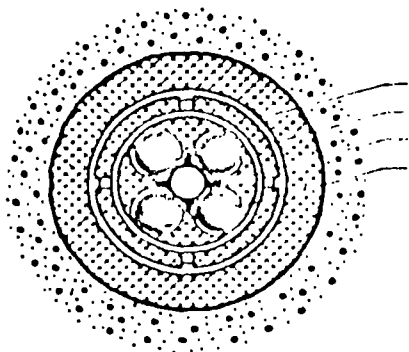
Pressure grouted body
Corrugated PVC tubing
Threadbar
Threadbar grouted inside the PVC sheathing before placing

1. As anchors with simple protection against corrosion. — The protection against corrosion within the unbonded length is provided by the hard polyethylene tube and within the anchoring length by the cement grout.

2. As anchors with double protection against corrosion. — The protection against corrosion is provided by the corrugated PVC tube filled with cement grout over its entire length. An additional smooth PVC tube over the unbonded length of the anchor ensures free elongation of the anchor during prestressing.

3. In special cases it is feasible to employ anchors without particular protective measures against corrosion for temporary anchors. For threadbars of 1" diameter or larger reduction in cross-sectional area due to corrosion is relatively small and can be compensated by decreasing the allowable stress. The compensation, however, will have to be determined for the conditions under which the anchors are used.

Section B

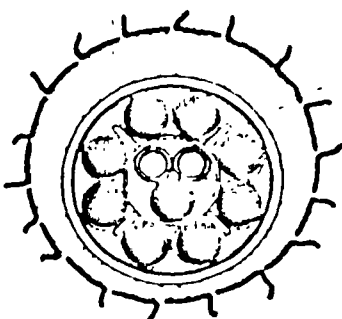


Pressure grouted body
Distance piece
Spacer
4 Threadbars

For temporary application, three types of anchorages may be used:

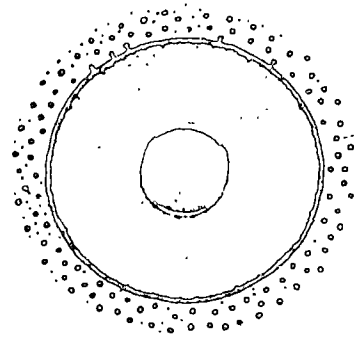
- a) plate anchorage
- b) bell-shaped anchorage
- c) anchorage with wedge-shaped washers.

Section B



Pressure grouted space
Corrugated PVC tubing
9 Threadbars
2 Venting tubes
Spacer
Rock

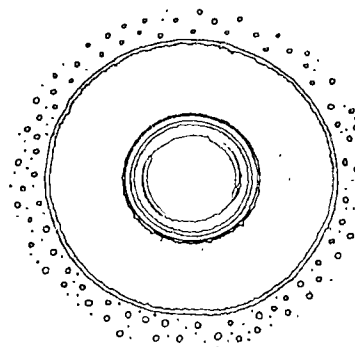
For permanent applications, the monobar anchors may have any one of the three types of anchorages, while the bundle anchor must use plate anchorages.



Pressure grouted body

Threadbar

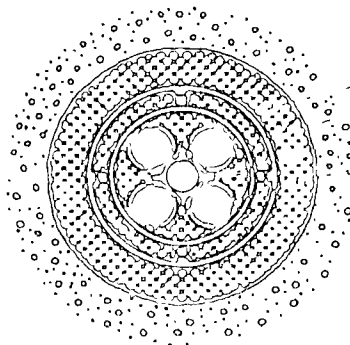
Section B



Pressure grouted body
Corrugated PVC tubing
Threadbar

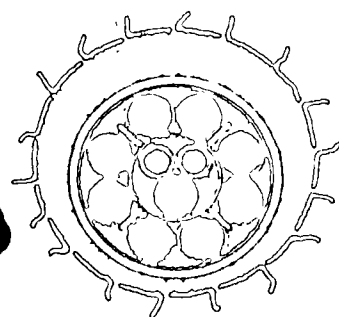
Threadbar grouted inside
the PVC sheathing before
placing

Section B



Pressure grouted body
Distance piece
Spacer
4 Threadbars

Section B



Pressure grouted space
Corrugated PVC tubing
9 Threadbars
2 Venting tube
Spacer
Rock

What is the Threadbar

It presents a revolutionary concept by rolling the thread-like deformation into the entire length in such a manner that these serve as threads to which nuts or sleeves can be anchored. They do not only provide the same bond as other deformed bars, but may be cut at any point and anchored by means of anchoring plates and nuts, or similar components, simply, reliably and economically.

DYWIDAG bolt anchors and rock anchors can be categorized in the following types:

1. An anchor with simple protection against corrosion. - The protection against corrosion within the exposed length is provided by the hard polyethylene tube and within the anchoring length by an enamel grout.

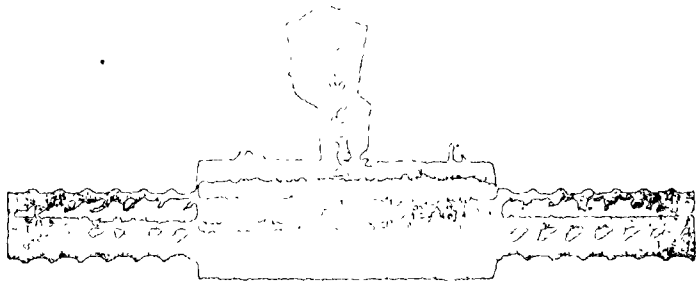
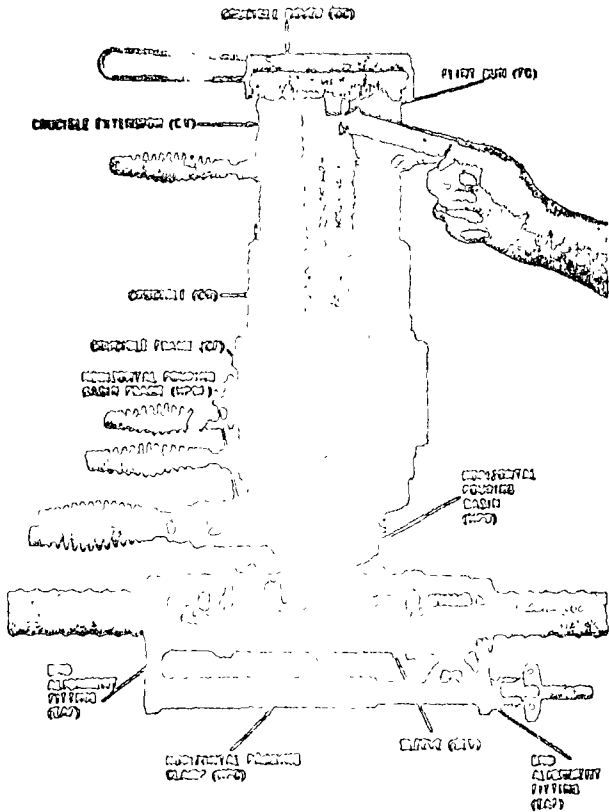
An anchor with simple protection against corrosion. The protection against corrosion is provided by the enamel grout. The exposed length is protected by a PVC tube and within the anchoring length by an enamel grout.

In some cases, the anchor may be protected against corrosion by a zinc coating. For temporary applications, three types of anchors may be used:

- a) plate anchors
- b) bolt-shaped anchors
- c) anchors with wedge-shaped washers

For permanent applications, the anchor may be protected against corrosion by a zinc coating. For temporary applications, three types of anchors may be used:

CADWELD
Junta Mecánica
INSTRUCCIONES PARA JUNTAS HORIZONTALES



9. Preparación y llenado del crisol superior.

El crisol no deberá ser vuelto a utilizar hasta haber dejado 15 min. o más entre junta y junta. Si se desea hacer un número de juntas seguidas, se recomienda tener 2 o 3 juegos completos para ser utilizados alternativamente y dar tiempo a que el crisol se enfríe. Limpiar perfectamente en su interior al crisol superior. Cerrar el crisol y asegurarlo.

Para crisoles de 15 y 17.5 cm., de diámetro:

Colocar la cerámica del crisol en posición sobre el agujero en el fondo del crisol. Colocar el disco de acero sobre la cerámica y checar que estén adecuadamente puestos.

Para crisoles de 10 y 12.5 cm. Colocar el disco de acero sobre el agujero en el fondo del crisol. Checar que estén adecuadamente puestos.

MEZCLAR EL POLVO DE RELLENO DE ACUERDO AL PROCEDIMIENTO DE MEZCLADO.

Vaciar el cartucho de relleno Cadweld. (Si se necesita mayor polvo de relleno como por ejm., en las juntas de transición agregarle y vaciarlo dentro del crisol):

NOTA:

Nivelar el polvo de relleno dentro del crisol.

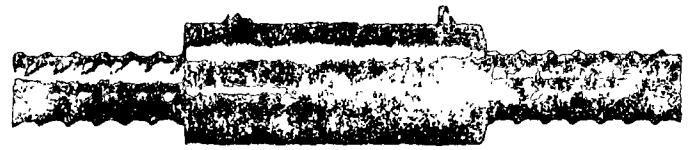
La pólvora de ignición se encontrará dentro del cartucho de relleno.

NO APRISIONAR

Depositar el polvo de ignición sobre todo el polvo de relleno. Guardar una pequeña cantidad de pólvora de ignición para colocarla en el labio superior del crisol de extensión.

Colocar el crisol superior en posición sobre el crisol de entrada. Una extensión de acero del crisol debe colocarse en la parte superior del crisol y depositar el remanente de la pólvora de ignición en el labio superior. Colocar la cubierta sobre la extensión del crisol y prender la pólvora de ignición con el encendedor.

El encendedor debe estar apuntado directamente al labio superior en la extensión del crisol. (Cuando se utilice el encendedor tratar de colocarse del lado que sopla el viento).



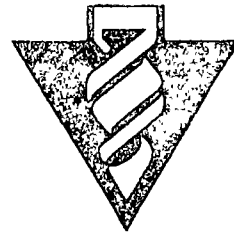
10. Romper la escoria que se levanta en frente del mango con un martillo.

Limpiar la escoria dentro del crisol superior y de entrada lo más pronto posible para lograr un enfriamiento más rápido. Utilizar cualquier elemento suave para limpiar el grafito. No utilizar desarmador o cualquier elemento que pueda dañar al grafito.

9. Permitir al menos un minuto para que el metal de relleno "Cadweld" solidifique. Abrir el crisol de entrada ligeramente mientras la escoria todavía esté suave o plástica. Esto prolongará la vida del crisol. Levantar la escoria junto con el crisol una vez que ésta se solidificó. Remover todas las partes y el empaque. Remover las partes de grafito con cuidado para evitar rupturas. No forzar verticalmente:

Stump-Bohr Ltd.

Stump-Bohr SA



a section of jobs / selección de obras realizadas

**Prestressed grouted
tyback anchor system
Stump-Duplex**

**Anclajes inyectados y
postensados sistema
Stump-Duplex**

REPRESENTANTE PARA LATINOAMÉRICA

STUMP DE VENEZUELA C. A.

Edificio Guarimba 20 piso, Of 205
Avenida Francisco de Miranda
La Carlota

Apartado de Correos 65271
Código STUMPVEN

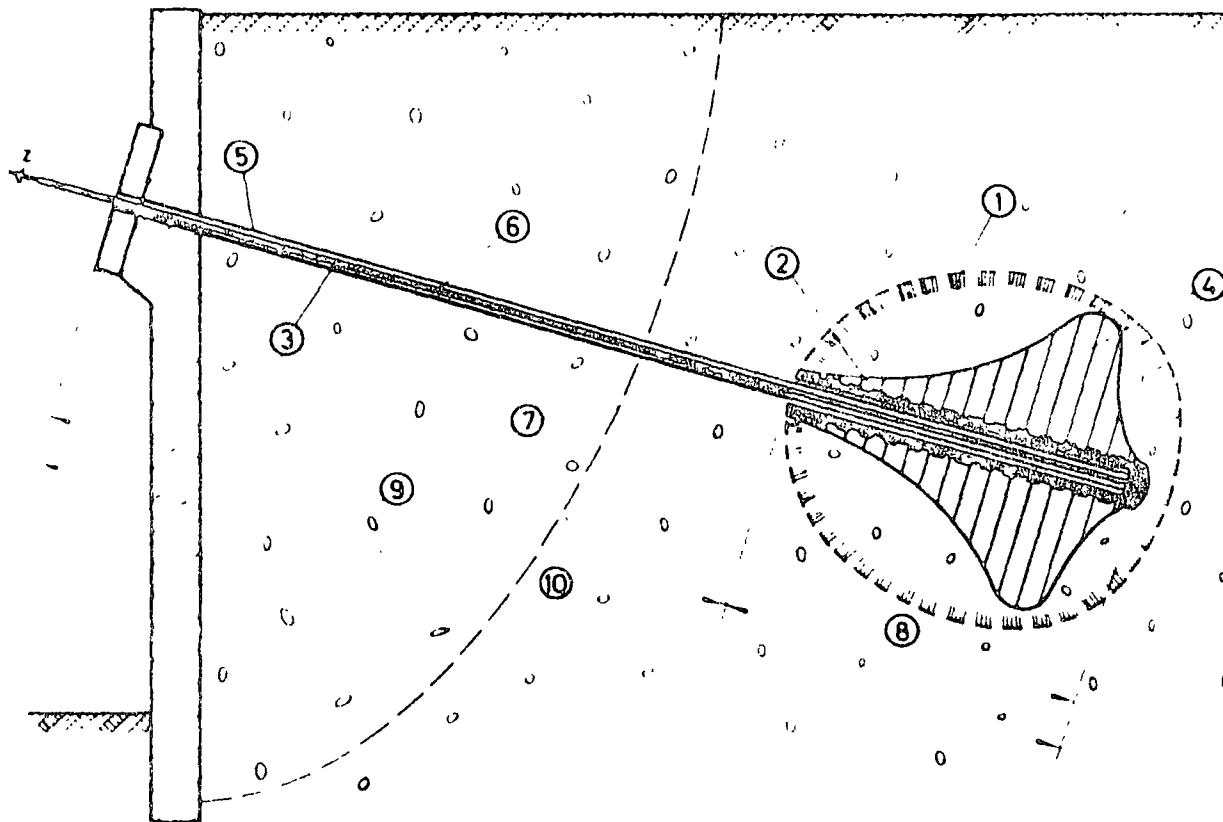
Teléfono: 34.37.92 - 35.24.45

Patents registered
Patentes registradas



**Legend to schematic
representation of the tie-back
Stump-Duplex
System Weber**

**Leyenda para esquema del
anclaje Stump-Duplex
Systema Weber**



Primary grouting zone
(compression)

Compression member

Anchor rod (later removable)

Distribution of shearing stresses

Plastic pipe

Protection against corrosion
for permanent anchors

Slide surface of active earth pressure

Length of compression

Free length of anchor

Anchor rod (free length which is constant
during post stress application
= total anchor length)

① Zona de inyección primaria
(tensiones de compresión)

② Elemento de compresión
(acortamiento)

③ Tirante (recuperable)

④ Distribución de esfuerzos al cortante

⑤ Tubo de plástico

⑥ Protección anticorrosiva en los anclajes
permanentes

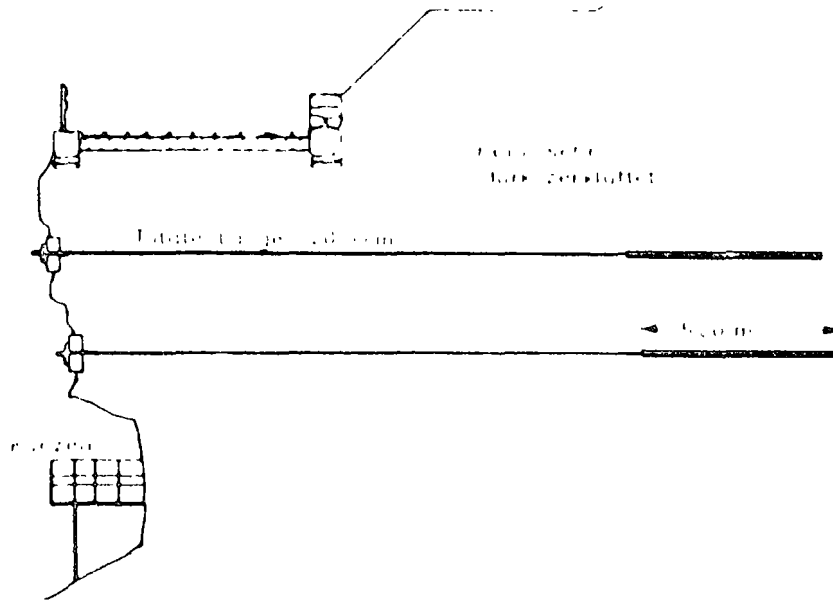
⑦ Línea de deslizamiento del empuje activo

⑧ Longitud de compresión
(zona de adherencia)

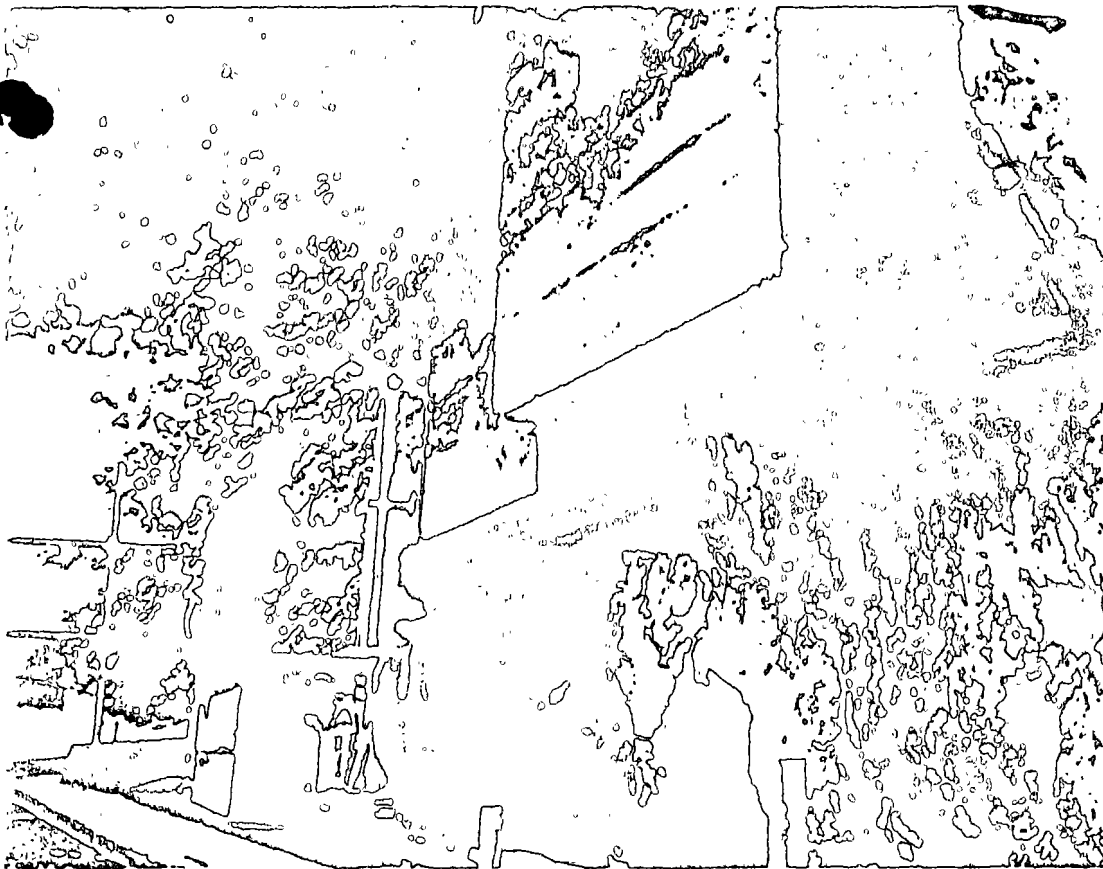
⑨ Zona libre, no anclada

⑩ Tirante (longitud libre constante
de postésado = longitud total
del anclaje)

Rock stabilization at the Rhein falls
Estabilización de rocas en las cataratas del Rin



30 ton tie backs in rock
Anclajes de 30 ton en roca



Anchor heads
Terminales exteriores de anclajes

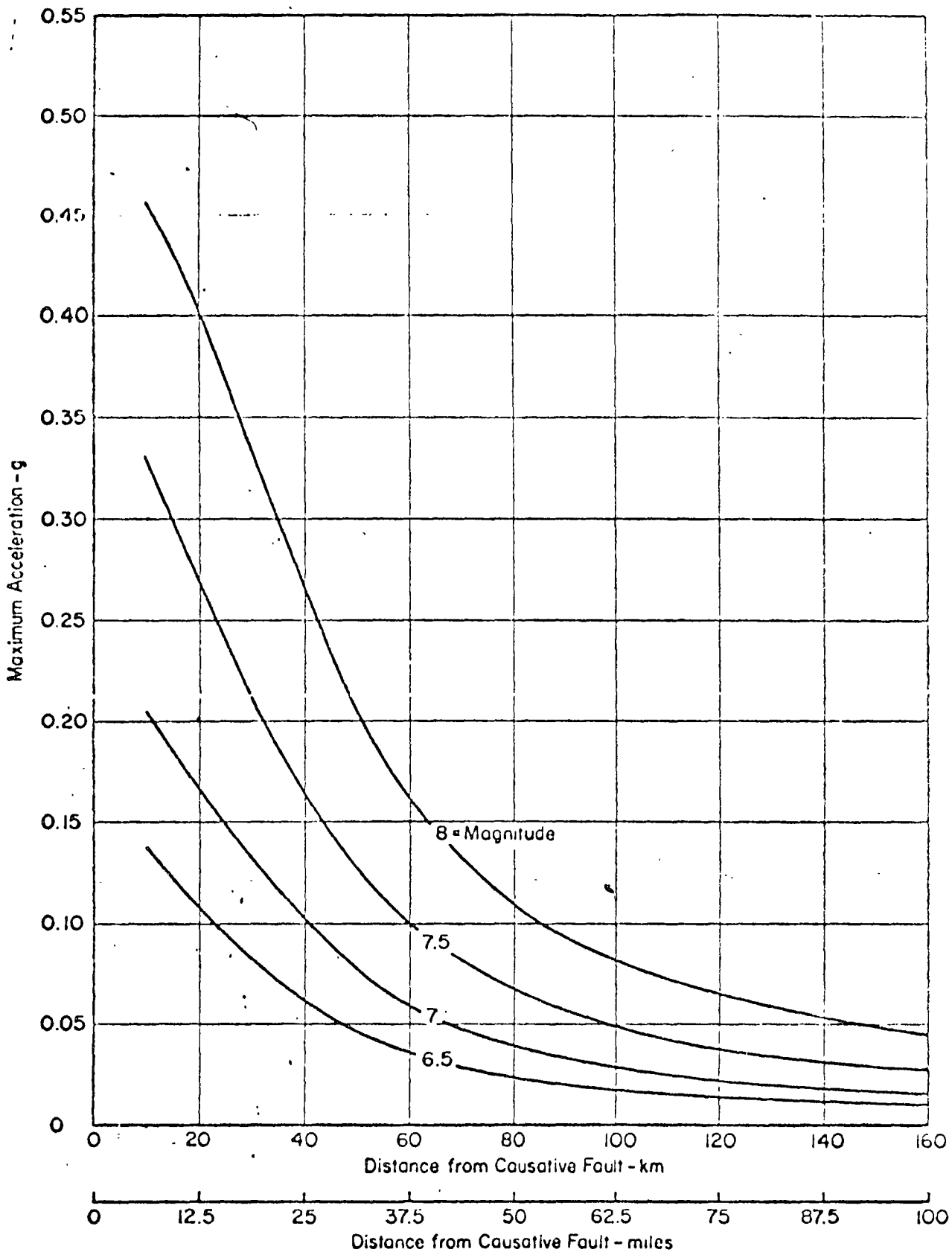


FIG. 17 VARIATION OF MAXIMUM ACCELERATION WITH EARTHQUAKE MAGNITUDE AND DISTANCE FROM CAUSATIVE FAULT.



DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
SUBDIRECCION DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
AUGUSTO RODIN 268, MEXICO 19, D. F.
TELEFONO: 863-37-00

7. BIBLIOGRAFIA

1. H. Bolton Seed. Earth Slope Stability During Earthquakes. Earthquake Engineering, Robert L. Wiegel, Prentice Hall, 1970
2. Design of Surface and Near Surface Construction in Rock. Proceedings of the Eight Symposium on Rock Mechanics, Minnesota 1966
3. Laurits Bjerrum. The Third Terzaghi Lecture, Miami Florida, Feb. 1966. Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clays and Clay Shales.
4. Une méthode d'analyse a trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. Pierre Londe
5. Apuntes de la clase de Mecánica de Rocas, División de Estudios Superiores. Jesús Alberro Aramburu
6. Informe No. 2 sobre el análisis de estabilidad de la ladera izquierda del P.H. Chicoasén, Chis. Comisión Federal de Electricidad por A. Núñez, J. Fujigaki y R. Cuéllar
7. Técnica moderna de voladura de Rocas. N. Langefors y B. Kihlstrom
8. Como elegir el explosivo adecuado. José Guerrero Arcocha. VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil
9. Underground Rock Chambers. ASCE, enero 1971
10. Stability of Rock Slopes.- Thirteenth Symposium on Rock Mechanics. ASCE, 1972

SECCION 8-8' ANGULO DE FRICCION = 5 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.13	20961	0.11	24911
2	0.12	29761	0.10	37613
3	0.13	21968	0.10	31328
4	0.06	23183	0.04	34634
5	0.09	30297	0.05	45261
6	0.13	27826	0.09	46473
7	0.02	30985	0.01	51016

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.13	20961	0.11	24911
2	0.12	29761	0.10	37613
3	0.13	21968	0.10	31328
4	0.06	23183	0.04	34634
5	0.08	29723	0.05	44687
6	0.11	27605	0.06	46252
7	0.01	29305	0.00	49335

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.13	20961	0.11	24911
2	0.12	29761	0.10	37613
3	0.13	21968	0.10	31328
4	0.06	23183	0.04	34634
5	0.08	29340	0.05	44304
6	0.10	27317	0.06	45964
7	0.01	29019	0.00	49049

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.13	20961	0.11	24911
2	0.12	29761	0.10	37613
3	0.13	21968	0.10	31328
4	0.06	23183	0.04	34634
5	0.06	29903	0.05	44867
6	0.10	28033	0.06	46680
7	0.00	29961	0.01	49991

SECCION 8-8' ANGULO DE FRICCION = 10 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.27	17497	0.23	21654
2	0.26	22406	0.21	30482
3	0.31	12434	0.23	21693
4	0.22	12006	0.11	23576
5	0.26	16086	0.15	31391
6	0.46	9936	0.24	28638
7	0.16	12063	0.04	32576

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.27	17497	0.23	21654
2	0.26	22406	0.21	30482
3	0.31	12434	0.23	21693
4	0.22	12006	0.11	23576
5	0.26	15768	0.13	31072
6	0.36	11074	0.19	29776
7	0.08	12350	0.01	32863

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.27	17497	0.23	21654
2	0.26	22406	0.21	30482
3	0.31	12434	0.23	21693
4	0.22	12006	0.11	23576
5	0.25	15555	0.13	30860
	0.33	11220	0.16	29922
7	0.08	12498	0.01	33011

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.27	17497	0.23	21654
2	0.26	22406	0.21	30482
3	0.31	12434	0.23	21693
4	0.22	12006	0.11	23576
5	0.24	16131	0.13	31436
6	0.32	11930	0.16	30632
7	0.04	13683	0.01	34196

SECCION 8-8' ANGULO DE FRICCION = 15 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.43	13923	0.35	18295
2	0.45	14976	0.33	23272
3	0.72	3261	0.43	12392
4	0.88	748	0.29	12412
5	0.87	1433	0.33	17062
6	2.92	- 7939	0.53	10782
7	0.88	582	0.20	13339

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.43	13923	0.35	18295
2	0.45	14976	0.33	23272
3	0.72	3261	0.43	12392
4	0.88	748	0.29	12412
5	0.86	1379	0.31	17008
6	2.63	- 5400	0.42	13311
7	0.88	329	0.08	15704

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.43	13923	0.35	18295
2	0.45	14976	0.33	23272
3	0.72	3261	0.43	12392
4	0.88	748	0.29	12412
5	0.86	1343	0.30	16972
6	2.55	- 4824	0.38	13897
7	0.88	329	0.08	16310

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.43	13923	0.35	18295
2	0.45	14976	0.33	23272
3	0.72	3261	0.43	12392
4	0.88	748	0.29	12412
5	0.80	1931	0.30	17560
6	2.07	- 4120	0.37	14600
7	0.60	1036	0.03	17745

SECCION 8-8' ANGULO DE FRICCION = 20 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.58	10174	0.47	14771
2	0.69	7351	0.50	15868
3	2.23	- 5658	0.78	3313
4	2.44	- 4759	0.89	990
5	1.26	- 2734	0.86	2045
6	5.94	-13558	1.80	- 7328
7	1.19	898	0.88	745

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.58	10174	0.47	14771
2	0.69	7351	0.50	15868
3	2.23	- 5658	0.78	3313
4	2.44	- 4759	0.89	990
5	1.26	- 2511	0.83	2268
6	5.94	- 9779	1.39	- 3350
7	1.19	- 508	0.73	1135

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.58	10174	0.47	14771
2	0.69	7351	0.50	15868
3	2.23	- 5658	0.78	3313
4	2.44	- 4759	0.89	990
5	1.26	- 2363	0.82	2417
6	5.94	- 8872	1.26	- 2310
7	1.19	- 508	0.73	1135

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.58	10174	0.47	14771
2	0.69	7351	0.50	15868
3	2.23	- 5658	0.78	3313
4	2.44	- 4759	0.89	990
5	1.19	- 1761	0.78	3018
6	5.40	- 8716	1.18	- 1614
7	0.83	453	0.49	2096

SECCION 8-8' ANGULO DE FRICCION = 25 GRADOS

ESTADO SECO

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.75	6183	0.60	11010
2	1.92 -	575	0.71	8166
3	5.32 -	13958	1.73 -	5607
4	3.11 -	7028	1.86 -	4751
5	1.63 -	6353	1.18 -	2503
6	7.61 -	18137	2.04 -	13717
7	1.52 -	2473	1.13 -	784

AGUA EN LA ELEVACION 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.75	6183	0.60	11019
2	1.02 -	575	0.71	8166
3	5.32 -	13958	1.73 -	5607
4	3.11 -	7028	1.86 -	4751
5	1.63 -	5835	1.16 -	1985
6	7.61 -	13082	2.38 -	8662
7	1.52 -	1398	0.92	291

AGUA EN LA ELEVACION 392

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.75	6183	0.60	11019
2	1.02 -	575	0.71	8166
3	5.32 -	13958	1.73 -	5607
4	3.11 -	7028	1.86 -	4751
5	1.63 -	5490	1.13 -	1640
6	7.61 -	11869	2.21 -	7449
7	1.52 -	1398	0.92	291

ABATIMIENTO RAPIDO DE AGUA DE LA ELEVACION 392 A LA 380

DOVELA	C = 0		C = .15	
	FS	E	FS	E
1	0.75	6183	0.60	11019
2	1.02 -	575	0.71	8166
3	5.32 -	13958	1.73 -	5607
4	3.11 -	7028	1.86 -	4751
5	1.51 -	4875	1.07 -	1025
6	6.93 -	11721	2.15 -	7301
7	1.05 -	167	0.62	1522

750

700

650

600

550

500

450

400

350

300

250

200

150

392 m s n m

380

350

DOVELA
7

17° 00'

Margen Izquierda

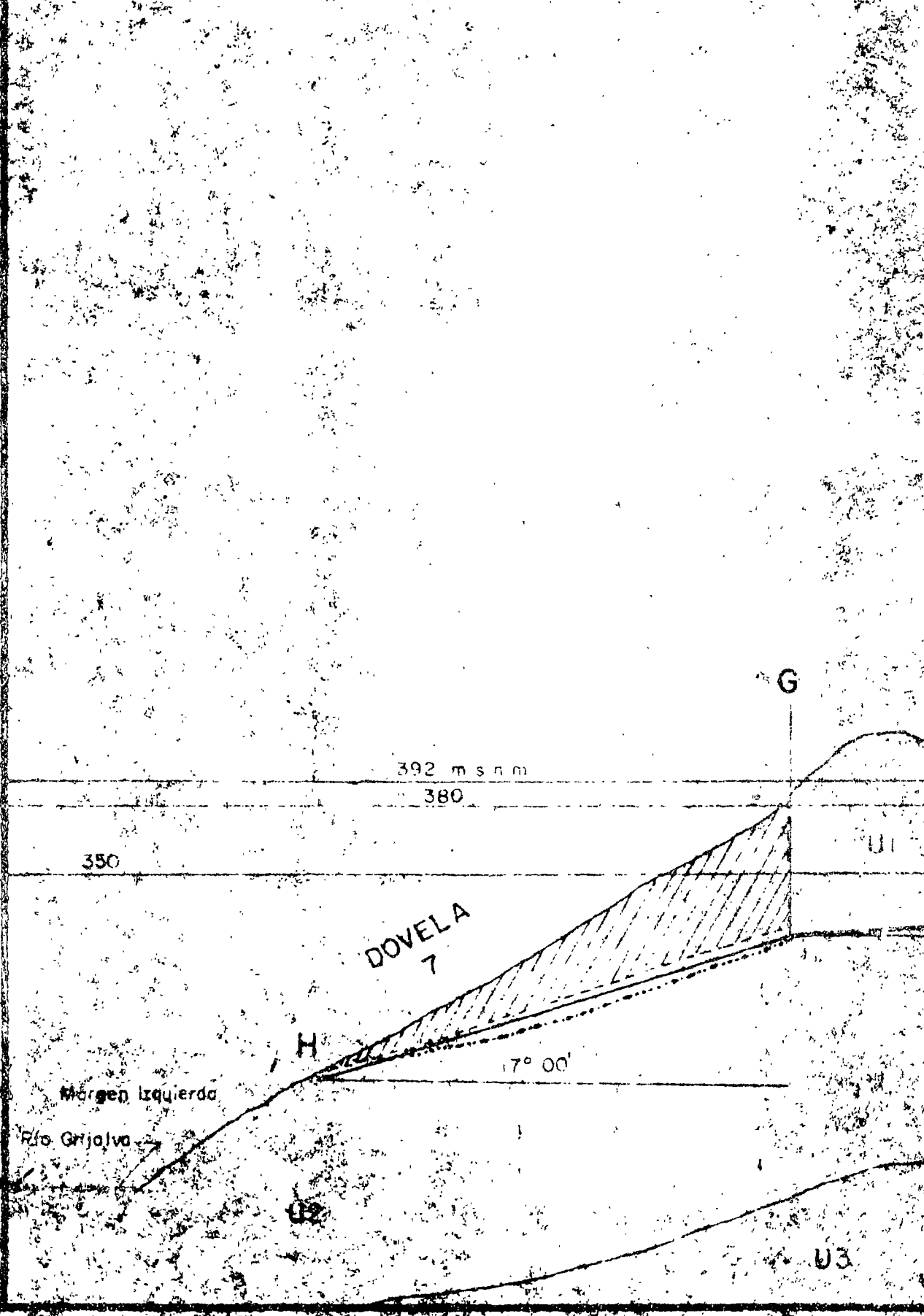
Rfo Grijalva

G

H

U1

U3



SECCION 8 - 8'

DOVELA 6

DOVELA 5

DOVELA 4

F

E

U1

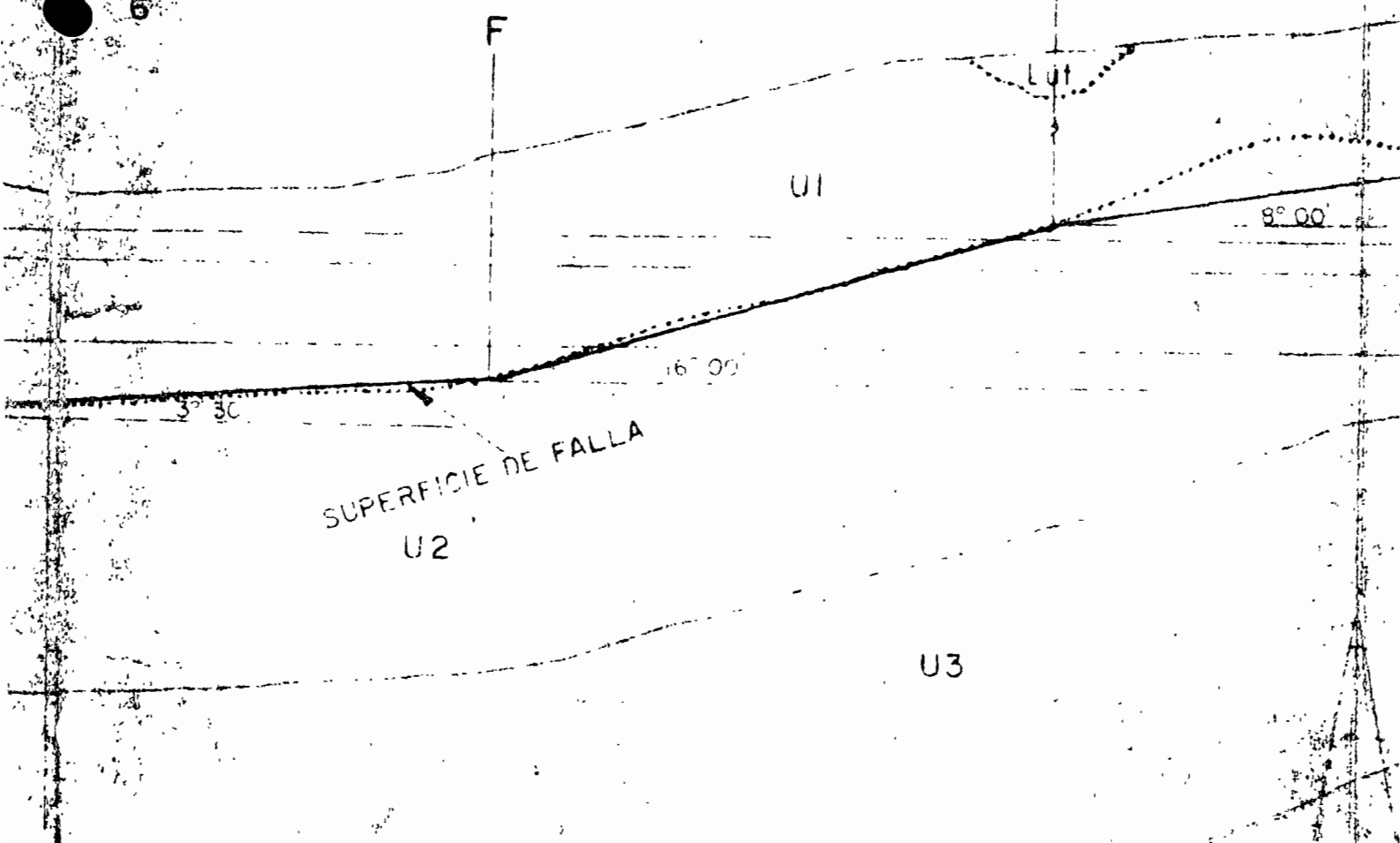
8° 00'

3° 30'

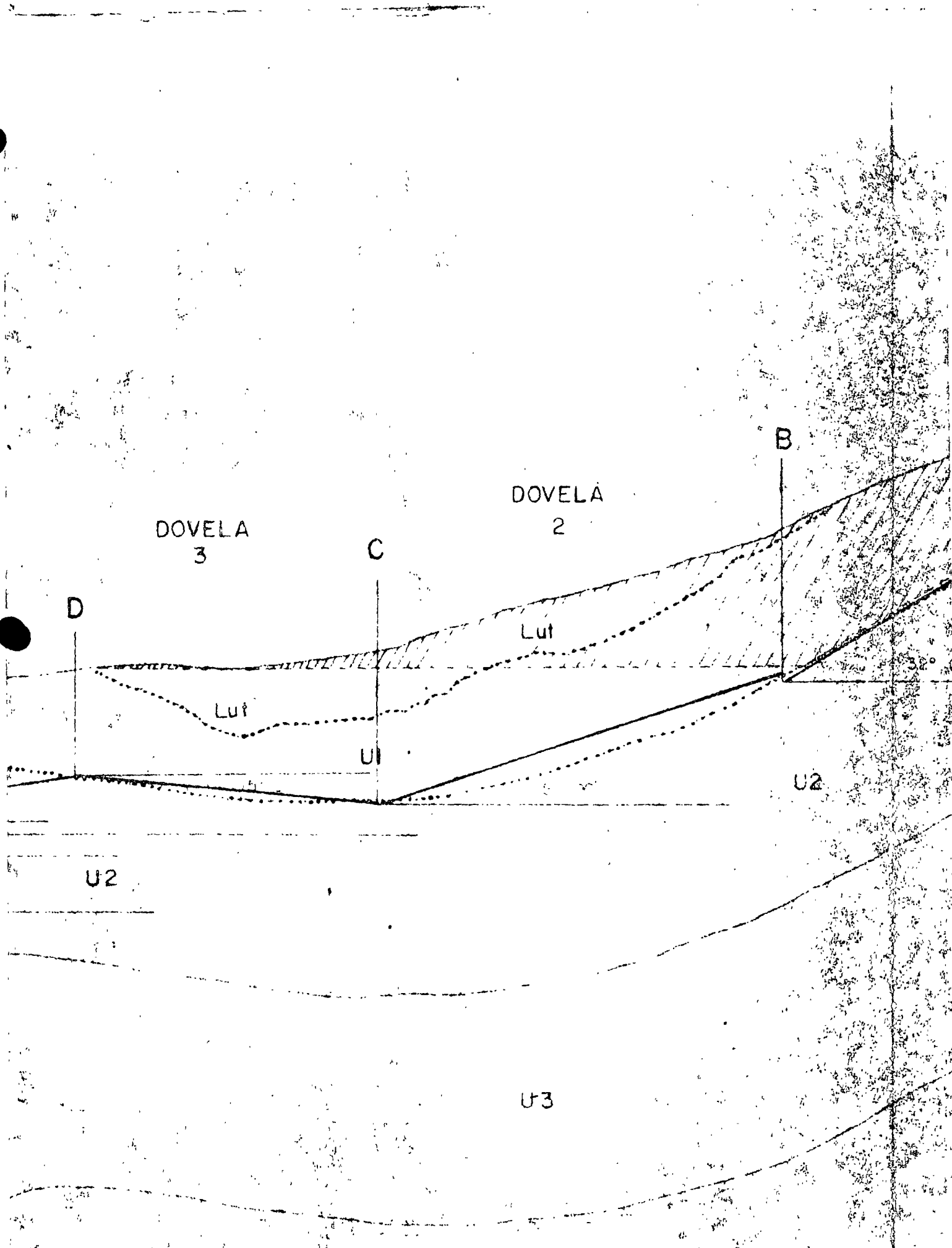
16° 00'

SUPERFICIE DE FALLA
U2

U3







DOVELA

U1

U2

U3

A

750

700

650

600

550

500

450

400

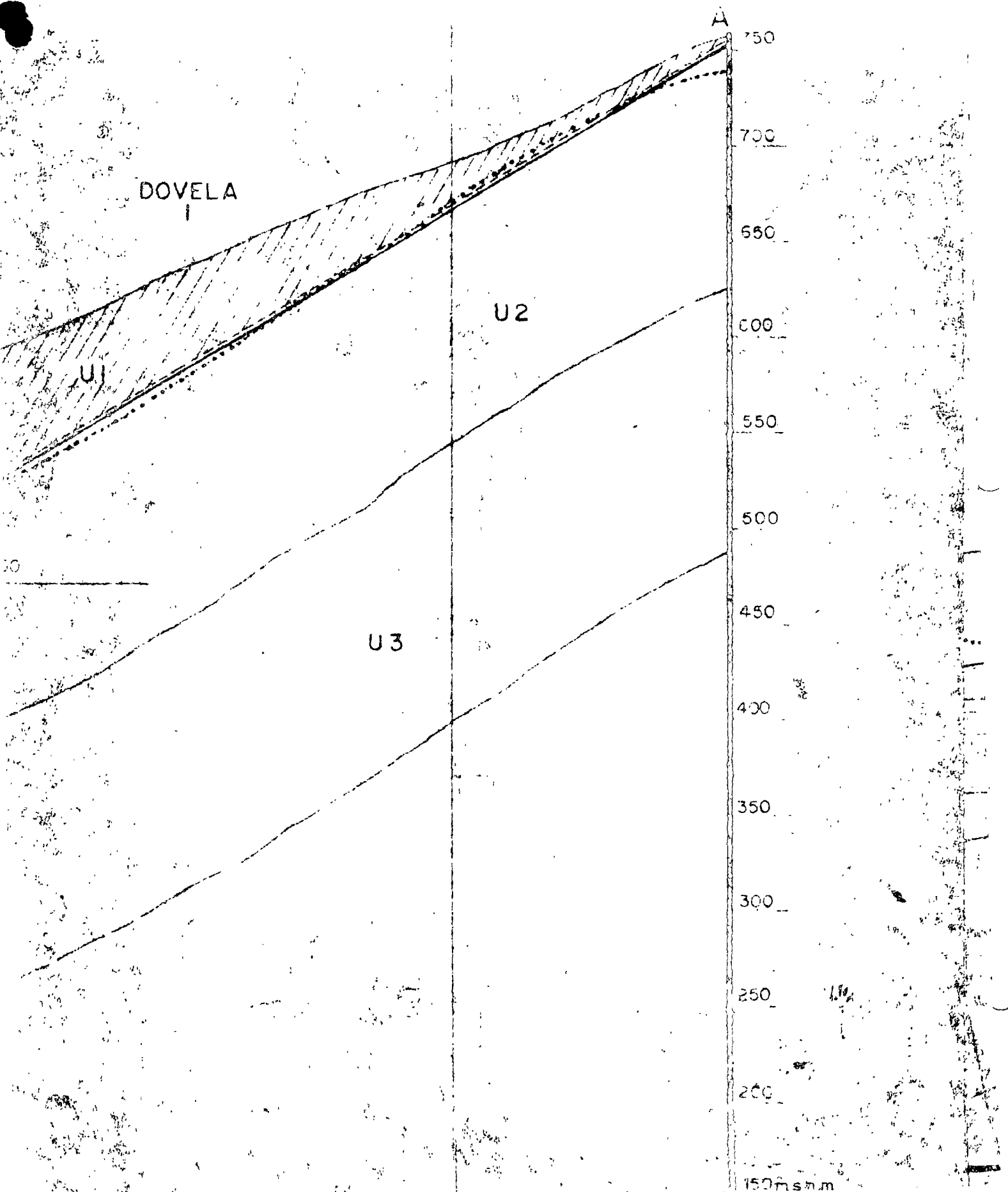
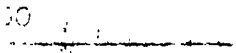
350

300

250

200

150msm





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



INGENIERIA GEOLOGICA

LA GEOLOGIA Y LAS VIAS TERRESTRES

ING. AGUSTIN J. PARRA G.

JULIO, 1978.

I N D I C E

		Pág.
	INTRODUCCIÓN	1
I	ESTUDIOS GEOLOGICOS PARA ELECCION DE RUTA	3
1.1	<u>Recopilación de datos</u>	4
1.2	<u>Primer reconocimiento (aéreo)</u>	4
1.3	<u>Fotointerpretación</u>	5
1.3.1	Elección del área por fotografiar	10
1.3.2	La fotointerpretación en ingeniería	10
1.3.3	Verificaciones de campo de la fotointerpretación	27
1.3.4	Ventajas que se obtienen del empleo de la fotointerpretación.	31
1.3.5	Fotointerpretación en campos especiales de la ingeniería	32
1.3.6	Reconocimiento geológico de campo	66
1.3.7	Segundo reconocimiento (aéreo y terrestre)	67
1.3.8	Reinterpretación fotogeológica y obtención de los planos definitivos.	67
1.3.9	Estudio de la zona para puentes	68
1.3.10	Evaluación de alternativas y selección de rutas	68
II	PROYECTOS DE DRENAJE APOYADOS EN FOTOGRA -- METRIA	72
2.1	<u>Ventajas que brinda la fotointerpretación en proyectos de drenaje</u>	75
2.1.1		
2.1.2		
2.1.3		
2.1.4		
2.1.5		
2.2.	<u>Métodos para el análisis y proyecto</u>	77
2.2.1	Drenaje preliminar	77
2.2.2	Anteproyecto	81
2.2.3	Hidrología de una cuenca	81
2.2.4	Definición de un aguacero	82
2.2.5	Factores que influyen en el escurrimiento	83
2.2.6	Métodos hidráulicos	83
III	ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA EL PROYECTO	86
3.1	<u>Clasificación y localización de materiales para construcción</u>	86
3.1.1.	Terraplén	86

		Pag.
3.1.2	Sub-base	87
3.1.3	Base	88
3.1.4	Carpeta	88
3.1.5	Mampostería	88
3.2	<u>Estudios geofísicos para cortes</u>	89
3.2.1	Estudio de cortes	89
3.3	<u>Muestreo directo</u>	91

LA GEOLOGIA Y LAS VIAS TERRESTRES

Ing. Agustín J. Parra G.

INTRODUCCION

Nuestro país destina cada año varios miles de millones de pesos a la construcción y conservación de carreteras, ferrocarriles y aeropuertos, pero estos recursos siempre son insuficientes dadas las necesidades de comunicación y los terrenos cada vez más difíciles en los que hay que construir. Por lo tanto, es indispensable que los proyectos sean optimizados con la mejor tecnología, pues de su calidad dependen la economía y la eficacia de las obras.

Desde 1963, la Secretaría de Obras Públicas ha venido empleando en la elaboración de muchos de sus proyectos de carreteras, ferrocarriles y aeropuertos la tecnología relativamente moderna que combina el uso de fotogrametría, fotointerpretación y cómputo electrónico.

Estas técnicas proporcionan evidentes ventajas en cada una de las fases de los proyectos, pues permiten estudiar diferentes alternativas en áreas suficientemente amplias con adecuada precisión, rapidez y economía, y sobre todo con mayor seguridad que con los medios disponibles hace 15 años.

La fotointerpretación hace posible obtener, de las imágenes fotográficas, la información geológica-geotécnica, hidrológica y de uso del suelo que requieren los estudios de carreteras, ferrocarril

les y aeropuertos.

Mediante la fotogrametría se puede obtener la información topográfica que requiere el proyecto en sus diferentes etapas en forma de modelos estereoscópicos, mosaicos, ortofotos, así como planos convencionales con planimetría y altimetría.

El uso de las computadoras permite, por supuesto, efectuar los cálculos con gran rapidez y economía, facilitando el análisis y la optimización.

Los variantes de la metodología de proyecto de carreteras - mediante estas técnicas se deben, principalmente, a las diferencias en la información geográfica existente y a las características de - vegetación en cada región.

El progresivo aumento del tráfico aéreo que se ve incrementado año por año, conduce a la urgente necesidad de resolver los problemas que éste presenta, por medio de estudios precisos de - los nuevos aeropuertos y acomodar los antiguos, haciéndolos efectivos y operacionales dentro de las exigencias actuales y futuras. - El continuo cambio de las características de las aeronaves nos -- lleva a variar continuamente las normas constructivas, acomodándose éstas, en cada caso, a las necesidades del momento con las posibles predicciones futuras. Los diferentes problemas de construcción se han ido resolviendo a medida que se presentan las exigencias, dando lugar con ello a que por falta de división de con -

junto y de predicción del futuro, resulten aeropuertos de escaso rendimiento.

La determinación de las necesidades de una zona y de las características de los centros de comunicación aérea en cada núcleo de población, se efectúan en función del volumen de tráfico o número de pasajeros aéreos que pueden engendrar la misma, y de la longitud media del recorrido por pasajeros.

Estos puntos fijan el carácter de cada aeropuerto y los tipos de aviones a utilizar en el tráfico, así como las características dimensionales de todas las instalaciones de tierra. Difícil es prever el desarrollo aéreo que puede alcanzar un país basándose únicamente y de manera aproximada por el conocimiento del desarrollo alcanzado en otras regiones de análoga economía.

El tráfico general hasta ahora principalmente por pasajeros, varía ante el aumento de tonelaje de mercancías transportadas.

El proceso evolutivo ha de tener en cuenta el número de región o núcleo urbano, y está íntimamente ligado, como en cualquier otro tipo de transporte, a la población de la zona y a la modalidad de las misma.

I ESTUDIOS GEOLOGICOS PARA ELECCION DE RUTA.

Para efectuar la elección de una ruta o la localización de una aeropista, desde el punto de vista geológico, se requiere efectuar las actividades siguientes:

1.1 Recopilación de datos

Al efectuar el estudio de un camino, ferrocarril o aeropuerto, se procede a obtener datos de la zona en que va a quedar alojado el proyecto. Esta información consiste en datos geológicos, morfológicos, hidrográficos y climatológicos, con la finalidad de dar una idea desde gabinete, y en una forma muy general, del tipo o tipos de rocas, suelos, ríos y arroyos principales por donde atravesaría el trazo, así como el relieve y clima de la región.

1.2 Primer reconocimiento (aéreo)

Este primer reconocimiento aéreo se lleva a cabo en forma conjunta entre un economista, un ingeniero especialista en vías terrestres y un ingeniero geólogo. El interés común tiende principalmente a analizar las características de ubicación de las rutas que convendría examinar. También se deben obtener los datos generales de la zona en que se pretende construir la vía terrestre en proyecto. Este reconocimiento aéreo se lleva a cabo utilizando una avioneta o helicóptero con cupo para cuatro personas, y consiste en volar sobre una extensa zona que estará limitada por los puntos a unir. Se analizan todos los datos generales posibles y, al mismo tiempo, se define el área por fotografiar, y la escala necesaria. Esta última se elige en función del tipo de terreno; cuando éste es lomerío fuerte a montañoso escarpado, se escogen escalas más chicas y cuando es plano o de lomerío suave, se usan escalas más grandes. La escala más conveniente para el primer

caso es de 1:50 000 y para el segundo caso es 1:25 000.

1.3 Fotointerpretación

La fotointerpretación es el arte de examinar los objetos fotográficos con el fin de identificarlos y deducir su significado. La foto-geología consiste en el estudio de las fotografías aéreas con el fin de obtener información geológica. La calidad y cantidad de dicha información depende de la habilidad y experiencia del intérprete.

Para las interpretaciones geológicas aplicadas a las vías terrestres, disponiendo de las fotografías aéreas escala 1:50 000, se interpreta teniendo en cuenta los métodos y criterios para la identificación e interpretación (tono, textura, forma, pendiente, topografía, drenaje, erosión, vegetación, etc.). Como resultado del análisis de estas bases se obtendrá información del orden natural como tipo de rocas, contacto entre las mismas, entre éstas y los suelos, posición de los estratos, identificación de ríos y arroyos, así como del orden cultural como poblaciones, vías de comunicación, canales y presas, etc.

Al terminar la fotointerpretación se procede a trazar sobre las mismas fotografías la ruta o rutas posibles, dejándose para el segundo reconocimiento aéreo y terrestre la elección de la más conveniente.

La aplicación de la fotografía aérea en la geología es muy variada, si se toma en cuenta que la geología es una ciencia de determinaciones e interpretaciones en las que se requiere cierta habili-

dad para efectuar observaciones y deducciones. Lahee dice que - "la habilidad para deducir y para deducir correctamente es producto del entrenamiento o experiencia que se tenga de la geología de campo".

Las fotografías aéreas como una herramienta geológica ofrecen las más grandes ventajas para el estudio de la geología regional, y así efectuar determinaciones y estudios de estratigrafía, litología, geología estructural y geomorfología.

La estratigrafía trata de la posición o distribución vertical de las rocas estratificadas, de los fósiles y estructuras que ellas contienen. La geomorfología analiza principalmente las formas de la superficie terrestre y ayuda al geólogo a aplicar los principales geomorfológicos para interpretar las características que se observan en la superficie terrestre.

En el campo, el geólogo utiliza las fotografías aéreas para situarse y planear sus recorridos. Las localidades y datos geológicos pueden ser marcados en las fotografías o anotados como puntos de control, los cuales estarán descritos con mayor amplitud en las - anotaciones de las libretas de campo.

El fotogeólogo compila e interpreta los datos observados, de la misma manera que el geólogo de campo; la única diferencia fundamental es la perspectiva que se tiene en las fotos, la que permite hacer observaciones directamente en varios cientos de metros -

cuadrados. El efecto del relieve creado con la estereoscopia de los pares y la precisión de las formas topográficas observadas son de gran ayuda para los análisis de la superficie terrestre. Algunos tipos de datos geológicos, como son la presencia de fósiles y la petrografía de las rocas no pueden ser obtenidos en la fotointerpretación, requiriéndose para ello verificaciones de campo.

La investigación a fondo de los datos geológicos permiten obtener sitios apropiados para diversos estudios de ingeniería.

Las principales necesidades para el correcto y fructífero uso de las fotografías aéreas están basadas en la experiencia y habilidad del intérprete. El fotogeólogo con cierta experiencia deberá ser capaz de reconocer detalles complejos desde las fotografías. Debiendo tener también habilidad para ordenar lo que haya interpretado, tomando como base los principios de la geología o de otras ciencias. Se considera que el fotogeólogo deberá ser a su vez geomorfológico, estratígrafo, geólogo estructural; geógrafo, edafólogo y geobotánico con ciertas habilidades para aplicar su entrenamiento y experiencia en la interpretación de los detalles geológicos que se manifiestan en las fotografías aéreas.

Entre más completa sea su experiencia y entrenamiento en estos campos, mejores trabajos de fotointerpretación serán efectuados por él. Como el fotogeólogo utiliza su agudeza visual y mental, ello le facilita conocer los recursos de la fotointerpretación, los

que le permiten hacer observaciones y con ello resolver e interpretar muchos datos geológicos difíciles.

Aún cuando en algunos casos es necesario, el intérprete debe rá combatir la tendencia a seleccionar y tratar de recabar la mayor información de la zona que va a interpretar, ya que en ocasiones se puede dejar influir en la interpretación que el llevará a ca bo.

La estereoscopía es fundamental en la interpretación de detalles geológicos, ya que las características del terreno (su forma, modelo, orientación y la relación del ambiente topográfico) son aparentes en las fotografías aéreas.

Las características tonales son comunmente más claras en estereoscopía que en las fotografías sencillas. La constitución in terna del terreno no es directamente visible en fotografías aéreas, pero puede ser interpretada o supuesta, basándose en los detalles visibles; o si esto tampoco es posible y la información es necesaria, se deberá efectuar verificaciones de campo que permitan conocer los datos que se requieren.

Con el fin de llevar a cabo la más completa interpretación fo togeológica, se deberán considerar los puntos siguientes:

- a) Geomorfología.- Tectonismo, intemperismo, modelos de drenaje, corriente erosivas y de depósitos, actividad eólica, ero sión por el hielo, depósitos glaciares, erosión por agua sub terránea erosión y depósito por efecto del oleaje, barras, -

- playas, islas, pantanos, etc.
- b) Litología y Estratigrafía.- Expresiones topográficas, topografía cárstica, microcaracterísticas, tono y color del suelo o roca, anamqlías tonales, zonas de vegetación, estructuras de las rocas.
 - c) Estructuras primarias en rocas sedimentarias.- Estratificación, sedimentación, clásticos, biohermas, estratificación cruzada, horizontes clásticos, etc.
 - d) Estructuras secundarias en rocas sedimentarias.- Capas de fisibilidad, concreciones, juntas, etc.
 - e) Estructuras primarias en rocas ígneas.- Zonas de contacto, estructuras de flujo, etc.
 - f) Estructuras secundarias en rocas ígneas.- Diaclasas, crucesos, fracturas, etc.
 - g) Estructuras en rocas metamórficas.- Esquistocidad, etc.
 - h) Geología Estructural.- Rumbos, echados, pliegues, fracturas, desplazamientos en superficies de erosión, expresiones topográficas de las estructuras, modelos drenaje, modelos tonales, lineamientos tonales, análisis de fallas, etc.
 - i) Métodos fotogeológicos.- Determinación de unidades estratigráficas, estimación visual de rumbos y echados, medida y cálculo de rumbos y echados, determinación de rumbos y echados fotogramétricamente, aparatos usuales para medir la

inclinación, etc.

- j) Curvas de nivel. Curvas de nivel en topografía, contornos - estructurales, etc.
- k) Mapas geológicos
- l) Procedimientos específicos para utilizarse en exploración minera.

1.3.1 Elección del área por fotografiar

Como se ha comentado en páginas anteriores, para la elección del área por fotografiar se deberá abarcar:

- 1) Todas las posibles alternativas
- 2) La red hidrológica que tenga influencia sobre el área de estudio.
- 3) Las áreas adyacentes que sirvan para efectuar una fotointerpretación adecuada, tanto para estudios geológicos como económicos.
- 4) Los lugares cercanos que puedan servir para bancos de materiales y abastecimientos de agua.
- 5) Las zonas vecinas en donde se puedan construir obras complementarias tanto en un futuro inmediato como mediato.

1.3.2 La fotointerpretación en Ingeniería.

En los últimos años la interpretación de fotografías aéreas se ha - considerado como una técnica indispensable para la prevención y solución de diferentes tipos de problemas en los proyectos de ingeniería.

Las fotografías aéreas son utilizadas para obtener planos topográficos, efectuar exploraciones con propósitos de planeación y así seleccionar los mejores sitios para distintos proyectos, como son la localización de boquillas para grandes presas de propósitos múltiples, así como la localización y selección de rutas como autopistas, aeropuertos, ferrocarriles, canales y oleoductos. También en la investigación de condiciones superficiales y subterráneas del agua, localización de sitios adecuados para abastecimientos de agua potable, localización de sitios adecuados para el nuevo desarrollo de ciudades, así como localización de bancos de materiales (arcillas, arenas, gravas, roca sana, etc)

Las fotografías aéreas manifiestan la importancia de algunos elementos y sus relaciones con el drenaje, la topografía y la geología regional, conociendo así las condiciones de los suelos y rocas, las que en dichas fotos, son perfectamente visibles.

Las formas del terreno y los modelos de drenaje superficial y en ocasiones subterráneo, pueden ser delimitados y cartografiados con base en la interpretación de dichas fotos. Al ingeniero especialista en planeación le interesa enormemente el uso actual del terreno, así como también las condiciones naturales en que éste se encuentra. La mayoría de estas condiciones pueden ser perfectamente visibles, identificadas, medidas y analizadas mediante las técnicas de fotointerpretación.

En la ingeniería como en otros campos de la técnica, el arte de la fotointerpretación requiere habilidad, experiencia, juicio y conocimientos especializados. Muchos de los resultados de la fotointerpretación son cualitativos y las expresiones fotográficas de los materiales de la tierra varían de un sitio a otro. Esto es, si la fotointerpretación va a ser utilizada en ingeniería, deberá proporcionar la mayor cantidad de datos necesarios, que en otras condiciones, se obtienen por otros medios.

En la planeación de un determinado proyecto de ingeniería el fotointérprete está obligado a analizar los materiales de la superficie de la tierra, relacionándolos en términos de sus características ingenieriles, estudiando e interpretando las condiciones regionales y locales del terreno, así como comprender la formación y comportamiento de éste y de los suelos que le sobreyacen. También se deberá conocer como los mismos tipos de terrenos, en determinadas condiciones, difieren en tamaño, pendiente, forma, drenaje y otras características. Se debe distinguir entre terrenos constructivos recientes poco consolidados y terrenos destruccionales y de rocas parcialmente consolidadas.

El que interpreta deberá valorar los factores que determinan los tipos propiedades y variaciones de los materiales de la corteza terrestre, así como conocer los efectos de intemperismo en distintos tipos de roca y en diferentes climas, ya que esto es esencial para la interpretación de suelos. Por ejemplo, el relieve del te -

rreno y un drenaje abundante influyen de tal manera en el desarrollo de determinados horizontes del suelo. Las variaciones en algunos de estos factores afectan los materiales superficiales, y los modelos de drenaje que se observan en fotografías aéreas, provocan cambios significativos en el comportamiento de los suelos.

El uso de las fotografías aéreas y las ventajas que ellas proporcionan al ingeniero, se incrementan con la experiencia que él tenga en fotointerpretación y con el conocimiento del área que está estudiando. Un intérprete sin experiencia deberá tener cuidado cuando fotointerprete un área compleja y desconocida.

Los métodos de fotointerpretación en ingeniería se basan en los siguientes conceptos:

1.3.2.1 Materiales consolidados.-

Un proceso erosivo actúa sobre un cierto material por un largo período de tiempo produciendo cambios distintivos en su apariencia. En algunos estados del ciclo de erosión las fotografías aéreas registran rasgos característicos por medio de los cuales los materiales pueden ser identificados.

Cuando los mismos tipos de roca están asociados, el intemperismo y la erosión provocan el disgregamiento de esas rocas dejando al descubierto los tipos más resistentes.

Las rocas sujetas al intemperismo y erosión presentan formas características que dependen de sus propiedades físicas y químicas.

Las fotos aéreas captan en grandes áreas características erosiona

les las que muchas veces no pueden observarse directamente en el campo, ya sea por la vegetación o por lo inaccesible de la zona.

Movimientos terrestres como son fallas, subsidencias y deslizamientos provocados en zonas de debilidad en el terreno pueden ser rápidamente localizados en las fotografías aéreas.

1.3.2.2 Materiales no consolidados.

Los elementos observados en los modelos del terreno y registrados en fotografías aéreas, frecuentemente indican el tipo de sedimentos y sus condiciones de depósito. En el caso de que se ha seleccionado un sitio para la construcción de determinadas obras de ingeniería, las condiciones generales de depósito en el sitio deberán ser cuidadosamente analizadas. En el caso de que se estudie el carácter de los sedimentos en un valle, el intérprete deberá considerar el ancho del valle, la profundidad y el ancho de la corriente, la forma del valle en sección transversal, y otras guías fotográficas que permitan determinar la edad geológica del mismo; así como también las distancias del valle con respecto a la fuente de aportación de los sedimentos, el tipo de rocas y suelos de la zona de aportación, el régimen y gradiente de la corriente, el gradiente de sus tributarios y la desaparición de pequeñas o grandes corrientes, cuando entran a la zona del valle.

Se considera que estos elementos del terreno están determinados por las condiciones geológicas locales y tienen influencia y significado en el tipo y propiedades de los materiales que se encuen-

tran en dicho valle. La correcta identificación de esos materiales se determina por el grado de la textura de los suelos.

Este tipo de análisis es más utilizado durante la elección inicial del sitio de las obras y antes de las necesarias exploraciones de campo.

La permeabilidad del subsuelo es frecuentemente indicada por la forma del terreno mediante modelos de pequeñas elevaciones. Las formas de terreno compuestas de arenas y gravas tienen formas más pronunciadas que los terrenos en los que se presentan limos y arcillas. Estas pequeñas características son más fáciles de observarse en las fotografías aéreas que en el campo.

1.3.2.3 Identificación e interpretación de terrenos.

La interpretación de suelos y de fenómenos geológicos por medio de las fotografías aéreas es rápidamente determinada, por lo que aumenta su técnica y grado de aplicación. Determinados tipos de terrenos como son dunas de arena, barras marismas, etc., así como muchos otros tipos de rocas y suelos se pueden fácilmente identificar, y los problemas a los que se deberá enfrentar el constructor se pueden determinar antes de que sea iniciados los trabajos de campo.

Es difícil para el intérprete estudiar terrenos planos, áreas afectadas por glaciares, rocas metamórficas complejas, o grandes variaciones en suelos o formaciones de rocas. La experiencia, el buen entrenamiento y otras virtudes más son necesarias para lle-

var a cabo un análisis completo de áreas complejas. Los terrenos en los que el ingeniero deberá estar más interesado están compuestos de las siguientes características:

- a) Rocas sedimentarias, su tipo, estratificación y actitud.
- b) Rocas ígneas extrusivas e intrusivas.
- c) Rocas metamórficas
- d) Materiales glaciares
- e) Materiales aluviales
- f) Materiales eólicos

Para utilizar las fotografías aéreas en la planeación y construcción de proyectos de ingeniería, el intérprete deberá ser capaz de identificar los materiales antes mencionados.

Las características más importantes para reconocer estos materiales en las fotografías aéreas son:

1. Topografía
2. Drenaje
3. Erosión
4. Tono de suelos
5. Vegetación
6. Uso actual del terreno

La topografía del terreno comunmente limita la identificación de tres o cuatro posibilidades. Uno o más de estas posibilidades pueden ser eliminadas atendiendo a la presencia o ausencia de drenaje visible y del modelo que éste forma. El tono fotográfico, las

características de erosión, el uso del terreno, la cobertura de plantas y la presencia de microcaracterísticas frecuentemente sirven para la identificación final de los materiales. La interpretación de estos elementos deberá ser siempre efectuada con estudios estereoscópicos.

Topografía.— El tamaño de un terreno es tal vez el mejor rasgo topográfico para su identificación en las fotografías aéreas. Las características más pequeñas del relieve, muchas de las que no son anotadas en planos topográficos, son claramente visibles en las fotografías aéreas y proporcionan una gran ayuda al fotointérprete para efectuar una correcta identificación. Las propiedades físicas de los materiales terrestres con frecuencia pueden ser indicados por el tamaño de un terreno. Las secciones transversales y sus perfiles deberán ser cuidadosamente estimados con el fin de ayudar a definir las características de este terreno. El número y distribución de zonas con condiciones similares en un área determinada indicarán o sugerirán la identidad de ellas. Las barras o depósitos de piamonte en un clima húmedo y caliente pueden ser identificados de esta manera.

Los límites entre diferentes tipos de terreno son muy significativos y definen los contactos entre algunos depósitos con materiales que les subyacen o sobreyacen.

Drenaje.— Las condiciones de drenaje son indicadores importantes de la textura de los materiales y de la resistencia y estabilidad

dad para el caso de construcciones. Para analizar el drenaje de un área el fotointérprete deberá determinar si el modelo tiene un desarrollo local o aparece también en terrenos adyacentes. El interprete deberá delimitar en el terreno determinadas unidades antes de dibujar el drenaje. La textura o densidad del drenaje es una función normal a la permeabilidad y dureza de la roca. Los modelos de textura fina están comunmente asociados con terrenos en los que afloran lutitas, esquistos o granitos mucho muy alterados. El drenaje en texturas menos finas (granulares) se presenta en suelos permeables y rocas resistentes como calizas y areniscas. El drenaje subterráneo puede definirse en las fotografías aéreas identificando modelos de tonos oscuros.

Erosión.- El número de barrancas, el gradiente de éstas en relación con la textura del suelo, el tamaño de los granos y la permeabilidad de los materiales en un área, pueden ser definidos mediante la interpretación fotográfica de las formas, localización y número de barrancas. Un corto espaciamiento entre las barrancas implica materiales granulares. Los perfiles y secciones transversales de una barranca pueden mostrar cambios bruscos en su inclinación debido a la diferente constitución rocosa. Las barrancas formadas en loess, comunmente presentan gradientes compuestos. Observándose también que las barrancas formadas en gravas tienen forma de "V", no así las formadas en limos las que tienen forma-

en "U". En las arcillas se presentan formas arredondadas.

Los efectos de erosión diferencial son frecuentemente visibles en las fotografías aéreas y deberán ser considerados al estimar los perfiles de suelos y la permeabilidad de éstos en períodos de precipitaciones variables.

Tono y color.- Muchos materiales registran sus tonos en las fotografías aéreas de acuerdo con su origen. Los tonos reflejan condiciones de depósitos, forma de intemperismo, agentes de erosión, suministro de agua y drenaje, asociación con plantas y propiedades del perfil del suelo. El tono es frecuentemente empleado en la identificación de sedimentos no consolidados.

Los tonos de las fotografías de una zona en particular, normalmente están relacionados con el intemperismo y erosión, y consecuentemente significan cambios en las condiciones físicas y químicas de las rocas existentes. Los tonos oscuros en depresiones indican que los horizontes del suelo tienen texturas finas, alta humedad y gran contenido de materia orgánica. En materiales depositados bajo bastantes condiciones de uniformidad, como son las arenas eólicas, los cambios en tono son ligeros; pero cuando estos sedimentos tienen cierta consolidación los tonos entre arenas eólicas-consolidadas y no consolidadas son bastante distintivos. Los contrastes de tono no se desarrollan en arenas secas en las que su composición mineralógica es uniforme, son resistentes al intemperismo y están inmóviles. El intérprete que conoce ésto deberá distinguir

depósitos de arenas y depósitos de gravas. En dunas y desiertos - con un alto nivel freático los contrastes de tonos son definidos.

En regiones de temperatura y precipitación moderada los suelos tienden a aparecer en las fotografías en modelos de tonos distintos.

Vegetación.- El ingeniero que fotointerpreta deberá comprender los principios de geobotánica y ecología. Las grandes asociaciones de plantas son regidas principalmente por el clima; pero muchas asociaciones locales son útiles pero no infalibles para indicar las condiciones geológicas y de suelos. Los suelos salobres y arenas eólicas en climas semiáridos tienen característicos modelos de vegetación, los que son fáciles de reconocer en las fotografías aéreas. Lo escaso de la vegetación en determinadas regiones está relacionada con la reacción química de los suelos; ciertas especies vegetales son muy comunes en terrenos calcáreos, otras se desarrollan en terrenos ácidos. Ciertos modelos de vegetación en determinadas regiones indican la presencia de ciertos minerales o rocas. En los suelos de terrenos sembrados la presencia de sales solubles en bajas concentraciones no pueden ser observadas por inspecciones de campo, pero comunmente se manifiestan en las fotografías aéreas como modelos irregulares, debido a las variaciones en la concentración de las sales.

Uso del suelo.- El uso que se le está dando al suelo es un-

indicador indirecto de ciertos problemas que se presentan en ingeniería. Los métodos del manejo de la tierra pueden ser rápidamente interpretados por su representación en las fotografías aéreas, informando al ingeniero de las condiciones locales de suelos y drenajes.

Los terrenos de labor en áreas expuestas al viento, surcados en contorno y terrazas en áreas de intensa erosión o superficies desnudadas por el agua, así como los cauces del drenaje, barrancas profundas y diques en el drenaje son guías importantes para estas condiciones. El tipo de siembras con frecuencia sirve para indicar importantes propiedades del suelo.

Los terrenos o granjas abandonadas pueden ser el resultado de excesiva erosión, pobre drenaje interno o aridez de el suelo; así como también por afloramientos de rocas, áreas con espesor de suelo reducido o pedregoso, topografía desfavorable, extrema acidez o alcalinidad.

Muchos de los factores que afectan el uso del suelo son directamente visibles en las fotografías aéreas; otros pueden ser determinados por evidencias y si es necesario deberán ser confirmados con verificación de campo.

1.3.2.4 Interpretación de las formas del terreno en estudios de deslizamientos.

La fotointerpretación del terreno en estudios de deslizamientos proporciona un buen ejemplo de la importancia de la interpretación de

las formas de éste en los proyectos de ingeniería.

Este ejemplo se ha seleccionado porque los deslizamientos - afectan grandemente muchos tipos de trabajos de ingeniería como - son carreteras, ferrocarriles y construcciones en general.

Una interpretación correcta de las formas del terreno es esen - cial en la determinación y prevención de deslizamientos, ya que es - tas formas varían y dan lugar a deslizamientos de diferentes tipos. Un trabajo preliminar y cuidadoso de fotointerpretación a escalas - convenientes reducirá materialmente la cantidad de las exploracio - nes de campo que se requieren en los estudios de deslizamiento.

Teniendo un conocimiento general de un área determinada a - través del estudio de las fotografías aéreas de la mayor parte de - las zonas problema, el ingeniero estará en condiciones de definir - las características particulares relacionadas con los deslizamien - tos. Para la mayoría de los problemas de terrenos con deslizamien - tos, las fotografías de escalas de 1:20,000 a 1:30 000 son adecua - das y si el área es complicada o los deslizamientos son pequeños, - las escalas de 1:5,000 ó 1:10,000 deberán ser utilizadas. Las foto - grafías de escalas chicas son buenas para obtener mayores detalles, pero deberán ser complementadas con fotografías de escala grande - para cubrir adecuadamente una región determinada.

Antes de familiarizarse con la apariencia de deslizamientos so - bre el terreno, los ingenieros deberán normar ellos mismos sus ob

servaciones mediante el exámen de fotografías aéreas de ejemplos conocidos. Los signos visibles de un deslizamiento son la bien definida línea de fracturamiento en la zona escarpada, el amontonamiento superficial de la masa deslizada, cambios abruptos de vegetación, y diferencias tonales entre las laderas estables y las masas deslizadas. Los deslizamientos recientes aparecen en tonos brillantes o más claros y tanto la vegetación como el drenaje no están bien definidos.

En los sitios en donde las carreteras son construidas en materiales inestables, los contornos irregulares y los modelos tonales de zonas de fracturamiento y de reparaciones de pavimentos son visibles en las fotografías de escalas grandes.

Las técnicas de fotointerpretación permiten al ingeniero especialista en caminos cubrir una extensa área que él utilizará para definir sitios y examinar áreas en donde los deslizamientos son probables. Algunos de los sitios peligrosos son:

- a) Masas de tierra socavadas por corrientes. Los deslizamientos están comúnmente en bancos sujetos a socavamientos. En áreas de suelos el punto más débil es usualmente el punto de máxima curvatura de la corriente, y es el sitio en donde el agua socava el banco con mayor fuerza. Si la sección de máxima curvatura está ocupada por rocas resistentes el lugar de mayor debilidad estará en ambos lados de esa sección.

- b) Laderas saturadas. En un área peligrosa de grandes masas de roca suelta o pendientes saturadas, los deslizamientos son frecuentes y esas zonas deberán ser cuidadosamente examinadas para prevenir esos problemas.
- c) Zonas de escurrideros.- Los escurrimientos de agua contribuyen a muchos deslizamientos y la relación deslizamiento-drenaje puede ser fácilmente determinada con la interpretación de las fotografías. Los escurrideros están frecuentemente cerca de lagunas, presas, canales de irrigación, etc. Si el curso del escurridero está más alto de la zona de deslizamiento, será evidente observarlo por el fotointérprete que por el investigador de campo.

El peligro de deslizamientos en zonas en las que el drenaje se ve desviado necesitarán de estudios especiales. La experiencia de campo, en áreas inestables, tiene marcadamente enseñado que uno de los sitios más peligrosos son las laderas bajas de una montaña, donde el drenaje superficial es desviado. Cerca de canales superficiales aparecen en las fotografías aéreas, líneas suaves y oscuras, vegetación densa sobre las laderas, movimientos y rupturas en los pavimentos de los caminos. Estas características son consecuencia de la evidencia de escurrimientos locales.

Las fotografías aéreas permiten a los ingenieros comparar las zonas de laderas estables. El área de cubrimiento de las fotografías para un proyecto determinado registran muchas variaciones de -

la topografía y el drenaje, y los especialistas o ingenieros pueden definir áreas en las que las condiciones del terreno son más ideales para la construcción. Si estas áreas son estables, el sitio no presentará problemas y estará bien seleccionado.

1.3.2.5 Rocas susceptibles al deslizamiento

Muchas de las rocas que están sujetas a los deslizamientos pueden ser identificadas en las fotografías aéreas, aún cuando algunos tipos complejos de rocas y formaciones son difíciles de interpretar. Las rocas más susceptibles de sufrir deslizamientos son las lutitas, pizarras, esquistos, calizas, piroclásticos, etc. Observándose también este fenómeno en otros tipos de rocas que presentan otras condiciones determinadas como fracturas, fallas, etc., las cuales también propician estos deslizamientos.

- a) Rocas sedimentarias.- Las rocas sedimentarias con estratificación horizontal y las areniscas masivas bien cementadas son las rocas más estables. Las lutitas intercaladas con areniscas o calizas son bastante inestables. Los deslizamientos no son comunes en calizas a menos que éstas se encuentren interestratificadas con lutitas u otras rocas inestables. Si las laderas contienen tal humedad que llega hasta la saturación, cualquier tipo de rocas puede tener deslizamientos. Se considera que dependiendo del echado de las capas o estratos, del sistema de juntas, de la presencia de fracturas y del clima, los deslizamientos de rocas sedimentarias se presentarán.

como desprendimientos de rocas, bloques caídos etc. Es también muy común observar que la socavación por corrientes, y muchas ocasiones las excavaciones efectuadas por el hombre, provocan también deslizamientos. En zonas planas de rocas sedimentarias existen deslizamientos muy pequeños que no son claramente visibles en las fotografías aéreas y existe la posibilidad de que los deslizamientos no puedan ser establecidos perfectamente por medio de la fotointerpretación.

- b) Rocas ígneas.- Los basaltos y granitos son las rocas ígneas más comunes y ambas pueden sufrir deslizamientos cuando sus condiciones de fracturamiento, intemperismo, topografía y drenaje interno son abundantes, de tal manera que favorecen con ello dichos movimientos.
- c) Rocas metamórficas.- Los desprendimientos en estas rocas varían en frecuencia y severidad, siendo difícil su identificación en fotografías aéreas ya que de por sí la interpretación de las rocas metamórficas es muy compleja, puesto que sus características superficiales son demasiado pequeñas para lograr identificarlas. Sin embargo con algunas experiencias de campo aplicadas a la interpretación pueden ser resueltas estas dificultades.

1.3.2.6 Forma de investigar zonas de deslizamientos

El siguiente procedimiento es recomendable para la localización de-

zonas de deslizamientos por medio de estudios de fotointerpretación:

- Análisis detallado de todos los meandros de los ríos y áreas dependiente húmedas con evidencias de deslizamientos en áreas de proyectos deberán ser cuidadosamente interpretadas.
- Identificación del tipo de terreno, tipos de rocas, suelos y determinación de áreas de posible deslizamientos.
- También se recomienda examinar detenidamente todas las masas de terreno que estén cercanas a las curvas de los ríos; además de todas las pendientes saturadas arriba y abajo de los cortes del camino o sitio de construcción.
- Los contornos irregulares del terreno y los caminos en los que se observa una intensa conservación (parches en el pavimento), son indicadores evidentes de la formación de deslizamientos.

1.3.3. Verificaciones de campo de la fotointerpretación.

Una vital y muchas veces difícil parte de la planeación en la ingeniería es la selección de un buen sitio para la construcción o proyecto de ruta. El análisis de suelos, rocas y condiciones topográficas por medio de la fotointerpretación permitirá al ingeniero cambiar o seleccionar un número de posibles sitios o rutas y planear con ello un programa de exploraciones del subsuelo. Estos trabajos se pueden efectuar con un mínimo de demora y costo. La selección de la ruta, en su ubicación, es importante en el caso en el que las cons-

trucciones sean en el subsuelo (oleoductos), ya que al concluir su construcción del terreno es nuevamente utilizable por sus propietarios sin sufrir ninguna alteración.

Teniendo correctamente interpretadas las condiciones de suelos y rocas observados en los pares estereoscópicos, el proyectista estará en condiciones de determinar el número, tipo y profundidad de las muestras que sean requeridas. En las áreas de terrenos y materiales más complejos se deberán coleccionar un mayor número de muestras. Las condiciones de los sitios elegidos pueden ser rápidamente comparadas anticipándose con ello a las dificultades que se presentarán en el campo.

Las exploraciones de campo también pueden ser limitadas determinando áreas en las que las formaciones de suelos y rocas son complejas o difíciles. En donde las propiedades de los materiales puedan ser identificados directamente, el ingeniero puede extrapolar a grandes áreas la información obtenida de unos cuantos sondeos. El tiempo empleado en el muestreo de campo es reducido cuando se conoce de antemano las texturas del suelo mediante el empleo de las fotografías aéreas. Dependiendo del entrenamiento que tenga el intérprete, éste podrá determinar las texturas de materiales como dunas, loess, graveras, planicies de inundación, así como las propiedades de determinadas rocas como son calizas, granitos, etc.

Cada proyecto de ingeniería es único en uno o más conceptos,

pero la función principal y los métodos básicos de fotointerpretación son similares en todos los proyectos. La interpretación de condiciones locales y la planeación del trabajo de campo, puede efectuarse eficientemente de la siguiente manera:

- a) Lista de alternativas proyectos por verificar en campo.
- b) Mosaico fotográfico del área por estudiar en el que estén anotadas las características geológicas observadas.
- c) Estudio de las características regionales, algunas de las que aparecerán en el mosaico, y la lista de las características generales del área. Estas investigaciones influirán en la selección del sitio y el método de construcción y mantenimiento. Al checar las correcciones de la lista con un breve examen estereoscópico, se conocerán las condiciones del posible sitio elegido.
- d) Establecer una clasificación de las condiciones más relevantes del terreno, las que influirán en las construcciones y ejecución de las obras de ingeniería que se proyecten.
- e) Delimitar el tipo de unidades de rocas en las fotografías, de acuerdo al esquema de clasificación y si es necesario, pasar los deliniamientos a un plano base. En la clasificación y delimitación de tipos de unidades se deberá tomar en cuenta el costo y función de la obra, en relación con las exploraciones de campo.
- f) Seleccionar sitios para muestreos que sean de fácil acceso.

para su verificación.

- g) Planear las exploraciones del subsuelo, indicando en las fotografías la localidad de los sondeos.

La eficiente planeación del muestreo de campo proporciona un mayor entendimiento de las funciones de la fotointerpretación, ya que antes que sea efectuada la verificación de campo se puede determinar las condiciones del área por estudiarse.

La verificación de campo de la fotointerpretación tiene tres propósitos principales:

- a) Afinar la interpretación con detalles observados en el campo.
- b) Anotar las características y calidad de los materiales estudiados.
- c) Efectuar en el sitio pruebas y recomendaciones adecuadas.

¿Cuántas pruebas de campo son necesarias para un buen trabajo?, es una de las preguntas fundamentales que deberá hacerse el ingeniero.

El factor más importante que afecta a estas necesidades es la complejidad de la geología y geomorfología del área, así como el tipo de trabajo que se esté efectuando. Cuatro combinaciones básicas relacionadas con estos factores son las siguientes:

- a) Un trabajo detallado deberá ser efectuado en un área compleja como lo es la exploración de zonas mineralizadas.
- b) Reconocimiento en área compleja, como es la valoración de -

concesiones mineras y/o petroleras.

- c) Un trabajo detallado en un área de geología uniforme como el requerido para estudios de presas.
- d) Reconocimiento de un área de geología uniforme como sucede en la localización preliminar de vías terrestres.

En estos ejemplos, la cantidad de trabajo de campo requerido disminuye desde (a) hasta (d).

1.3.4 Ventajas que se obtienen del empleo de la fotointerpretación.

- 1) El tiempo necesario para realizar un estudio se reduce en forma notoria y esta reducción puede variar de un 50% a un 90% dependiendo del tipo de estudio y la complejidad de la zona por estudiarse.
- 2) En zonas poco habitadas por el hombre el empleo de las fotografías aéreas permitirá efectuar el estudio sin dificultades - (desiertos, glaciares, selvas).
- 3) Las fotografías aéreas estarán a disposición en el momento en que se requieran con el fin de efectuar una nueva investigación del área estudiada, sin necesidad de hacer nuevos gastos ya que las fotografías son documentos archivables y que pueden sujetarse a revisión en cualquier momento.
- 4) La gran cantidad de detalle que proporcionan las fotografías aéreas no pueden obtenerse de algún plano, cualquiera que sea el método o tiempo que se emplea en elaborarlo.

- 5) Pueden ser estudiadas con facilidad las zonas de morfología inaccesible o de difícil acceso.
- 6) En la programación de itinerarios que deberán seguirse para la verificación de campo es de gran ayuda.

Las limitaciones que se tienen como todo método auxiliar son las siguientes:

- 1) Las escalas con que se trabaja son frecuentemente fraccionarias lo que provoca pequeños grados de enexactitud.
- 2) Las determinaciones efectuadas por fotointerpretación, no todas pueden ser reconocidas con precisión, siempre y cuando no se efectúen reconocimientos de campo.

1.3.5 Fotointerpretación en campos especiales de la ingeniería

1.3.5.1 Caminos.

Durante muchos años los proyectistas de vías terrestres han utilizado las fotografías aéreas como planos bases convenientes para la representación gráfica y localizaciones de campo. Recientemente ellos han realizado en las mismas fotografías todas las fases de la ingeniería de vías terrestres, como son: planeación, exploración, diseño para la construcción y mantenimiento.

Para decidir sobre la más fácil construcción de un camino, el ingeniero deberá efectuar estudios sobre el origen y destino de ese camino, densidad del tráfico, análisis de campo del comportamiento de otros caminos, similares al proyectado, ya que estén en operación y seleccionar las rutas posibles para el nuevo camino. Los es

tudios de campo pueden ser efectuados con facilidad y rapidez basándose en las fotografías aéreas. Las posibles rutas también pueden ser seleccionadas más eficientemente con la fotointerpretación, que por medio de las mejores técnicas de campo; por lo tanto, la exploración en ingeniería de vías terrestres deberá producir resultados rápidos y el fotointérprete estará en posibilidades de efectuar proyectos preliminares sin tener que salir del gabinete.

Las posibles rutas son rápidamente examinadas en pares estereoscópicos de fotografías aéreas y las condiciones del terreno son interpretadas, marcando en las fotografías los tipos de unidades litológicas, y si es necesario, éstas deberán reproducirse en un plano. Mediante este proceso es posible eliminar una o más de las posibles rutas. En el proyecto de caminos los factores siguientes deberán regir las clasificaciones y delimitaciones de tipos de unidades.

- 1) Area y tipo de espacios libres y sin vegetación abundante
- 2) Valor de la propiedad y costo del camino.
- 3) Volumen de excavación
- 4) Drenaje
 - a) Areas de las cuencas, topografía, vegetación y permeabilidad del subsuelo.
 - b) Condiciones del subsuelo.
 - c) Escurrideros y áreas potenciales de infiltración.
- 5) Deslizamientos antiguos y áreas susceptibles al deslizamiento.

- 6) Materiales que requieren excavaciones.
- 7) Volumen y acceso de bancos de materiales
- 8) Localización de bancos de materiales para base, su base y agregados para el concreto, así como la localización de bancos de arcillas y arenas.

La gran mayoría de estos sitios deberán ser localizados directamente en las fotografías.

Para comparar la economía de cada una de las alternativas deberán ser utilizadas las fotografías aéreas, con el fin de obtener planos fotogramétricos que permitan efectuar las valoraciones antes mencionadas.

En escalas de mayor magnitud el intérprete estará en posibilidades de analizar las distintas rutas con una buena cantidad de detalle, además de agregar otros factores generales como alineamiento, pendiente, excavación de roca, capacidad de carga de los suelos y otras pequeñas características como son capas de rocas, zonas de aluviones, manantiales y zonas de saturación.

El trabajo de construcción incluye las exploraciones de campo, correcciones de datos de alineamiento y pendiente, localización de áreas problemas potenciales y de bancos de materiales para la construcción.

Para una mejor interpretación de las actividades que se desarrollan en la selección de una vía terrestre, a continuación se anexa la secuencia de actividades para seleccionarlas, tomando como ba

se las fotografías aéreas.

- a) Primer reconocimiento aéreo en el que toman parte tres técnicos especialistas, uno en localización de vías terrestres, otro en geotécnica y otro en estudios económicos, los que realizan observaciones de su especialidad en todas las rutas posibles, sobrevolando toda el área necesaria con objeto de apreciar los accidentes topográficos e hidrográficos, las características geotécnicas generales y la situación económica y social de la zona. De este reconocimiento se elabora un informe y se escogen las rutas que deben estudiarse con más detalle, determinando la zona dentro de la cual quedan comprendidas y de la que deberán obtenerse fotografías aéreas escala 1:50,000.
- b) Las fotografías aéreas obtenidas se estudian estereoscópicamente con objeto de señalar en las mismas las posibles líneas que puede seguir el trazo del camino, desde los puntos de vista topográfico, geotécnico y socioeconómico.
- c) Se efectuá un estudio comparativo preliminar de las alternativas, eliminando aquellas que obviamente reúnen las menores ventajas.
- d) Sobre las mejores rutas se práctica un segundo reconocimiento más detallado que el anterior con la participación de los mismos elementos, con objeto de verificar en el terreno las características que se fotointerpretaron en el gabinete. Este

reconocimiento se realiza en avión o en helicóptero.

- e) Posteriormente al reconocimiento se separan las rutas más ventajosas sobre las que se ordena efectuar un vuelo fotográfico escala de 1:25,000. Se levanta el control terrestre necesario para poder estudiar los modelos fotográficos a la escala 1:5,000. Se detallan más los estudios fotogeológicos, las cuencas de drenaje y se hacen los primeros estudios de los cruces.
- f) Las fotografías con el apoyo terrestre necesario se estudian en los Balplex, aparatos que permiten por un sistema de proyectores a color, obtener el modelo estereoscópico del terreno en la mesa de trabajo al ingeniero proyectista. Este modelo estereoscópico se tiene a la escala precisa de 1:5,000 y por medio de la mesilla trazadora del aparato, se pueden determinar elevaciones del terreno, levantar perfiles y secciones transversales del mismo.
- g) Estas características del equipo y la posibilidad de tener el terreno a escala, tanto horizontal como vertical, le permite al proyectista estudiar varias alternativas de localización en una franja del terreno de más o menos cuatro kilómetros de ancho. El estudio de estas alternativas es muy rápido y permite comparar sus costos de construcción y de operación, teniendo presente las recomendaciones de geotécnica y las proyecciones del tránsito calculadas.

- h) ° Finalmente sobre la ruta seleccionada en el Balplex se hace un reconocimiento más detallado a lo largo de la misma sobre el terreno para comprobar si no existen problemas geotécnicos - que se hayan pasado por alto en el estudio de gabinete, y en el caso de que hubiese dos rutas comparables, éste reconocimiento del terreno no permitirá tomar la decisión a favor de una de ellas.

Anteproyecto.- La segunda etapa, que se designa como de anteproyecto, se inicia con el estudio en gabinete y el replanteo en el campo de una poligonal de referencia a lo largo de la ruta elegida. Los vértices de esta poligonal se monumentan y señalan en el terreno, de tal manera que destaque en las fotografías aéreas 1:5,000 que se tomarán inmediatamente después. El trazo de esta poligonal se lleva a cabo utilizando tránsitos y telurómetros, este último es un aparato de medición de distancia basado en el tiempo de recorrido de ida y vuelta de las ondas electromagnéticas entre un aparato emisor y otro receptor. Los vértices de esta poligonal se colocan alternadamente a un lado y otro de la línea central de la ruta escogida y una distancia conveniente para que no se vean afectados posteriormente los monumentos por la construcción del camino. Además de los vértices de la poligonal se levantan algunos puntos de control auxiliares, mediante radiaciones.

- ° Con base a estas fotografías y el control terrestre descrito, - se elaboran los planos fotogramétricos a escala 1:2,000 ó - 1:1,000 de una faja de terreno del ancho necesario para estu - diar en ella varias alternativas de anteproyecto de trazo. Al mismo tiempo, con las fotografías en los Balplex se estudian con todo detalle las características del terreno natural y de - los accidentes naturales y artificiales que en él se presenten. En esta forma se comparan varios anteproyectos, estimando - los movimientos de tierra, el costo de las obras de drenaje, - puentes y obras complementarias, así como los costos de ope - ración de las diversas alternativas, con objeto de escoger de - éllas, aquéllas que arrojen el costo mínimo para el tránsito - propuesto para ese camino.

Como la localización de los anteproyectos se hace en la mesa de trabajo del proyectista, éste tiene todas las facilidades para determinar con rapidez y comodidad las característi - cas geométricas y los presupuestos y costos de operación de cada una de las alternativas, llegando en esta forma a optimi - zar la selección del anteproyecto definitivo.

Proyecto definitivo.- En la tercera etapa que correspon - de a la del proyecto definitivo se realizan las siguientes opera - ciones:

- a) Sobre la línea del anteproyecto elegido se realiza un es - tudio geotécnico detallado en el campo a base de sondeos

- directos y estudios geofísicos en los cortes de más de 7 m, - con objeto de determinar los coeficientes de variación volumétrica de los materiales, la clasificación de los estratos con fines de pago y la inclinación que se debe dar a los taludes - de los cortes.
- b) Simultáneamente, las brigadas topohidráulicas y de exploración efectúan los levantamientos y estudios topohidráulicos necesarios en los cruces escogidos, obteniendo muestras del terreno para determinar sus características en cuanto a capacidad de carga y resistencia a la acción de otros factores a los que es tará sometido el terreno.
- c) Mediante el programa correspondiente la computadora electrónica con los datos registrados en tarjetas perforadas, calcula y entrega los datos del alineamiento horizontal, matematizando - analíticamente los datos elementales que componen dicho alineamiento.
- d) Con las diapositivas de las fotografías 1:5,000 debidamente - orientadas en los autógrafos y utilizando como eje el alineamiento horizontal matematizado, se levantan las secciones transversales con el auxilio del perfiloscópio, que es un aditamento que se coloca en el coordinatógrafo del autógrafo para que ma terialmente el operador pueda seguir las líneas de las secciones transversales cada 20 m y de los puntos singulares. Se levantan también los perfiles de todos los arroyos y talwegs -

que cruzan la línea para utilizarse posteriormente en el proyecto de las alcantarillas. Los datos de las secciones transversales se obtienen a base de tres coordenadas de cada punto de la sección, los que se registran automáticamente en una máquina de escribir y en una perforadora de tarjetas. Con estos datos y mediante un programa especial se obtiene el perfil longitudinal del terreno sobre el eje del camino.

- e) Sobre el perfil obtenido se diseña un anteproyecto de subrasante con todos los datos del alineamiento vertical.
- f) Con base en los datos de los alineamientos horizontal y vertical, las secciones transversales del terreno, las secciones tipo para terraplén y corte y los coeficientes de variación volumétrica de los materiales que constituyen los estratos del terreno, la computadora electrónica mediante un programa preparado para el caso, calcula áreas y volúmenes de las terracerías resultantes de este proyecto. Si a la vista de los resultados se observa que pueden hacerse economías mediante pequeños ajustes en el alineamiento vertical y aún en el horizontal, se procede a hacer estos ajustes repitiendo el proceso de cálculo en la computadora electrónica.
- g) Una vez que se tiene el alineamiento horizontal definitivo, la computadora electrónica con un programa expofeso, proporciona los listados de las coordenadas polares y rectangulares con respecto a la poligonal de referencia del C del trazo del

camino, en las estaciones a cada veinte metros y en los puntos singulares del trazo.

- h) De acuerdo con el proyecto del alineamiento vertical y horizontal ya debidamente ajustado y con un programa especial, la computadora electrónica calcula y proporciona un listado de las coordenadas de los puntos principales de las secciones de construcción, como son las del \square , los hombros del camino y los ceros.
- i) El proyecto hidráulico y geométrico de las alcantarillas y los puentes se ha mejorado bastante en el método actual, debido a que las fotografías aéreas proporcionan todas las características de las cuencas de drenaje en forma fidedigna y permiten estimar el gasto y el área hidráulica necesaria con base en una información más precisa. Al mismo tiempo se ha estado superando las insuficiencias derivadas del uso de fórmulas empíricas para el cálculo de estos elementos, utilizando fórmulas más racionales.

Las ventajas más importantes de la aplicación de las nuevas técnicas de proyecto, pueden sintetizarse en las siguientes:

- a) Permite aumentar la producción de kilómetros proyectados de carreteras y/o ferrocarriles, debido a la posibilidad de atacar simultáneamente varios proyectos en sus diversas etapas. En la actualidad la producción se ha incrementado hasta alcanzar

- o una longitud comprendida entre 1,200 y 1,500 kilómetros de -
vías terrestres proyectados por año. Lo que representa un -
aumento del más del 100% en relación con la producción de -
hace 10 años.
- b) Las técnicas empleadas permiten a los proyectistas y a los -
jefes responsables de los proyectos visualizar en forma exhaus-
tiva todos los problemas que puedan presentarse en la locali-
zación del camino, lo que permite optimizar el proyecto y re-
ducir las contingencias durante la construcción y operación del
camino.
- c) Se han obtenido economías muy importantes, casi de un 50%, -
en el costo del proyecto y se estima que las economías en la
construcción son del orden del 30%
- d) Comparación de tiempo de ejecución (en meses) entre el méto-
do tradicional y combinado. Para 100 kilómetros de proyecto.

<u>Tradicional</u>	Plano	Lomerío	Montañoso
Con una brigada	8	13	20
Con dos brigadas	4	7	10
Con tres brigadas	3	4	7
Con cuatro brigadas	2	3	5
<u>Combinado</u>			
Con un instrumento	3	5	7
Con dos instrumentos	1.5	2.5	3.5
Con tres instrumentos	1	1.5	2.3

El costo fluctuaría entre un 10% y 15% más bajo el combinado que el tradicional.

1.3.5.2. Aeropuertos

Aplicación de la fotogrametría en la localización de sitios para aeropuerto.

La aeronáutica comercial en el mundo ha logrado colocarse en primer plano como un factor coadyuvante en el progreso de los diferentes sectores de la economía y ha encontrado nuevas técnicas para mejorar los actuales sistemas, mecanismos, rendimientos, etc. tanto en su navegación como en los aeropuertos. Estos últimos, son lugares donde se proporciona la facilidad y seguridad para operación de aeronaves y en donde se efectúa el cambio de pasajeros y mercancías en dos medios de transporte, el terrestre y aéreo.

El sistema aéreo está formado por los espacios aéreos, las facilidades de navegación y la interrelación con otros aeropuertos.

Existen otros sistemas como el aeronáutico-terrestre, formado por pistas, calles de rodaje y plataformas; otro, como lo es el área-terminal, el cual es la liga entre los medios de transporte.

El desarrollo aeroportuario en México ha ido progresando gracias a la constante aparición de nuevos modelos de aeronaves, cuya operación ha permitido el consiguiente beneficio económico a la zona servida por cada aeropuerto.

En el proyecto de un aeropuerto es necesario efectuar una serie de actividades cuyo resultado es el plan maestro, el cual cons-

tituve una guía para el desarrollo de la obra en sus diferentes etapas.

En base a lo anterior, se procede a estudiar la localización del sitio adecuado para el aeropuerto, o sea, definir en que porción de terreno será posible construirlo.

En esta etapa es cuando se hace necesario y conveniente utilizar FOTOGRAFÍAS por ser un sistema de confiabilidad y utilidad para determinar y evaluar los diferentes factores físicos del terreno, y el primordial que es la seguridad en las operaciones aéreas de aproximación y despegue.

Actualmente todo especialista en proyecto de aeropuertos mediante la fotointerpretación puede estudiar el terreno desde los puntos de vista: Topográfico, geológicos, uso del suelo, urbanos, etc.

Estos estudios indican, entre otros aspectos, el uso agrícola, pecuario, forestal y otras asociaciones de vegetación; también la erosión, áreas desprovistas de vegetación y otras en proceso.

En las fotografías el tono y la textura tienen un papel muy importante en virtud de que cada uno de los tonos entre el blanco y el negro, además de su frecuencia de cambio en la imagen, manifiesta la textura lo cual hace más fácil la interpretación de los objetos.

Para el estudio de espacios aéreos es importante ubicar las cimas de las montañas, las cuales en las fotografías se pueden apreciar en un tono más claro.

1.3.5.2.1 Planeación.

Con el desarrollo del transporte aéreo, los aeropuertos se han convertido en un elemento tan esencial para una ciudad como lo son las carreteras o los ferrocarriles.

Como la aviación es un medio de transporte y de comunicación tridimensional, un aeropuerto puede enlazar una ciudad con el resto del mundo (lo que no ocurre con las carreteras y los ferrocarriles) creando así oportunidades especiales para el desarrollo del área que sirve.

Los aeropuertos atraen industria y comercio, crean empleos, proporcionan ingresos y tiene por lo tanto impacto económico en su vecindad. También influyen en los planes de urbanización, debido al terreno que requieren, los accesos que necesitan y las restricciones que imponen en cuanto a franqueamiento de obstáculos y a zonificación por el ruido. Por consiguiente, han de planearse al mismo tiempo que la urbanización y la construcción de viviendas.

Se encuentran en la confluencia de dos sistemas formando parte de ambos: el sistema de transporte aéreo y el sistema urbano.

Información necesaria para la planeación

Los terrenos disponibles y la medida en que han de bastar para satisfacer los pronósticos a largo plazo.

Consideraciones operacionales

- 1) Espacio aéreo
- 2) Obstáculos

- 3) Peligro
- 4) Condiciones meteorológicas
- 5) Ayuda para la aproximación y el aterrizaje

Consideraciones sociales

- 1) Centros de demanda
- 2) Acceso terrestre. Existencia de medios de transporte terrestre.
- 3) Ruido.
- 4) Utilización del terreno

Consideraciones de costo

- 1) Topografía
- 2) Naturaleza del suelo y materiales de construcción
- 3) Servicios
- 4) Valor del terreno

1.3.5.2.2 Localización del aeropuerto

La localización de un aeropuerto es básicamente un problema de índole operacional de aeronáutica, así como también representa un problema de aspecto económico.

Por lo anterior, la investigación recae directamente sobre dos grandes factores que son: factores de seguridad y factores económicos. El factor de seguridad, o sea el estudio de todos los conceptos que afectan la seguridad de todas las operaciones aeronáuticas - siempre debe considerarse primordial sobre cualquier otro factor -

que afecte la localización del aeropuerto.

El primer concepto o subdivisión del factor de seguridad son los obstáculos, es decir, se estudia en primer lugar la localización del aeropuerto respecto a los obstáculos existentes que pueden ser naturales tales como: torres, antenas, edificios, etc.

La ubicación de los obstáculos en relación con el aeropuerto y la altura de los mismos está reglamentado nacionalmente e internacionalmente para dar la debida seguridad a las operaciones aeronáuticas.

Se estudiará primeramente los obstáculos que se encuentren en las zonas de virajes y, por último, en la zona de protección del aeropuerto, así como alrededor del mismo.

El factor de seguridad es la visibilidad que se subdivide en visibilidad horizontal y visibilidad vertical.

- a) Visibilidad vertical.- Comunmente llamada techo y se define como la distancia a la cual se puede ver fácil y claramente una aeronave o mejor dicho a la altura que existe entre el techo bajo de un banco de nubes y al aeropuerto.
- b) Visibilidad horizontal.- Llamada comunmente visibilidad en términos aeronáuticos.

El techo y la visibilidad están perfectamente reglamentados: El techo mínimo es de 800 pies en condiciones metereológicas normales, es decir, sin ayuda de instrumentos especiales (radar), pues de existir estos instrumentos el techo se reduce a 400 pies.

La visibilidad en condiciones metereológicas normales de 1.5 millas.

Por lo anteriormente, es conveniente buscar un lugar tal para la localización del aeropuerto que presente un mínimo porcentaje de tiempo en condiciones metereológicas que impidan una visibilidad y un techo adecuado para el aterrizaje y despegue de las aeronaves.

Es decir, habrá que estudiar si se presenta neblina, tolvanes, brumas, humos industriales, etc.

Otro factor de seguridad son los vientos, los cuales no afectan a la localización del aeropuerto, pero si modifican la orientación de las pistas y al suceder esto, consecuentemente hará variar la localización del aeropuerto.

Habrá que buscar siempre que el aeropuerto se encuentre lo más cerca posible a una carretera existente que comunique con el centro de la población a la cual sirve el aeropuerto antes mencionado, esto es con el fin de ahorrarse el costo de un camino de acceso, aún cuando la carretera representa en sí un obstáculo de 5 mts de altura, pero existe una distancia reglamentada entre extremo de pista y acotamiento de carretera, la cual hace que las aeronaves se conserven de acuerdo con su pendiente en la zona de aproximación con seguridad.

A veces habrá que estudiar la presencia de vientos huracanados, arrachados, ascendentes y descendentes, los cuales podría afectar las operaciones aeronáuticas y, por consiguiente la localización

de las pistas haciendo variar con ésto en muy poca escala la localización del aeropuerto. Estas condiciones existen generalmente en las cercanías de barrancas, cañones, desfiladeros, etc., generalmente las condiciones de viento no varían apreciablemente en el mismo lugar.

Un último factor de seguridad es la localización de las pistas con respecto a las pendientes longitudinales obtenibles; una pendiente longitudinal excesiva restringe las operaciones aeronáuticas y la vuelve peligrosa tanto en el despegue como en el aterrizaje.

El despegue cuesta arriba aumenta la longitud de la pista en 20% por cada grado de pendiente (especificación). No es benéfico pues disminuye proporcionalmente el paso máximo permitido para la aeronave en el despegue, lo cual representaría una pérdida económica. El despegue cuesta abajo es benéfico cuando se realiza en condiciones normales, pero reglamentariamente y por razones obvias de seguridad se requiere que si un motor de un avión tetramotor (multimotor) falla antes de alcanzar la velocidad de despegue, el avión pueda desacelerar hasta parar sin peligro dentro de la pista, en este caso el despegue cuesta abajo es perjudicial.

En el curso de aterrizaje la operación cuesta arriba es benéfica pero con frecuencia se vuelve peligrosa debido a que la aeronave al tocar tierra recibe un impacto muy fuerte que en ocasiones puede averiar el sistema de aterrizaje, así también, el aterrizaje cuesta abajo requiere mayor longitud de pista.

La pendiente longitudinal excesiva es generalmente un problema o factor económico, ya que su corrección consiste en un movimiento de terracerías, pero en algunos casos no es económicamente factible mejorar la pendiente longitudinal y en ese caso el problema se convierte en factor de seguridad.

Por lo antes expuesto, se concluye que la pendiente longitudinal disponible es tanto factor de seguridad, como factor económico, debiendo buscarse el sitio donde la pendiente longitudinal sea la menor posible sin perjudicar excesivamente el drenaje del terreno. Lo ideal es la pendiente longitudinal nula con una ligera pendiente transversal suficiente para drenar el terreno preferiblemente a ambos lados, es decir, a dos aguas.

Otro último factor de seguridad es la instalación de dispositivos para ayudar a la navegación como son las estaciones de radio-especial, o radio guía direccional, o faro radio direccional.

La finalidad de un radio faro es poder guiar a la aeronave por medio de bases o piernas electrónicas, generalmente indican las aerovías a utilizar. Los radio faros se colocan en lugares adecuados para controlar las operaciones de las aeronaves, procurando eslabonar convenientemente una pierna de un radio faro con la pierna del aerofaro que en el área de control le sigue en su ruta. Los radio faros trabajan utilizando frecuencias de radio, es decir, si el piloto se sale de la ruta dejará de estar dentro del campo de señales de la pierna del radio faro de inmediato se notará por medio

de la frecuencia, pues en el tablero de instrumentos se verá una señal o un sonido que indique la desviación antes mencionada. - El piloto que ya conoce la frecuencia de ese radio faro tratará - de rectificar su curso a fin de colocarse en contacto con el radio faro.

Simultáneamente con el estudio de los factores de seguridad deberá estudiarse la adquisición del terreno y los problemas que - pueden derivarse de tal adquisición.

El aeropuerto es una vía general de comunicación y como tal constituye un instrumento para el progreso de la región a la cual - sirve, por lo tanto, es evidente que para ayudar a la región en el aspecto económico no deberán quitársele a la misma terrenos pro - ductivos o valiosos, pues de suceder así, la adquisición de esos te - rrenos significaría una erogación bastante elevada, además de lesio - nar la economía de la región. En algunos casos intervienen pro - blemas de aspecto político al resultar afectados terrenos valiosos - o ejidales que vienen a crear problemas a veces serios desde los - ingenieros que efectúan el levantamiento topográfico hasta la entidad gubernamental o particular que constituya el mencionado aeropuerto.

En otros casos se estudiará la afectación de terrenos de due - ños múltiples o de propiedad dudosa o en litigio, la cual puede com - plicar la adquisición del terreno.

Al adquirir el terreno deben tomarse en cuenta no solamente las necesidades actuales sino también las futuras, es decir, debe - rán preverse futuras ampliaciones de las pistas, plataformas y ser

vicios conexos al aeropuerto. Esto puede suceder de abundar el tráfico aéreo o al aumentar el tamaño y necesidades correspondientes a las aeronaves.

En primer lugar, al localizar el sitio del aeropuerto deben preverse estas futuras ampliaciones y de ser posible, deberán adquirirse de inmediato los terrenos adicionales necesarios.

Estas consideraciones pueden afectar la localización del aeropuerto al dictaminar sobre el tamaño del terreno.

Al dictaminar sobre el tamaño del terreno deben tomarse en cuenta las áreas requeridas para pistas y fajas de aterrizaje (estudiando las posibilidades de futuras pistas paralelas cuando aumente el tránsito aéreo y también la posibilidad de pistas transversales adicionales cuando por datos obtenidos por las operaciones en el lugar resulten necesarias para cubrir vientos transversales); pistas de rodaje, plataformas pavimentadas, revestidas, conformadas, terreno para hangares, para estación de pasajeros, jardines, banquetas, estacionamiento y circulación de automóviles, etc.

Asimismo, deberán adquirirse terrenos para edificios diversos de las empresas aéreas (talleres, hangares, comisariatos, estacionamiento de automóviles de servicios, baños de servicio para empleados), terrenos para el equipo de rampa, escaleras, carros de equipaje, extinguidores, arrancadores de motores, terrenos para estacionamiento de carros tanque combustible y en algunos casos, estacionamiento para ambulancia y carro contra incendio. Es de im

portancia prever terrenos para los tanques de almacenamiento de com bustibles y lubricantes para aviones y sus respectivas bombas, medi- dores, filtros y tuberías o mangueras, etc. En algunos casos habrá que prever tuberías subterráneas dentro de la zona de almacenamien- to y la plataforma de estacionamiento y servicio de las aeronaves, en este lugar podrán instalarse hidrantes a pozos para abastecer de - combustible en sus diferentes octanajes.

Al localizar el aeropuerto deberá incluir antepresupuesto que - incluyan desmonte, limpia y desenraice, movimiento de tierra y con formación de las mismas; drenaje, pavimentación e iluminación de - pistas, edificios, control de polvo, ya sea sembrando pastos o gra- míneas, retiro de distribución de obstáculos (rebajar un cerro, qui- tar árboles), construcción de edificios, instalación de torres y de - más equipos de ayuda de navegación (generalmente inversión particu- lar), instalación de sistemas de almacenamiento y distribución de - combustible, construcción de pavimentos o áreas de estacionamiento y circulación de automóviles frente a la estación de pasajeros. En los aeropuertos de mayor categoría pueden requerirse caminos pa - ra la circulación de vehículos terrestres de servicio dentro del aero- puerto (del área de maniobra). Pueden así también requerirse ca - minos perimetrales adyacentes a los linderos con el fin de inspec - ción de los cercados y demás instalaciones .

Los antepresupuestos son necesarios para decidir la localiza-- ción del aeropuerto por ejemplo: en el costo de pavimentación ten--

dríamos que estudiar la posibilidad, costo y adquisición así como - distancias de acarreo de los materiales de construcción, cada uno - de estos factores pueden resultar un concepto determinante. Otro - ejemplo lo tenemos en el movimiento de tierras en el cual se ten - drían que estudiar volúmenes que hay que mover, tipo de movimien - to, equipo por usar, características del material por mover (tierra vegetal, común, seca húmeda, roca suelta, fija fango, etc.) afectan todos estos factores, por consiguiente y, de modo importante al cos - to. Además, por recomendación siempre deberá de localizarse (el - aeropuerto) en sitios que requieran el mínimo posible de relleno en el área de maniobras de las aeronaves; ésto es debido a que las - grandes aeronaves (pesan 40, 60 o más toneladas), provocan asenta - miento de los rellenos, los cuales han sido compactados con equipo de un peso de 12 a 18 toneladas. El asentamiento es sumamente per - judicial pues hace peligrosas las operaciones también, por los des - perfectos consecuentes al pavimento.

El valor soportante del terreno afecta de manera importante - al costo, es decir, deberán de buscarse terrenos firmes con poco - cambio volumétrico, en general, nada plásticos o muy poco plásti - cos.

Otro aspecto de especial importancia es la disponibilidad y - costo de los servicios públicos tales como energía eléctrica, servi - cio telefónico, agua potable, drenaje de aguas negras etc.

La disponibilidad de energía eléctrica y su costo deberán estu -

diarse tomando en cuenta la distancia a la línea de transmisión más cercana, estudiándose, además, la manera de conducir la corriente, es decir, por medio de pastería o por medio de ductos subterráneos. Además se estudiará la posibilidad de una subestación para los diferentes circuitos que darán servicios a la iluminación de pistas y plataforma, a equipos de radio-comunicaciones, a equipos de control de tránsito aéreo de la torre de control, hangares, talleres, edificios de pasajeros, etc.

Además de la energía normal para su uso continuo, será indispensable instalar una planta generadora de energía eléctrica para emergencia. De preferencia esta planta deberá entrar en servicio automáticamente al sufrir un desperfecto el equipo normal de suministro.

En algunos sitios no será económicamente factible por aspecto operacional aeronáutico llevar energía eléctrica por línea aérea (postes) o por línea subterránea (ductos) al aeropuerto, en cuyo caso deberán instalarse plantas generadoras para el servicio continuo y otras independientes para el servicio de emergencia.

Servicio telefónico es muy importante en los aeropuertos de servicio público y aunque en menor grado, también lo es en los aeródromos, ya sea de servicio público o privado.

Para las operaciones aeronáuticas constituye un medio de comunicación que se utiliza por ejemplo de un aeropuerto a otro cuando

do las comunicaciones por radio son defectuosas, es decir, solicitar datos metereológicos para condiciones de vuelo y también dentro de este mismo aspecto operacional, solicitan abrir o cerrar un plan de vuelo para las empresas aeronáuticas. El teléfono es indispensable para transmitir informes de las oficinas de dichas empresas que generalmente están localizadas lejos del aeropuerto, para hacer reservaciones y solicitar informes sobre vuelos. Se deberán también considerar teléfonos para la administración del aeropuerto y para el servicio público. En algunos casos se utilizan líneas telefónicas que son conectadas al servicio de teletipos o servicios telegráficos, los cuales a veces son necesarios para las operaciones de dichos aeropuertos.

El servicio telefónico es indispensable, por ejemplo para avisar al aeropuerto de origen y de destino su plan de vuelo, comunicándose por teléfono a la oficina telegráfica más cercana a fin de reportar el piloto sus actividades y planes de vuelo. Por ejemplo el teléfono de uso público es necesario para el pasaje, el cual lo usa para reservaciones de hoteles, transportación terrestre y servicios personales.

El servicio de agua potable es necesario para el uso público y, en general, para los usos del aeropuerto. De ser posible se procurará llevarla por medio de tubería en caso de que existieran cerca del aeropuerto instalaciones y tuberías del servicio municipal

(red de distribución). En caso de que no existiera (la red) se tendrá que perforar un pozo artesiano debiéndose analizar muestras de agua para en caso de que no sea potable recomendar el tratamiento adecuado.

De ser posible el drenaje deberá concentrarse en algún cámara que conectó a la red de alcantarillado municipal de no ser así tendrá que pensarse en la construcción de una fosa séptica, así como en la adquisición de los terrenos para dicha construcción e instalaciones conexas, de ser preferible se buscará un desfoque natural adecuado. Ejemplo, una barranca, río, mar, etc.

Otro concepto dentro de los factores económicos que afectan la localización del aeropuerto es el costo de operación.

El costo de operación de un aeropuerto incluye la administración, mantenimiento y reposición de todos los bienes muebles e inmuebles del aeropuerto; aunque muchos de los conceptos que intervienen en el costo de operación serán idénticos para los diferentes sitios que se estudian en la localización y proyecto de un aeropuerto, conviene analizar convenientemente los posibles ingresos y egresos. Frecuentemente la localización de un aeropuerto tendrá una influencia decisiva en las actividades que pueden llevarse a cabo en el aeropuerto, y por lo tanto afectará los ingresos obtenidos. Se deberá analizar los costos para proporcionar diversos servicios y el ingreso que se podrá obtener de los mismos, que pueden ser afectados por la localización del aeropuerto.

Aunque el costo de la transportación terrestre entre el aeropuerto y la población no es un egreso cargable a la administración del mismo y si es un pago efectuado por los usuarios de los cuales el aeropuerto obtiene ingresos y a los cuales presta servicio.

El costo de la transportación terrestre deberá estudiarse de tenidamente para las diferentes posibles localizaciones del aeropuerto. El costo, el tiempo empleado y la conveniencia e inconveniencia de los servicios de transportación terrestre disponible, deberá estudiarse también en relación a las posibles actividades comerciales y, en general, a los posibles ingresos que podrán obtenerse en sitios diferentes.

1.3.5.3 Ingeniería de tránsito

Uno de los mayores problemas en las grandes capitales es la gran cantidad de vehículos que circulan por sus avenidas; anéxese a esto los escasos o nulos estudios de ingeniería de tránsito, o el des conocimiento de la materia de la o de las personas encargadas de resolver estos problemas, lo cual dá como resultado los congestio- namientos que se encuentran sujetas las calles de las ciudades.

El resultado de un flujo deficiente del tráfico es como antes se anota, la congestión, contratiempos en áreas determinadas de la ciudad, depreciación de la propiedad, pérdidas de tiempo, injurias y muertes debido a los accidentes.

La misión del ingeniero de tráfico es medir el flujo de vehí-

cuos, definir y analizar los problemas de tráfico, recomendar reformas que tiendan a mejorar dichos problemas y proporcionar espacios adecuados para estacionamientos y terminales. Algunos ingenieros de tráfico utilizan las fotografías aéreas con grandes ventajas, pero la aplicación de la fotointerpretación aún no han querido aceptarla como una técnica en dichas investigaciones.

Las fotografías aéreas son evidencias permanentes y sin variaciones de los volúmenes y movimientos de tráfico, eliminando muchas labores que aumentan el tiempo en el conteo de vehículos. A escalas de 1:10 000 o más grandes, los modelos de las calles, edificios y uso del suelo, así como los vehículos y las principales zonas de interferencia de tráfico, son observados con gran claridad.

La planeación de un tráfico eficiente en una zona urbana comprende: proyectos de avenidas de doble sentido, de un solo sentido, vías de alta velocidad (viaductos, periféricos), sistemas de tránsito rápido y amplias zonas para estacionamientos

Los planos para el diseño de estas obras pueden ser producidas por levantamientos aéreos o de campo, pero los levantamientos de campo no pueden igualarse a los aéreos ni en precios ni en rapidez y precisión.

El conteo de vehículos y otros estudios especiales de tráfico son efectuados con mayor rapidez y con mejor exactitud por medio de las fotografías aéreas que con la ayuda de la observación directa. Dos o más fotografías aéreas de un sitio determinado estratégi

camente y obtenidas con ciertos intervalos de tiempo proporcionan volúmenes momentáneos de tráfico; este volumen de tráfico es registrado permanentemente en las fotografías y podrá ser analizado una o varias veces. El conteo de vehículos en uno o dos minutos, puede ser extrapolado en volúmenes de horas o días mediante curvas de tiempo-distribución.

El estudio de zonas que registran mayores accidentes, pueden ser analizadas en las fotografías aéreas, conociendo con ello las posibles causas de estos y a la vez estar en condiciones de efectuar algunos cambios que permitan evitar dichos accidentes.

1.3.5.4 Localización de sitios adecuados para el emplazamiento de líneas de transmisión de energía eléctrica.

La selección de las rutas para líneas de transmisión deberá tener un mayor control con objeto de localizar la distancia más corta entre los puntos que se desea conectar. Las fotografías aéreas proporcionan al ingeniero una gran ayuda para la localización y el mejor alineamiento de la probable ruta, y más importante aún, para la determinación de los sitios en los que se colocarán los postes o torres con el fin de proporcionarles una buena cimentación.

Las compañías que se dedican a instalar líneas de transmisión se interesan en reducir los costos de dichas construcciones; para ello procuran situar la línea en zonas accesibles, tomando en cuenta también que será esencial el cambio de acceso para el mantenimiento de la línea.

Si el ingeniero tiene experiencia en localizar rutas encontrará que una ruta tentativa puede ser marcada en un fotomosaico del área por estudiarse. Cuando ha sido efectuada esta selección preliminar, muchas compañías proceden a efectuar el reconocimiento de campo; otras compañías han concluido en que el reconocimiento de campo es más fácil y más eficiente si anteriormente se han efectuado por medio de la fotointerpretación las primeras investigaciones y detalles de la línea propuesta.

La localización de los sitios para la cimentación de las torres deberán evitar zonas de vientos fuertes, erosión del terreno, zonas de deslizamientos y otros fenómenos de la naturaleza. Las zonas pantanosas, los suelos excesivamente húmedos y las áreas de deslizamientos e intensa erosión son sitios que las compañías prefieren evitar y para ello deberán utilizar como un elemento primordial las fotografías aéreas.

Los sitios más adecuados para el emplazamiento de las torres o postes, son áreas planas con la roca firme a unos 5m bajo la superficie y suelos bien drenados y estables. Para encontrar los sitios para la ubicación de las torres y que satisfagan las condiciones antes mencionadas el fotointérprete deberá identificar los materiales y las formas del terreno. En muchas áreas potencialmente peligrosas se pueden tomar medidas adecuadas para proteger la línea. Para ello el fotointérprete deberá tomar en cuenta dichas áreas antes

de efectuar las recomendaciones más pertinentes.

1.3.5.5 Características de las corrientes

La gran mayoría de las características de las corrientes pueden ser interpretadas en las fotografías aéreas. Tipos de corrientes-perennes pueden ser distinguidas de corrientes intermitentes por su mayor abundancia de vegetación en sus riberas

Los tipos de corrientes son clasificados en base al orden de sus tributarios. La corriente principal en una cuenca se considera como de primer orden y sus tributarios seguirán un orden creciente de acuerdo a su abundancia, y este orden puede ser rápidamente determinado por fotointerpretación.

La densidad del drenaje se encuentra en relación con la geología del área. Es común observar que en rocas cristalinas sin intemperismo la densidad del drenaje es baja; pero en el caso en que el intemperismo de esas mismas rocas es alto, la densidad de drenaje también será alta. Lo mismo sucede en el caso de las rocas sedimentarias. La permeabilidad del suelo y de las rocas subyacentes tienen una influencia fundamental en la densidad del drenaje

ya que con elevado índice de permeabilidad la densidad de drenaje es más baja, considerándose que esta permeabilidad puede ser primaria o secundaria de acuerdo con el grado de fracturamiento que presenten las rocas. Es por ello que en suelos y rocas impermeables el flujo de corrientes superficiales es abundante y en con secuencia la densidad de drenaje, será alta.

1.3.5.6 Aguas subterráneas

Estas se presentan comunmente en zonas de planicies y valles. En algunas regiones los recursos principales de agua lo representan las aguas subterráneas. Su localización puede ser efectuada con base en la fotointerpretación. Un método para la localización de aguas subterráneas por fotointerpretación está basado en la co rrelación de sitios posibles de agua subterránea con características vi sibles desde el aire, como son: modelos topográficos, vegetación, uso del suelo, drenaje y algunas otras características visibles en el campo. En la investigación para aguas subterráneas el fo toin térprete deberá identificar formaciones porosas granulares que pue dan contener agua, debiendo considerar el sitio, elevación y otras

condiciones de campo, las que afectan la acumulación y movimiento del agua subterránea. Se deberán efectuar comparaciones del área con otras áreas que hayan sido investigadas. El método desarrollado por Howe, consiste en lo siguiente:

- a) Delimitación de corrientes, drenaje y corrientes superficiales del área en un fotomosaico.
- b) Interpretación detallada de los materiales superficiales y delimitación de los tipos de suelos de acuerdo con la fisiografía y vegetación.
- c) Delimitación de las formas del terreno y modelos de uso del suelo y su correlación con las áreas de acumulación de agua subterránea. Interpretación de características especiales de campo, tales como zonas inundadas, lagunas, presas, diques y pantanos, los que proporcionan una guía para conocer las condiciones de las aguas subterráneas en la zona.
- d) Delimitación de áreas probables que tengan formaciones saturadas.
- e) Revisión de la literatura, incluyendo registros de pozos, reportes geológicos y otras informaciones acerca del área. La

verificación de campo y la obtención de fotografías de vuelos bajos deberán efectuarse en zonas con mayores problemas.

- f) Preparación de un plano de comportamiento de las aguas subterráneas y el informe escrito de lo analizado.

El plano deberá mostrar los sitios más apropiados para la exploración de aguas subterráneas. Los planos de aguas subterráneas son de gran ayuda para situar adecuadamente el establecimiento de una planta o industria en sitios en donde el suministro de agua es suficiente.

La localización y cantidad del agua subterránea en áreas desérticas es de particular importancia para el hombre. La localización de aguas subterráneas en zonas desérticas puede localizarse rápidamente basándose en la vegetación, la que se manifiesta notoriamente en las fotografías aéreas.

Las condiciones del agua subterránea en un área desértica pueden ser interpretadas de la siguiente forma:

- a) Reconocimiento de campo anotando la aparición de la vegetación en las fotografías y en relación con la profundidad y calidad del agua subterránea. Si deben efectuar reconocimientos para aguas dulces y aguas saladas.
- b) Clasificación del área en distintas situaciones del agua subterránea, ya sea dulce o salobre. Delimitando estas clasificaciones en las fotografías.

c) Verificación de campo de la delimitación y condiciones del agua.

En fotografías tomadas después de una lluvia puede efectuarse un rápido crecimiento de distintas especies vegetales, lo que da la impresión de una zona de abundante humedad y de presencia de aguas subterráneas, pero al verificarse en el campo se comprenderá inmediatamente las causas de tales manifestaciones en las fotografías.

Un problema especial en la hidrología de regiones áridas lo representa el excesivo consumo de agua subterránea por las plantas xerofitas.

1.3.6. Reconocimiento geológico de campo

Previamente al reconocimiento de campo en gabinete se marcan puntos de control geológico sobre las fotografías los cuales sirven como guía para que en el campo se facilite la comprobación. Estos puntos de control se deben localizar en los contactos de las rocas, entre éstas y los suelos, así como en las probables zonas de cruce de ríos y arroyos más importantes. Posteriormente, ya en el campo, se obtienen notas y se colectan muestras que, junto con los datos anteriores, sirven para rectificar o ratificar las unidades fotogeológicas diferenciadas. Se debe tener especial atención a todos los cruces importantes.

Se hace notar que el uso de las fotografías aéreas reduce por

lo menos en un 80% el trabajo de campo.

1.3.7 Segundo reconocimiento (aéreo y terrestre)

Este consiste en reconocer todas las rutas propuestas y otras que fueran factibles, haciendo de cada una de ellas el comentario correspondiente lo más amplio posible. Generalmente los mismos técnicos que intervienen en el primer reconocimiento lo hacen en éste. Se utiliza una avioneta con cupo para seis personas y un helicóptero con cupo para cuatro personas.

Primeramente se utilizó el avión para recorrer más ampliamente cada una de las rutas propuestas y además para buscar otras u otras mejores que estuvieran fuera del área fotografiada. Una vez que no se encontraron nuevas alternativas, se procederá exclusivamente a examinar las ya propuestas, deshechándose las que se considere que no cumplen con las especificaciones.

Posteriormente y con el uso del helicóptero se sobrevolaron dichas rutas, escogiéndose finalmente la más económica y la que proporcionará un mayor desarrollo de la producción. Desde luego rectificándose y ratificándose en todo su trayecto. El helicóptero también es aprovechable en esta etapa para examinar unidades de roca, así como sitios de cruces en zonas inaccesibles.

1.3.8 Reinterpretación fotogeológica y obtención de los planos definitivos.

Una vez terminada la comprobación de campo se procede a reinterpretar las fotografías aéreas de acuerdo a las anotaciones hechas en

el campo y a la clasificación de las muestras colectadas. De esta manera se obtendrán los planos fotogeológicos definitivos.

1.3.9 Estudio de la zona para puentes

El estudio de cruces, en esta etapa, está supeditado exclusivamente a un examen geológico superficial del sitio de cruce y sus alrededores. Cuando éste queda bien definido; o bien de una zona en la que por las condiciones topográficas o geológicas, o ambas, puede quedar situado el cruce atendiendo a condiciones de alineamiento del camino. Este examen geológico consiste en determinar las características físicas de la roca (grado de fracturamiento, alteración, actitud de las capas, etc.), así como definir el tipo de material de acarreo y su espesor estimado. En base a esto se recomiendan las exploraciones necesarias, las que se llevan a cabo en una etapa posterior.

1.3.10 Evaluación de alternativas y selección de rutas.

Para la evaluación de las alternativas de ruta es preciso conocer los beneficios y los costos de cada una.

Los beneficios serán el número de habitantes servidos, el incremento estimado en la producción agropecuaria, la disminución en los costos de transporte, etc.

Los costos de construcción corresponden, principalmente, a los conceptos de terracerías, drenaje y pavimentos, cuyas cantidades de obra pueden obtenerse a través de la información topográfica, geotécnica y de drenaje que proporcionan los modelos estereoscópicos-

orientados a escala 1:5,000 en instrumentos Balplex, a partir de fotografías aéreas a escala 1:25,000 y del control terrestre situado en la hoja de restitución. El procedimiento es el siguiente: las líneas de ruta esbozadas mediante el estudio de las fotos a escala 1:25,000 con el estereoscopio, deben transferirse a la hoja de restitución.

En seguida se marcarán, sobre las líneas, estaciones a 50 ó 100 m, de acuerdo con el terreno, y se leerá la elevación de cada estación para dibujar el correspondiente perfil. Este perfil sirve de base para modificar la línea, ajustándola al terreno con tangentes y curvas; conjugando velocidades de proyecto, pendientes longitudinales permisibles, calidades de los suelos, pendientes transversales, cruces, etc. Lo mismo suele hacerse mediante una restitución a escala 1:5,000 con curvas de nivel generalmente a cada 5 m, que se obtiene en el mismo Balplex.

A continuación, con base en el perfil dibujado, se proyecta la subrasante y se calculan los volúmenes y costos de las terracerías. Esto último podría efectuarse mediante valores tabulados, o nomogramas, pero es mejor hacerlo con un programa de cómputo electrónico que utiliza, como datos principales, los perfiles del terreno y de la subrasante, los anchos de corona, los taludes en corte y terraplén, las pendientes transversales, la clasificación de suelos con fines de excavación, los coeficientes de variación volumétrica y los precios unitarios del terreno para el derecho de vía, de corte,

terraplén y acarreos. Los resultados principales son los costos de las terracerías.

Los demás conceptos de costo también son considerados en el citado programa de cómputo electrónico, según se indica enseguida:

El costo del drenaje menor se estima como un porcentaje del costo de las terracerías de acuerdo con el terreno y las características hidrológicas de la región.

Con las longitudes aproximadas de los puentes o viaductos, así como sus posibles tipos y alturas, se calculan sus costos. El costo del pavimento es función del ancho de calzada, de la longitud y del precio unitario.

La suma de todos los costos anteriores proporciona el importe del concepto construcción.

El costo de conservación se calcula considerando el tránsito inicial con su clasificación, sus tasas de crecimiento, los niveles de conservación y los costos unitarios de conservación y reconstrucción del pavimento.

Los costos de operación se calculan en base a los anteriores datos de tránsito, a los alineamientos horizontal y vertical, a los costos de operación para cada tipo de vehículo en diferentes grados de curvatura y pendiente, y a los costos del tiempo de los usuarios.

Mediante esta información se calculan las longitudes virtuales

de las alternativas y los respectivos costos de operación para cada año del horizonte previsto.

Tanto los costos de construcción, como los de conservación y operación son actualizados para obtener, finalmente, para cada alternativa, el costo anual del transporte a lo largo del período considerado.

La comparación de las relaciones costo/beneficio, correspondientes a las alternativas estudiadas en esta forma, permitirá una racional elección de ruta.

Debido a las múltiples ventajas del uso de la fotogrametría, la fotointerpretación y el cómputo electrónico en todas las fases del proyecto, pero principalmente en la de elección de ruta, se recomienda no escatimar esfuerzo alguno para convertir estas técnicas en herramientas de uso común en el proyecto de carreteras, ferrocarriles y aeropistas.

Cuando la ruta ha sido seleccionada y se inicia la construcción, el fotointérprete deberá proporcionar valiosa ayuda a los constructores, él localizará y analizará los materiales de construcción en o cerca de la ruta proyectada; recomendará las obras de subdrenaje que sean necesarias, como alcantarillas especiales y otros detalles de diseño del camino, así como sugerir medidas que permitan resolver la inestabilidad de determinados suelos.

El mantenimiento deberá ser constante, y el fotointérprete está en posibilidades de recomendar las modificaciones y localizaciones -

de nuevos bancos de materiales que sean necesarios para la conservación de determinados sitios.

Algunas zonas de fallas en el camino pueden ser identificadas en nuevos vuelos, y con base en la fotointerpretación determinar la extensión del o de los daños observados y recomendar las modificaciones u otras medidas de corrección.

Las determinaciones de bancos de materiales pueden ser hechas con las fotografías, aún cuando deberán ser necesariamente verificados en el campo. Las localizaciones de los sitios se deberán presentar al contratista en un fotomosaico y con un reporte escrito, en el cual se deberán incluir los siguientes puntos:

- a) Tipo y extensión de todas las superficies de depósito.
- b) Textura de los depósitos granulares, expresando la proporción de arenas, gravas y boleos o cantos rodados.
- c) Localización de carteras.
- d) Mejores localizaciones de caminos de acceso a la obra.
- e) Fluctuaciones del nivel freático.
- f) Localización y descripción de materiales de mala calidad.
- g) Uso actual del suelo.

II

PROYECTOS DE DRENAJE APOYADOS EN FOTOGRAMETRIA

Para que una vía terrestre cumpla correctamente con los objetivos para la que fue creada, es necesario que su operación en todos los órdenes sea favorable. Esto último depende principalmente de que el drenaje funcione eficientemente.

En las vías férreas y en las carreteras el drenaje mal resuelto ha sido siempre el "veneno" principal que acaba con ellos; debido a ésto, todos los países del mundo destinan anualmente en la medida de su potencial económico fuertes presupuestos en la reparación y conservación de sus vías terrestres. Los problemas de drenaje que "no saben" de economía ni de desarrollos, afectan por igual y en todo el orbe a las obras de referencia y les impide cumplir su misión si no se les domina. Por lo que el drenaje se convierte en el enemigo común y el número uno a vencer en el proyecto y conservación de las vías terrestres. Enfocando el problema de drenaje a las carreteras, se puede decir que el costo de un buen drenaje es del orden del 25% del costo total de la obra vial, por lo que la importancia que cobra esta disciplina es obvia, así como también es evidente que un mal drenaje arroja resultados lamentables y costosos.

El objetivo de un sistema de drenaje es garantizar los medios para captar, conducir y desalojar el agua que se acumule sobre o cerca de las vías terrestres y que fluye en corrientes que crucen o bordeen los mismos y se evacúen de la forma más rápida. Su misión es evitar al máximo la acción del flujo, directa o indirectamente sobre la estructura del camino.

Es conveniente advertir que en la siguiente exposición se resumen algunas de las experiencias e impresiones que se han tenido hasta la fecha en materia de drenaje, principalmente en las vías terrestres, donde la ingeniería moderna aplica las técnicas de la foto interpretación y fotogrametría con excelentes resultados.

Durante muchos años los proyectistas de vías terrestres han-

utilizado las fotografías aéreas para la representación gráfica y localización de campo. Recientemente se han realizado en las mismas fotografías todas las fases de la ingeniería de vías terrestres como son: planeación, diseño, construcción y conservación. Por lo tanto es evidente que, para el drenaje, se cuente en dichas fotografías con buen acervo de información y elementos básicos para el estudio y proyecto de funcionales sistemas. Estos se analizarán con más eficiencia a partir de fotografías aéreas que empleando la mejor de las técnicas de campo; de tal suerte que la fotogrametría en el drenaje proporciona resultados económicos y rápidos, brindándole al proyectista las posibilidades de realizar varios anteproyectos en el gabinete.

Paralela a la fotogrametría, la fotointerpretación cobra igual importancia y tiene gran utilidad en la ingeniería actual; si bien no se trata de una ciencia oculta, para su aplicación se considera que un analista y/o proyectista de sistemas de drenaje debe conocer elementos básicos de fotointerpretación y sus generalidades como: manejo de las fotografías, visión estereoscópica, uso de la barra de paralaje, etc. Además debe reunir las siguientes características: agudeza visual, poder de observación, imaginación, criterio con experiencia de campo y gabinete en problemas de drenaje y desde luego, paciencia y buen juicio.

De acuerdo con lo anterior, se puede comprobar que en su caso, en los proyectos de drenaje la fotointerpretación ofrece entre otros datos la siguiente información:

- a) Hidrografía
- b) Divisorias del drenaje (parteaguas)
- c) Areas y cuencas por drenar
- d) Densidad de vegetación
- e) Condiciones y tipo de terreno
- f) Morfología y modelos de drenaje natural
- g) Permeabilidad de los suelos
- h) Veneros, manantiales y áreas potenciales de infiltración
- i) Pendientes de escurrimiento
- j) Deslizamientos antiguos y áreas susceptibles a dichos fenómenos.
- k) Localización de bancos de materiales para mamposterías, agregados para el concreto, arcillas, arenas y gravas.
- l) Planimetría (brechas, veredas, canales, caminos existentes, vías de FF.CC., presas, poblados, rancherías etc.)

2.1 Ventajas que brinda la fotointerpretación en proyectos de drenaje

- 2.1.1 El tiempo para realizar un estudio para drenajes es notablemente inferior al tiempo empleado en el mejor de los métodos de campo, consiguiéndose diferencias de importancia muy relativa independientemente de la complejidad de la zona en estudio.
- 2.1.2 En zonas habitadas por el hombre, las fotografías aéreas permiten realizar estudios en forma sencilla (zonas desérticas, montañas inaccesibles, etc).
- 2.1.3 Debidamente archivadas las fotografías aéreas estarán a disposición

al momento que se requieran, si se desea verificar o abundar en la fotointerpretación realizada.

2.1.4 Toda la información detallada que ofrecen los fotogramas no puede obtenerse de ningún plano sea cual fuere el método de su elaboración.

2.1.5 En la programación de itinerarios a seguir para la verificación de campo, las fotografías aéreas mediante una simple identificación de planimetría son de gran ayuda.

Es evidente que la fotointerpretación tiene sus limitaciones como cualquier método auxiliar, se hace mención principalmente de las siguientes:

- a) En algunas determinaciones apoyadas en la fotointerpretación no siempre habrá garantía en la precisión, si no se han determinado cuidadosamente los parámetros de interpretación.
- b) Para corrientes de cierta importancia dentro del rango del drenaje menor, en algunos casos aún las fotografías de vuelo más alto no cubren el área de aportación, por lo que se tendrá que recurrir a otros métodos para solucionar el problema; como son análisis de cartas geográficas, obtención de información hidrológica, etc.
- c) En los terrenos ligeramente ondulados y zonas planas, la determinación de las divisorias del drenaje natural y la tendencia del mismo no se pueden detallar con la precisión necesaria por mu

cha agudeza visual que se tenga; por lo que también es necesario el empleo de otros métodos para resolver el problema.

Este breve comentario finaliza haciendo la aclaración que en esta exposición no se detallará la aplicación de la fotointerpretación ni de la fotogrametría al proyecto de carreteras, ni a otros campos de la ingeniería. Se considera que las técnicas básicas de dichas disciplinas son ya conocidas, pues el objetivo a seguir, es sugerir a modo de metodología, las experiencias y logros alcanzados en los proyectos de drenaje apoyados en fotogrametría.

2.2. Métodos para el análisis y proyecto

2.2.1 Drenaje preliminar

Después de haber sido cubierto el corredor de la mejor ruta para el proyecto de un camino con fotos a escala 1:25,000, se inicia el estudio del Drenaje Preliminar, mismo que generalmente se apoya en el vuelo de referencia. En las fotos de dicho vuelo y con placas de las mismas proyectadas en Balplex a escala 1:5,000 se estudia el drenaje sobre los modelos estereoscópicos; de ellos se obtienen los datos fisiográficos siguientes: uso de la tierra, morfología, hidrografía, forma, longitud, pendiente y área de cada cuenca, además de las características y tipo de terreno, densidad de vegetación, modelo de drenaje natural, drenaje artificial, materiales de arrastre, etc. Finalmente quedarán definidas las áreas por drenar y las corrientes de cierta importancia que tiendan a cruzar el eje en proyecto.

Trabajando con fotografías aéreas, no obstante que en la generalidad de los casos las divisorias del drenaje natural son evidentes en la observación estereoscópica, resulta conveniente identificar y marcar la hidrografía desde su nacimiento, ya que este sirve de apoyo para definir parteaguas indeciso y para que las cuencas de cada corriente queden bien definidas. Esta fase invariablemente se debe cumplir cuando las cuencas tengan la importancia que a juicio del observador deban destacar. Desde luego que todo lo anterior se puede efectuar en terrenos de lomeríos fuertes y terrenos montañosos ya que la topografía lo permite. En terrenos ligeramente ondulados y terrenos planos la identificación de los parteaguas requiere de una observación cada vez más detallada y hasta de cierta agudeza visual, que a la postre no es suficiente pues se incurre en discrepancia o errores de consideración.

Para evitar mayor pérdida de tiempo y esfuerzos inútiles en la observación simple estereoscópica, es recomendable recurrir a equipos fotogramétricos, como el Balplex o el Autógrafo, para solucionar el problema, ya que de ellos se pueden lograr restituciones con curvas de nivel a equidistancias adecuadas o seccionamientos transversales lo más prolongados que permitan los modelos. En esta forma se tienen ya los elementos topográficos para determinar correctamente los parteaguas (además de la pendiente natural del terreno), que por observación estereoscópica, estaban en duda o no se pudieron definir. Sólo en caso de que no se cuente con los elementos

fotograméticos para resolver el problema, se recurre a la verificación detallada en el campo.

Independientemente de que se puedan presentar algunos otros - problemas de interpretación, lo anteriormente dicho se puede con siderar como la generalidad de los casos, en la que se expone una - forma práctica de superar los problemas comunes.

Es conveniente que el observador aplique la parte de la fotoin terpretación correspondiente, para que en su oportunidad se cuente - con la información necesaria sobre los datos fisiográficos de cada - cuenca y además sobre los fenómenos que provoquen pérdidas en los escurrimientos como la permeabilidad del terreno, resumideros, etc. Para abundar sobre este tipo de información, se requiere de una - buena experiencia en el fotointérprete y de sus conocimientos en fo - togeología, de lo contrario se deberá recurrir a la opinión del geó - logo y/o a la información geológica que se tenga de la zona en estu - dio.

Cuando algunas cuencas no queden comprendidas dentro de la - cobertura de las fotos escala 1:25,000, se tendrán que estudiar en - pares estereoscópicos y con barra de paralaje si hay fotos de escala menor (1:50,000 por ejemplo), y si aún no se satisfacen las necesi - dades, se recurrirá a cartas geográficas con curvas de nivel, debién dose seguir las normas indicadas para las fotos escala 1:25,000.

Una vez contando con los datos fisiográficos de la zona en es tudio, se procede a calcular el gasto de cada cuenca aplicando el -

método hidráulico más conveniente, de acuerdo con la información hi
drológica con que se cuente. Si en las fotos con las que se está -
trabajando tienen control terrestre antes de iniciar todo cálculo hi -
dráulico, es aconsejable que su escala se verifique apoyándose en -
los puntos de control para conocer la escala media y así poder eli -
minar errores que podríamos llamar de origen. En esta forma, -
las áreas de las cuencas serán aceptables si se afectan por el fac -
tor de corrección correspondiente.

Sea cual sea el método a usar, es necesario contar con la pen -
diente de escurrimiento por lo menos de las cuencas más significati -
vas, ya que éste es factor de suma importancia en los cálculos hi -
dráulicos. La pendiente de referencia se puede obtener en el Bal -
plex de los modelos a escala 1:5,000, de las fotos a escala 1:25,000
y estereomicrómetro o de las cartas geográficas con curvas de nivel.

En seguida se elabora el diseño hidráulico del drenaje menor -
(no se detalla por no ser el tema y requerir de otro capítulo), en el
que se determina la sección hidráulica de cada cruce, el tipo y nú -
mero de obras, clasificando y reportando al Departamento de Puen -
tes los cruces que requieran obras mayores de 6.00 m de claro. -
El estudio se complementa con información geotécnica para estimar -
cantidades de obra y presupuesto con fines de evaluación del drena -
je en cada línea de ruta.

Cuando se efectúa el reconocimiento detallado sobre la línea de
ruta seleccionada, el especialista en drenaje observará si los cru -

ces estudiados no presentarán problemas que se hubieran omitido en el gabinete, tomando nota, dado el caso, de las características de los problemas proponiendo la solución respectiva.

2.2.2 Anteproyecto

Mientras se cuenta con las fotos a escala 1:5,000 del proyecto del camino, se elabora un funcionamiento de drenaje previo del tramo, mismo que posteriormente se afinará en las fotos mencionadas. - Junto con el funcionamiento de referencia, se hace el diseño hidráulico definitivo de cada obra aplicando el método hidráulico más conveniente, (se recomienda el de Ven Te Chow y el Racional en su caso, por lo sencillos y prácticos), y apoyándose en los siguientes conceptos básicos sobre hidrología aplicada.

2.2.3 Hidrología de una cuenca.

No es recomendable tratar de distinguir una cuenca grande de una chica considerando únicamente su tamaño, ya que hidrológicamente hablando dos cuencas de igual magnitud pueden ser totalmente diferentes. Se puede considerar como una cuenca chica aquella en la que los "aguaceros" de alta intensidad y corta duración actúan en forma más directa y donde predominan las características físicas del terreno con respecto al cauce, por lo que la cuenca misma debe ser motivo de principal atención en un estudio hidrológico. Expresados los conceptos anteriores se puede decir que el tamaño de una cuenca chica puede variar desde unas cuantas hectáreas hasta un límite que para fines prácticos algunos investigadores consideran de

250 km² (Chow, Dicken, etc.).

2.2.4 Definición de un aguacero

Se designa generalmente como "aguacero" a un conjunto de lluvias asociadas a una misma perturbación meteorológica bien definida; en ese sentido amplio, la duración de un aguacero puede ser de unos minutos a varias horas, e interesar una superficie que va de algunas hectáreas (chubascos, tormentas), a varios y a veces miles de km². (lluvias ciclónicas que acarrean crecientes excepcionales de los grandes ríos).

En cuestión de drenaje de las vías terrestres, drenaje urbano y otros análogos, se entenderá por "aguacero" al período de fuerte lluvia ininterrumpida, que raras veces durará más de algunas horas, por otra parte, en la práctica, existe sólo interés de conocer su intensidad máxima para intervalos que fluctúan de 20 minutos a una hora.

2.2.4.1 Importancia técnica y práctica del análisis de los aguaceros.

No es conveniente apoyar el diseño hidráulico de las obras en la precipitación más intensa que pueda ocurrir en el curso de una duración definida. Por consideraciones que ponen en la balanza, de una parte, el costo de un sobrediseño de las obras, y de otra, el de los estragos debidos a su insuficiencia durante un aguacero ocasional, se hacen esfuerzos por determinar el caudal óptimo para el cual conviene establecerlas. Definitivamente no se busca una protección absoluta, sino una protección contra un "aguacero tipo" de probabilidad

determinada.

Para resolver racionalmente los problemas de drenaje antes mencionados es necesario determinar las intensidades máximas de lluvia con frecuencia determinada (es decir, que ocurren en promedio una vez cada 5, 10, 20, 50 años etc.).

A ese efecto se ha llegado a estudiar de cerca, en las grandes ciudades del mundo, la intensidad media máxima de las lluvias caídas en el pasado en intervalos de tiempo comprendidos entre 5 minutos y algunas horas en el curso de aguaceros de duración total muy diferente.

2.2.5 Factores que influyen en el escurrimiento

Los factores que influyen en el escurrimiento se dividen principalmente en dos tipos: climáticos y fisiográficos.

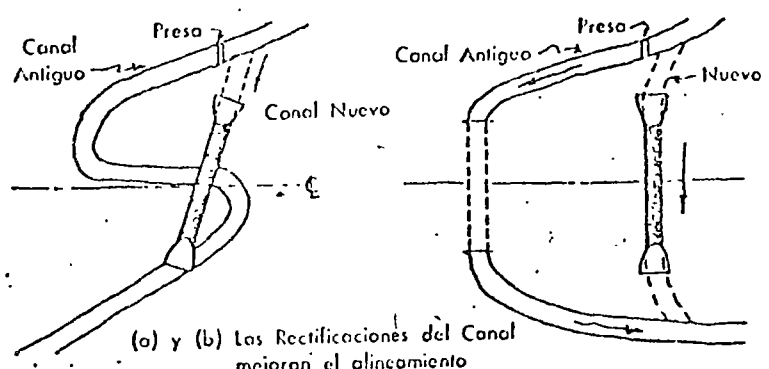
Los climáticos están representados por: precipitación, densidad, duración, distribución, orientación, etc.

Los fisiográficos por: el uso de la tierra, tipo de terreno, área, forma y elevación, pendiente, orientación, red de drenaje natural, drenaje artificial, etc.

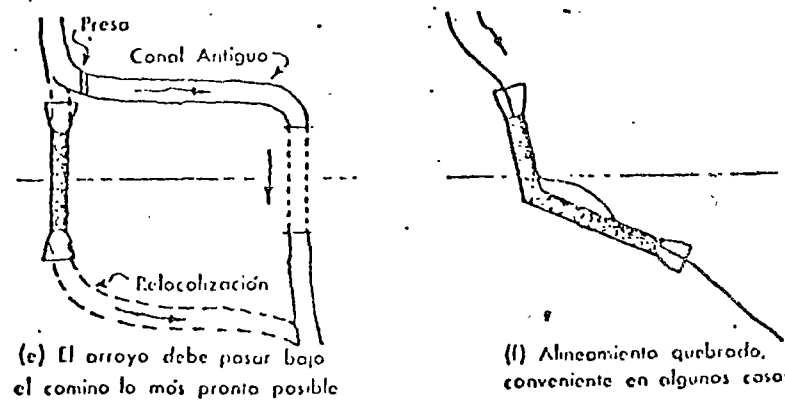
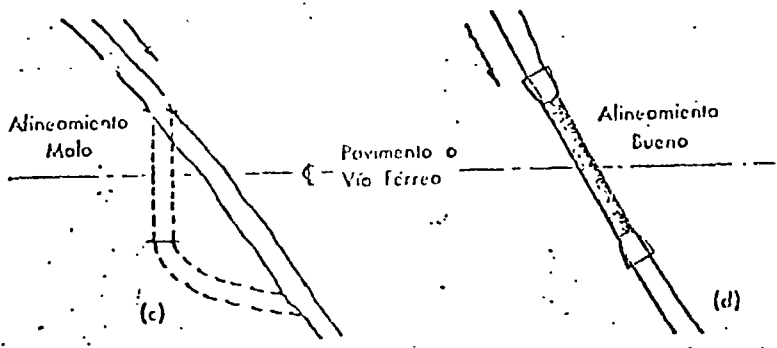
Para tener información sobre estos últimos factores invariablemente se deberá emplear la FOTOINTERPRETACION, misma que además aporta otro tipo de información para los análisis y proyectos de sistemas de drenaje para las vías terrestres y para distintas ramas de la Ingeniería.

2.2.6. Métodos hidráulicos.

ALINEAMIENTO DE ALCANTARILLAS



(a) y (b) Las Rectificaciones del Canal mejoran el alineamiento



(e) El arroyo debe pasar bajo el camino lo más pronto posible

(f) Alineamiento quebrado, conveniente en algunos casos

Es de suponer que son conocidos por las mayorías, los métodos y fórmulas que existen para poder determinar los elementos hidráulicos de un cruce, por lo que vuelva detallarlos; simplemente se desea destacar, que dichos métodos deben ser utilizados con suficiente criterio y conocimiento de la zona en estudio ya que mientras más empírica sea la fórmula usada, más experiencia y criterio se requiere del ingeniero que está a cargo del estudio, pues de los distintos métodos que se usan en México para estimar los flujos máximos, se debe reconocer la incertidumbre de los datos básicos sobre los cuales se apoyan la contestación o resultados finales. En síntesis, se dirá que de acuerdo con la magnitud del área o cuenca por drenar, con la calidad de la fotointerpretación realizada y con la información hidrológica con que se cuente, está la clave para el buen diseño hidráulico de las obras y para la elección del método hidráulico a emplear.

Unicamente para hacer referencia se mencionan en seguida los nombres de los investigadores cuyas fórmulas por lo sencillas y prácticas se usan con más frecuencia en el drenaje menor.

- a) Talbot, que determina el área hidráulica necesaria y debe usarse sólo para pequeñas áreas que requieran obras mínimas especificadas.
- b) Burkli Siegler, que proporciona el gasto.
- c) El racional que da el gasto.
- d) Manning, que determina la velocidad de la corriente.

- e) Gumbel y Creager que dan el gasto hidrológico
- f) Dickens que da el gasto
- g) Por último, se cita el método de Ven Te Chow que determina el gasto y que se usa en el Departamento de Puentes de la S.O.P.

También en el departamento de proyectos de la misma S.O.P. se está planeando la forma de emplear Chow con propósito general, ya que dicho método es aplicable a cuencas pequeñas y como para las alcantarillas intervienen pequeñas superficies por drenar y cuencas de relativa magnitud, el método de referencia resulta el indicado para el diseño hidráulico del drenaje menor, mientras no se ofrezca algo aún mejor.

III ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA EL PROYECTO

3.1 Clasificación y localización de materiales para construcción.

La clasificación y ubicación de los materiales para la construcción del terraplén, sub-base, base, carpeta y mampostería, no se ha hecho con detalle y precisión en esta etapa, por estar en proceso de elección el proyecto definitivo. Sin embargo, se describirán de una manera generalizada cada caso.

3.1.1 Terraplén

Estructura de forma y dimensiones determinadas construida sobre el terreno con el material adecuado, producto de un corte o de un préstamo para formar la sub-rasante y los taludes correspondientes a una obra vial.

Los materiales que deberán ser utilizados para este fin pueden obtenerse de los suelos gruesos y medios con finos, así como de las rocas del tipo de las riolitas, andesitas, basaltos y sus tobas correspondientes que se localicen en los lugares más cercanos a la línea. Cuando las rocas que se han mencionado se presenten poco intemperizadas y fracturadas, los fragmentos resultantes serán grandes y con poca cantidad de finos, por lo que se deberá tomar en cuenta al estar terminando el terraplén ya que es necesario formar la parte superior de éste (sub-rasante) con materiales más finos: en este caso se tendrá que localizar bancos de préstamo que reúnan estas características.

3.1.2 Sub-base

Capa de materiales seleccionados que se construye sobre la sub-rasante y cuya función es soportar los esfuerzos que le transmite la base y distribuirlos a la sub-rasante. Esta podrá tomar el carácter de superficie de rodamiento temporal para permitir su uso en todo tiempo, conociéndosele entonces como revestimiento transitorio y pasará total o parcialmente a constituir la sub-base cuando se continúen las siguientes etapas de construcción.

Los materiales que se usen en la sub-base podrán ser preferentemente aquellos que no requieran trituración ni cribado tales como mezclas de limos, arenas y gravas cuyo contenido en partículas mayores de 51 mm (2") no sobrepase al 5%; en caso de que el contenido de estas partículas sea mayor del 5% pero menor del 25% se

hará necesario el cribado, y cuando sea mayor del 25% entonces requerirán ser trituradas; en este último requisito entran también las rocas alteradas tales como tobas, basaltos, andesitas y riolitas, las cuales por lo regular presentan una capa de alteración, cuyo espesor varía de 1 a 3 m.

3.1.3 Base

Es la capa de materiales seleccionados que se construye sobre la sub-rasante. Su función es soportar las cargas rodantes y distribuir los esfuerzos a la sub-base y a la sub-rasante en tal forma que no produzcan deformaciones perjudiciales.

Los materiales que se usan para base de pavimentación son arenas y gravas bien seleccionadas.

3.1.4 Carpeta

Capa de espesor determinado (3a 5 cm) construida sobre la base con materiales pétreos de tamaño especificados y productos asfálticos.

3.1.5 Mampostería

La roca que se utiliza en mampostería debe ser homogénea, sana y con una consistencia tal que permita labrarla. No se aceptan aquellas rocas que se presenten sumamente fracturadas, lajeadas, alteradas o estratificadas en capas delgadas.

Los materiales que se requieren para estas estructuras podrán obtenerse de basaltos, riolitas y andesitas.

3.2 Estudios geofísicos para cortes

En los últimos cinco años la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas ha venido utilizando los métodos geofísicos en el estudio de caminos, principalmente en lo que se refiere a túneles, cortes mayores de 7 m y cruces. También se han aplicado, aunque en menor escala, para ubicar bancos de materiales de préstamo y localización de agua subterránea.

Por las especificaciones del camino (tipo C) será necesario el empleo de la geofísica (método sísmico) para el estudio de cortes y cruces.

3.2.1 Estudio de cortes.

Este se lleva a cabo una vez que ha quedado localizado el trazo definitivo. De una manera general, la forma en que la Secretaría lleva a efecto este tipo de estudio es la siguiente:

Con la ayuda de fotografías aéreas escala 1:5 000 ó 1:6 000, los planos topográficos y los perfiles que contienen el proyecto final, se localizan en el campo los cortes cuya altura mínima sea de 6 a 7 m (debido a que en esta altura se empieza a presentar con mayor frecuencia la inestabilidad de los taludes). Una vez localizado perfectamente el corte se procede a estudiarlo, utilizando un sismógrafo de refracción. El más común es el modelo ER 7512 por ser el más compacto; está constituido por amplificadores transistorizados, mecanismo de disparo, cámara polaroid y 12 sismodetectores o geófonos unidos entre sí por un cable vector. Al producirse la perturbación originada por la detonación de -

una carga de explosivos en el fondo de un pozo se generan frentes de ondas sísmicas cuyas trayectorias siguen las leyes de la óptima mecánica de acuerdo con la estructura y características elásticas de los medios - por donde atraviesan. Estas ondas son captadas por los sismodetectores que previamente se instalaron en la superficie a una distancia determina da, la cual depende de la profundidad que se desea explorar. Al llegar - las ondas al geófono el movimiento vibratorio originado por la explosión se traduce en corriente eléctrica por el mecanismo de bobina que tiene - este instrumento. La energía ya modificada es transmitida por el cable vector hacia el sismógrafo, en el que existen unos galvanómetros que a su vez transforman y amplifican la energía en señal luminosa; esta señal es registrada en la película polaroid mediante 12 trazas que correspon-- den a cada uno de los geófonos, obteniéndose así los sismogramas que registran los tiempos de recorrido de las ondas longitudinales a través de - los diferentes medios. En función de estos recorridos y conociendo la posición de los sismodetectores es posible conocer las velocidades de pro-pagación de las ondas sísmicas.

Una vez conocidas las velocidades de propagación de las ondas se -- calcula e interpreta, bajo normas estrictamente geológicas, las profundidades donde los cambios de velocidad acusaron variaciones de las condi-ciones físicas de los materiales, obteniéndose de este modo la conforma-ción estratigráfica-estructural del lugar. Con estos datos se está en posibilidad de recomendar la forma de ataque, el talud que se requiere para cada corte y la clasificación de presupuesto para pago. Por este mé

todo se define también la presencia de fallas, fracturas, cavernas y otras anomalías geológicas que puedan causar problemas a la construcción del camino.

3.3. Muestro directo

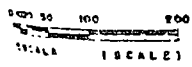
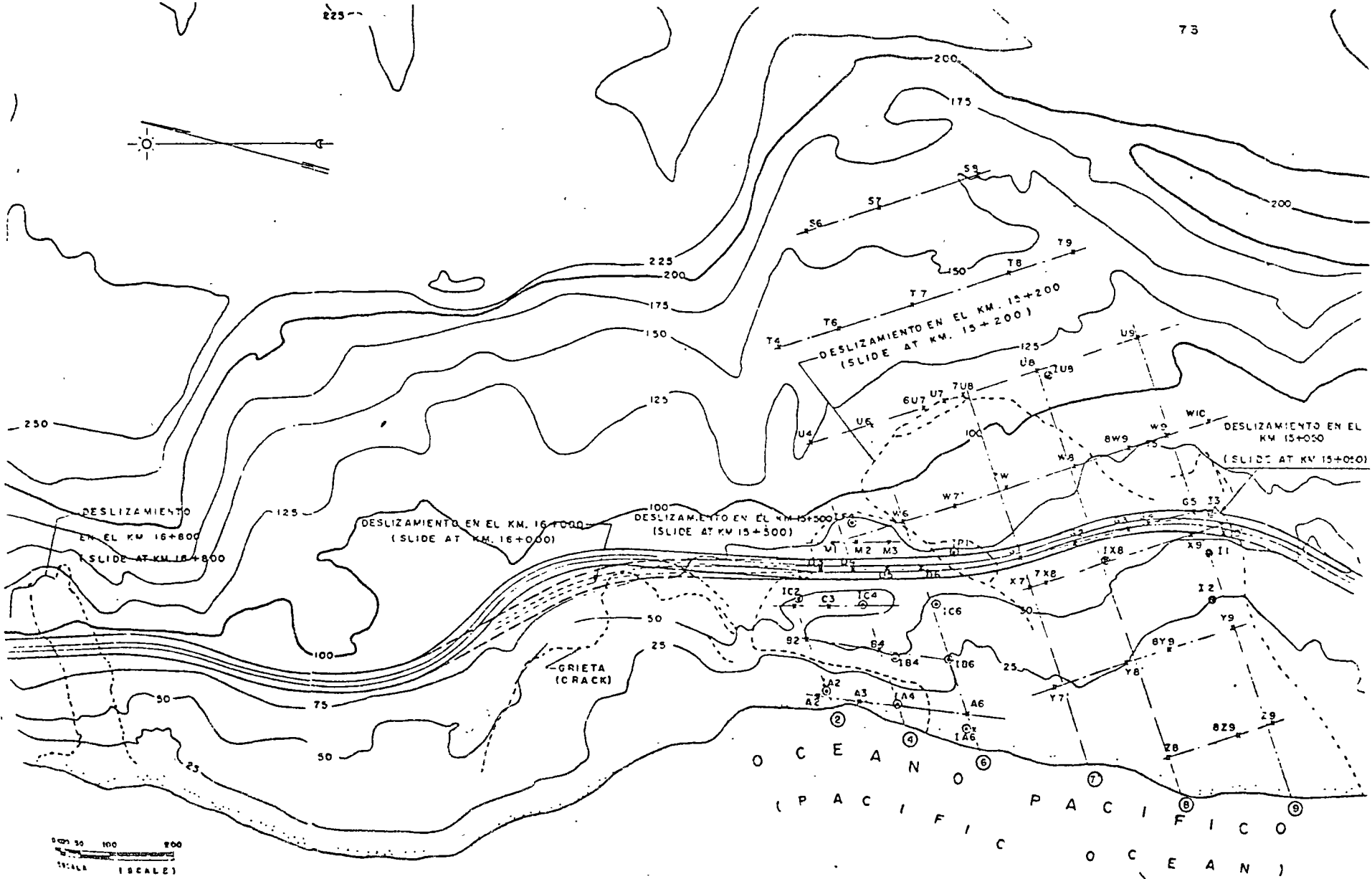
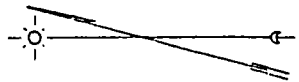
El muestro directo se lleva a cabo también sobre el trazo definitivo y consiste en ejecutar sondeos a cielo abierto para:

- 1) Definir zonas de características geotécnicas similares.
- 2) Clasificar y determinar espesores de las diferentes capas que constituyen la formación geotécnica que se verá afectada por la construcción. Esta clasificación se hace tomando como base el sistema "SOP"
- 3) Definir el tratamiento que se le deberá dar al producto de los cortes para poder ser utilizado en la formación de terraplenes (compactado-bandeado).
- 4) Definir los coeficientes de variación volumétrica del estado natural del terreno al estado en el terraplén.
- 5) La clasificación para presupuesto de acuerdo al sistema "SOP",
- 6) Localizar bancos de préstamo fuera del derecho de vía estudiando sus características.
- 7) Recomendar la cimentación (profundidad de desplante y capacidad de carga) de estructuras menores de 6 m de claro.

La distancia que se da entre sondeo y sondeo queda a criterio del ingeniero que los ejecuta.

225

73



DESPLIZAMIENTOS EN LOS KMS. 15+050, 15+200, 15+500, 16+000 Y 16+800
 (SLIDES AT KMS. 15+050, 15+200, 15+500, 16+000 AND 16+800)

FIG. 34

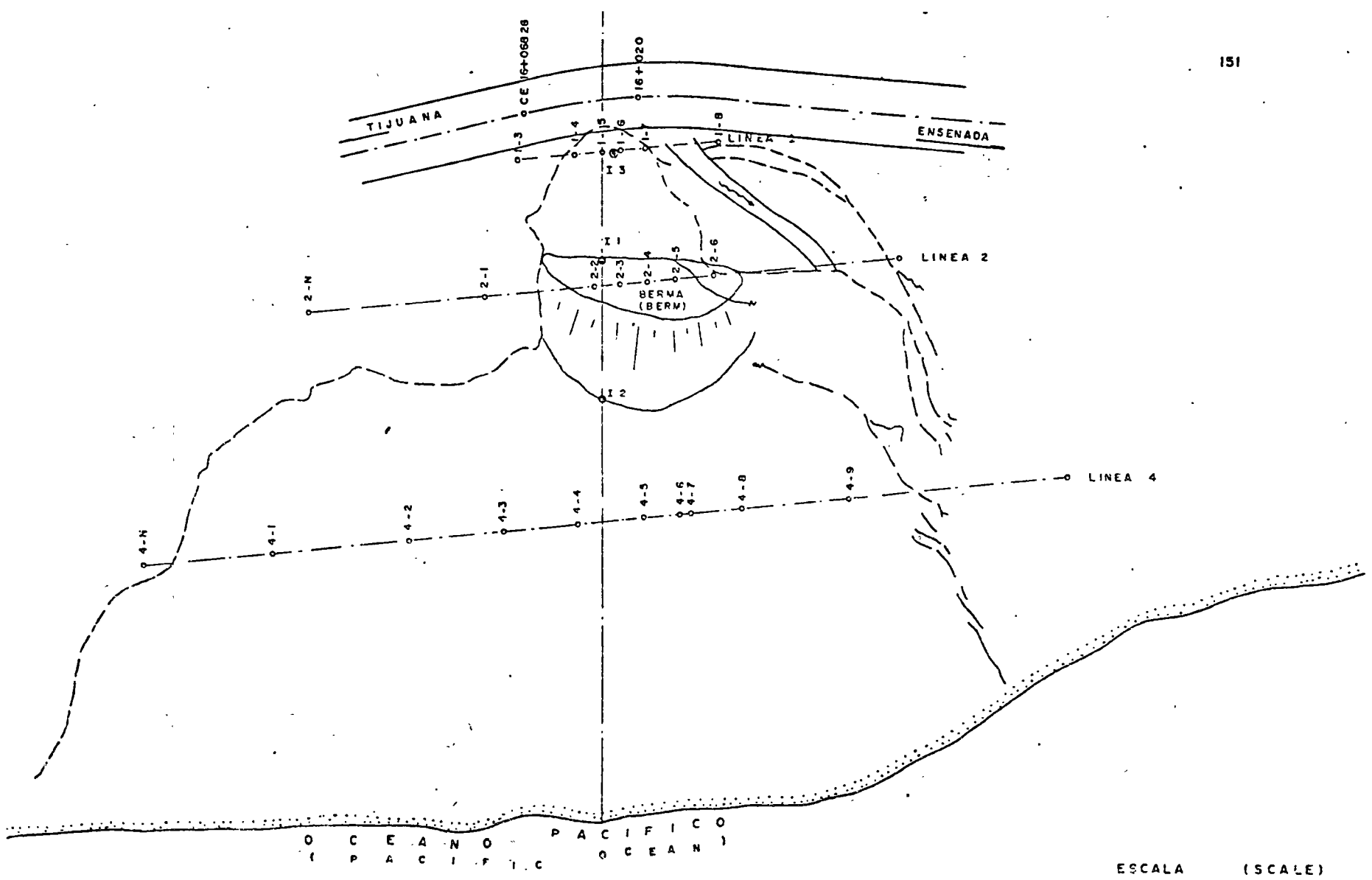


FIG. 98 DESLIZAMIENTO EN EL KM. 16+000
 (SLIDE AT KM. 16+000)

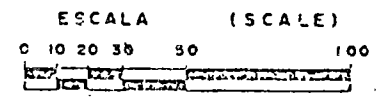


FIG. 98

93



FIG. 93 VISTA AEREA DE LA FALLA DEL KM. 16+000
(AERIAL VIEW OF FAILURE AT KM. 16+000)

0 10 20 50 100



FIG. 94 Grietas en el talud causados por el deslizamiento. Km 16+000.

Cracks on the slope caused by the slide. Km 16+000.



FIG. 95 Parte superior del deslizamiento en el Km 16+000.

Upper part of slide at Km 16+000.

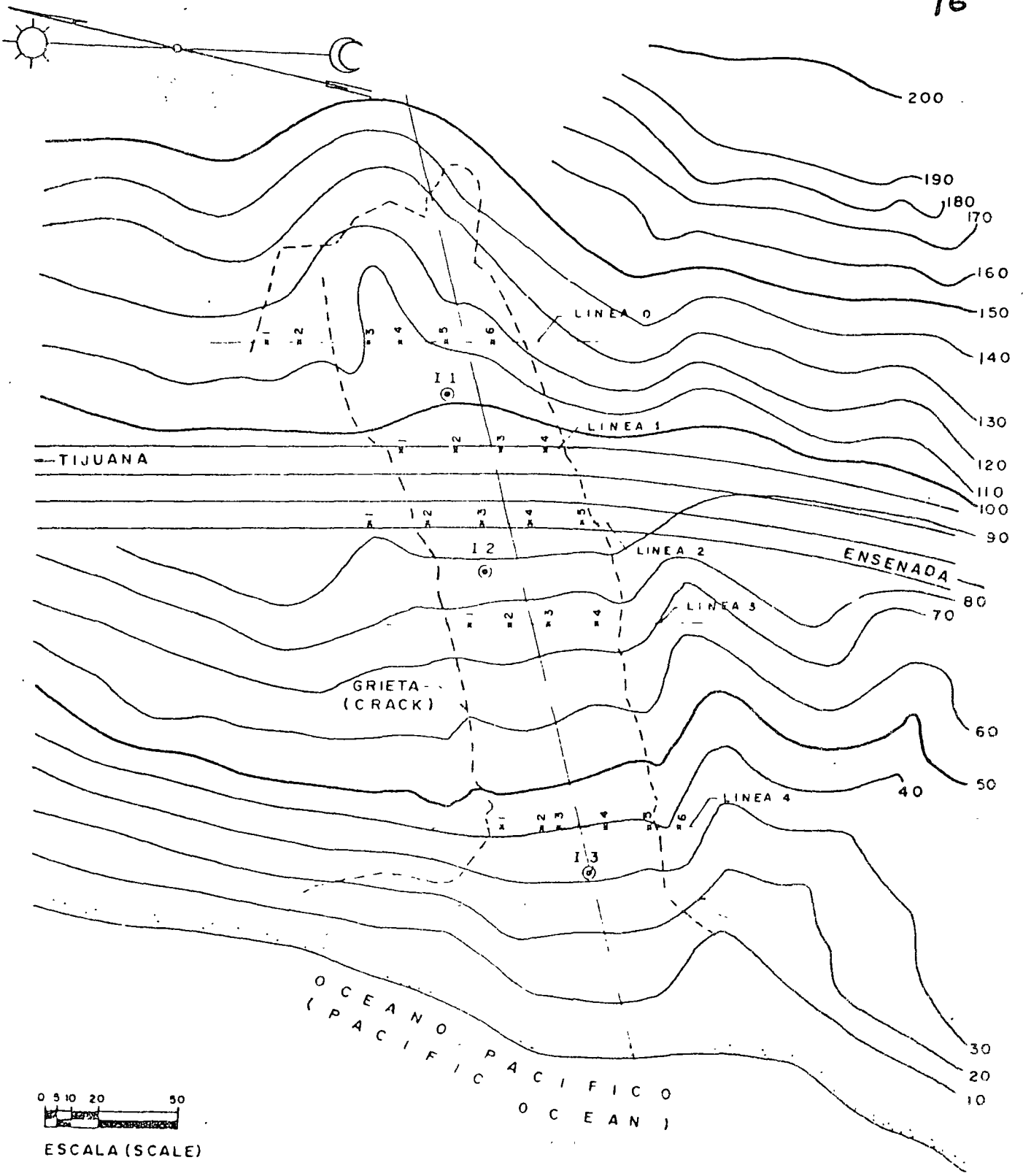


FIG. 113 PLANTA TOPOGRAFICA DEL KM. 16+800
(PLAN VIEW OF SLIDE AT KM. 16+800)

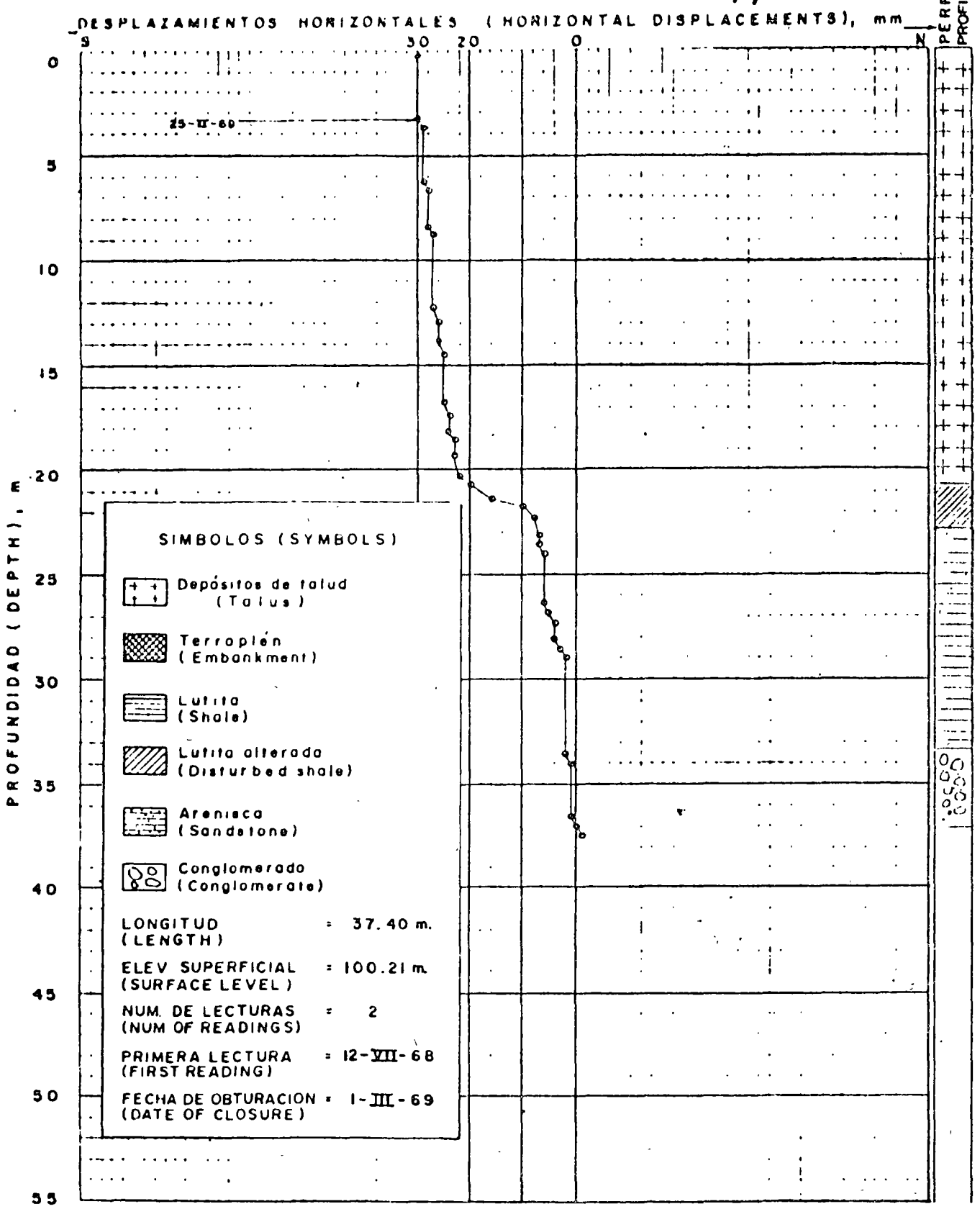


FIG 114 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES OBSERVADOS EN EL INCLINOMETRO I I ,KM. 16+800
 (HORIZONTAL DISPLACEMENTS OBSERVED IN INCLINOMETER I I ,KM. 16+800)

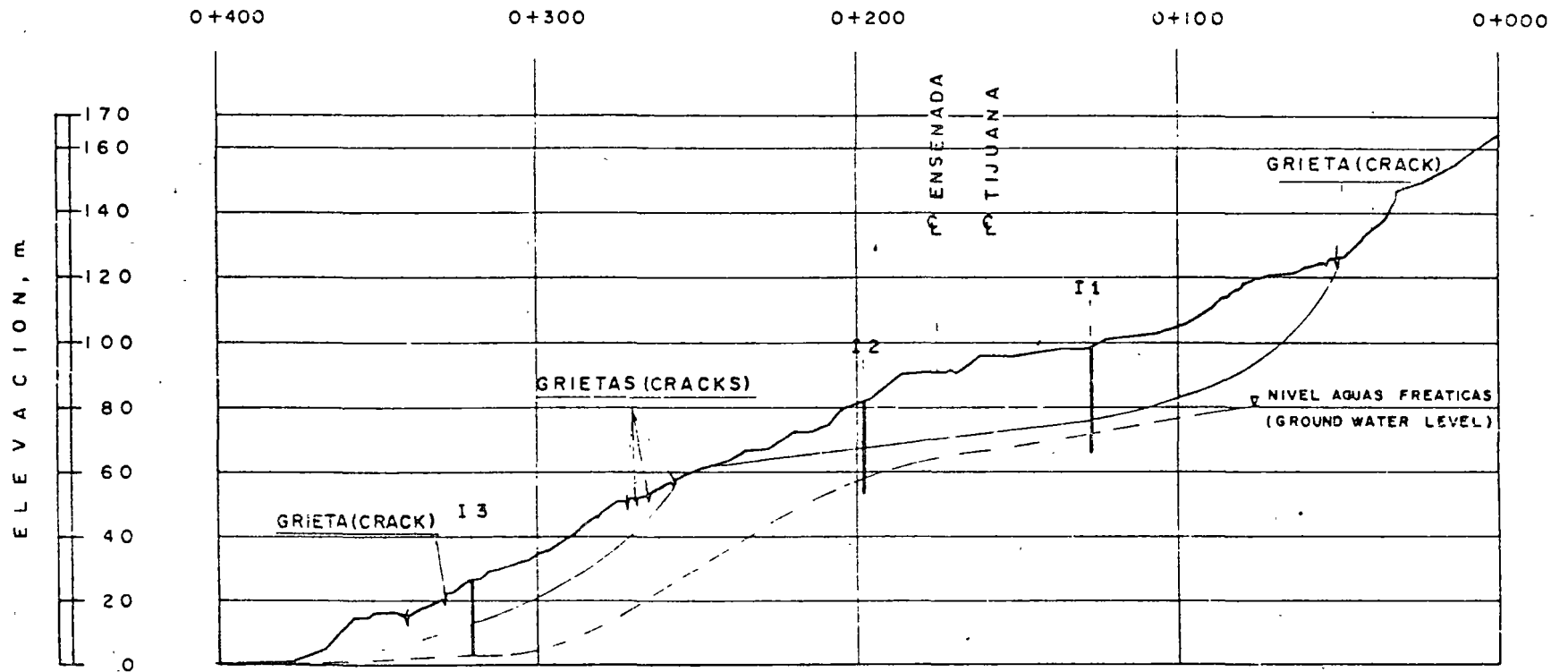


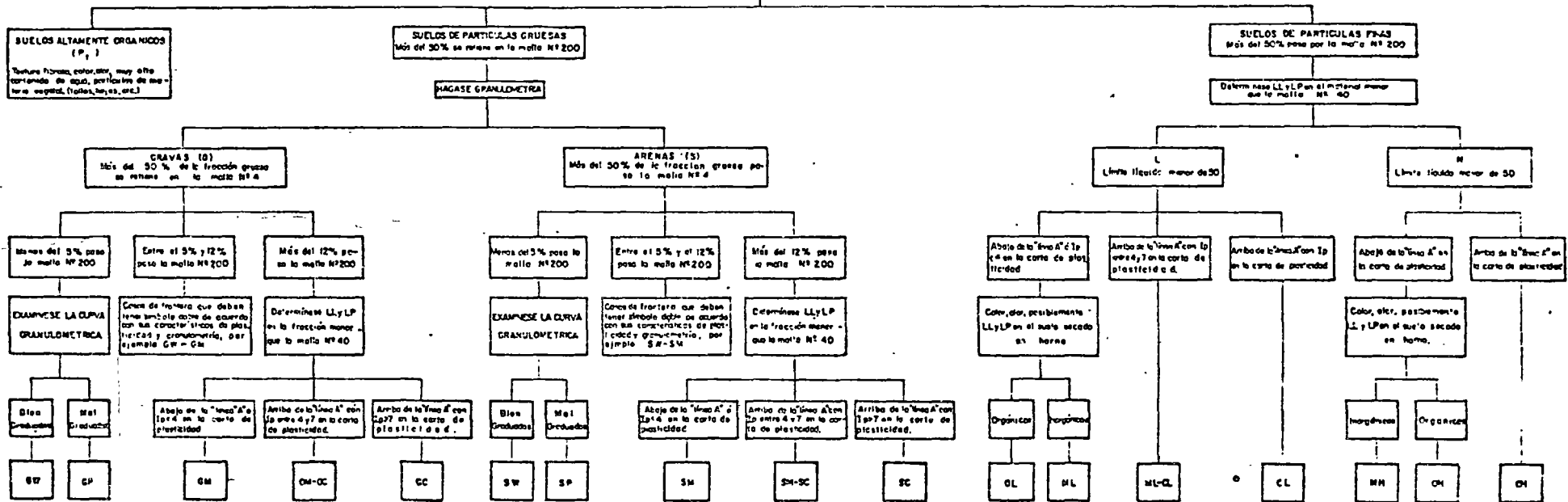
FIG. 125 FORMA DE LA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO EN LA SECCION CENTRAL DEL KM. 16 + 800

(GEOMETRY OF SLIDING SURFACE ON CENTRAL SECTION AT KM 16 + 800)

**ANEXO VII-b
PROCEDIMIENTO AUXILIAR PARA IDENTIFICACION DE SUELOS
EN EL LABORATORIO
S.U.C.S.**

99

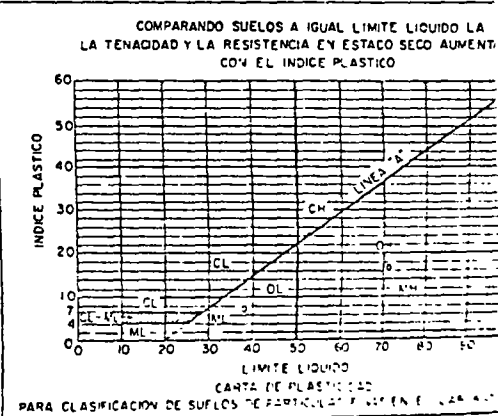
HAGASE UN EXAMEN VISUAL DEL SUELO PARA DETERMINAR SI ES ALTAMENTE ORGANICO, DE PARTICULAS GRISESAS O DE PARTICULAS FINAS. EN LOS CASOS DE FRONTERA DETERMINESE LA CANTIDAD QUE PASA POR LA MALLA N°200



NO. 4 - Los tamaños de las mallas son de la U.S. Standard

ANEXO VII - A
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS
 INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION


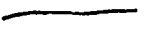
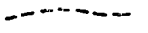
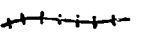







PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)				SIMBOLOS DEL GRUPO (e)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO			
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material retenido en la malla N° 200 (φ) son aproximadamente las más pequeñas, véase la simple vista)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4 (Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa para la malla N° 4 (Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finas	Dese el nombre típico, indíquese los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo, angulosidad, características de la superficie y dureza de las partículas gruesas, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos inalterados agréguese información sobre estratificación, compactación, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje. EJEMPLO Arena limosa con grava, como un 20% de grava de partículas duras, angulosas y de 15 cm de tamaño máximo, arena gruesa a fina de partículas redondeadas o subangulosas, alrededor de 15% de finas no plásticas de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el lugar, arena aluvial, (SM)	Determínese los porcentajes de grava y arena de la curva granulométrica dependiendo del porcentaje de finas (fracción que pasa la malla N° 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos de 5% GW, GP, SW, SP Más de 5% GM, GC, SM, SC			
			GRAVAS LIMPÍAS (Poco o nada de partículas finas)	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finas					
			GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo					
			GRAVAS LIMPÍAS (Poco o nada de partículas finas)	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla					
			ARENAS LIMPÍAS (Poco o nada de partículas finas)	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finas					
			ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finas					
	SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la malla N° 200 (Los porcentajes de 0.075 mm de diámetro (malla N° 200)	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 50	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al rompimiento)	DILATANCIA (Reacción al aguada)			TENACIDAD (Consistencia cerca del límite plástico)	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos
				Nulo o ligera	Rápido o lento			Nulo	CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
				Medio o alta	Nulo a muy lento			Medio	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
				Ligera a media	Lento			Ligero	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos
				Alta o muy alta	Nulo			Alto	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas
				Medio o alta	Nulo a muy lento			Ligero a medio	OH	Arcillas orgánicas de medio a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa			Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos	EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS G-Grava M-Limo O-Suelos orgánicos W-Bien graduado L-Baja compresión S-Arena C-Arcilla Q-Turbo P-Mal graduado Y-Alta compresión				



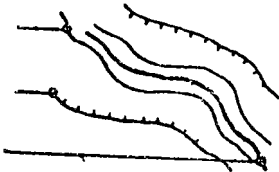
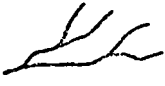
* Las clasificaciones de frontera - Los suelos que poseen las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo GW-GC, mezcla de grava y arena bien graduada con cementación arcillosa.
 (f) Todos los tamaños de las mallas en esta carta son los U.S. Standard

Leyenda

A) VIAS DE COMUNICACION Y OBRAS HUMANAS (en color rojo).

- | | | |
|-----------------------------------|-------|---|
| 1. Carreteras | |  |
| 2. Caminos | |  |
| 3. Cañadas | |  |
| 4. Vías férreas | |  |
| 5. Ciudades y pueblos | |  |
| 6. Castros (celtas, iberos, etc.) | |  |
| 7. Mina | |  |
| 8. Cantera | |  |
| 9. Mina abandonada | |  |
| 10. Cantera abandonada | |  |
| 11. Escombrera | |  |

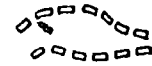
B. HIDROGRAFIA (en color azul).

- | | | | | | |
|------------|-------------------------|-------|---|---------------------------|-------|
| 1. Ríos | } a) cauce normal | |  | | |
| | | | | b) de inundación | |
| | | | | c) canal de estiaje | |
| 2. Arroyos | } c) esporádicos | |  | | |
| | | | | b) estacionarios | |
| | | | | a) perennes | |

3. Brazos de crecida



4. Brazos muertos



5. Meandros abandonados



6. Valle ciego



7. Río que reaparece en un punto



8. Lagos y lagunas { a) permanente
b) estacionario



9. Cubeta de decantación



C) FORMAS MARINAS (en color azul).

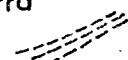
1. Nivel del mar



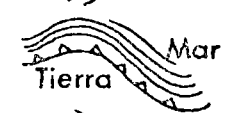
2. Nivel máximo de marea



3. Marismas



4. Costas de emergencia

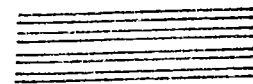


5. Costas de subsidencia

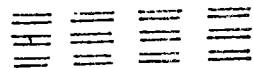


D) GEOMORFOLOGIA (en color negro).

1. Superficies de erosión



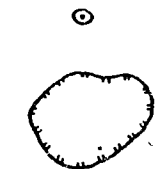




2. Superficies de erosión degradadas

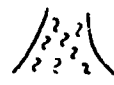



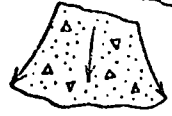







3. Escarpes



- 4. Terrazas marinas o playas colgadas 
- 5. Plataforma de abrasión 
- 6. Tierras malas 
- 7. Torcas y dolinas {
 - a) pequeñas 
 - b) grandes 

E) FORMAS DE ACUMULACION

- 1. Solifluxión 
- 2. Colada fangosa 
- 3. Desprendimiento de tierras 
- 4. Conos de deyección 
- 5. Zona de derrubios 
- Glaciares:
 - 6. Morrenas {
 - a) de fondo 
 - b) laterales 
 - 7. Conos fluvioglaciares 
 - 8. Zona de derrubios fluvioglaciares 
- Eólicas:
 - 9. Dunas 

10. Dunas con escarpe marcado



Marinas:

11. Playas con

- a) limos
- b) arenas



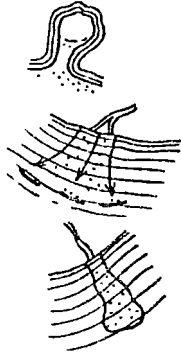
12. Flecha litoral

13. Dunas litorales

14. Cordones litorales o restingas

15. Deltas sumergidas

16. Corriente fangosa que se adentra en el mar



F) RASGOS GEOLOGICOS

1. Contacto entre dos formaciones distintas (en tinta china negra)

- a) seguro
- b) probable
- c) no localizado









(A ambos lados del contacto debe marcarse el color correspondiente a la formación.)

2. Afloramiento de estratos (en el color correspondiente)




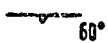

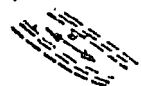


3. Afloramiento de estratos con escarpe

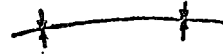

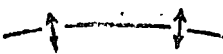
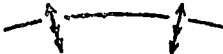

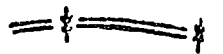
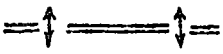


- | | | | |
|----------------|--|---|---|
| 4. Estrato con | { <ul style="list-style-type: none"> a) buzamiento pequeño b) » medio c) » grande |  |  |
| | |  |  |
| | |  |  |

La flecha debe ocupar la superficie visible del estrato (1.º); caso de ser ésta muy limitada, se pondría el buzamiento como en el 2.º caso.

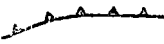
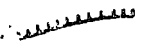
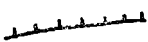
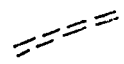
- | | |
|---|---|
| 5. Estratos horizontales |  |
| 6. » subhorizontales |  |
| 7. » verticales |  |
| 8. Buzamiento conocido |  |
| 9. » hallado por métodos fotogeológicos |  |
| 10. Dirección de esquistosidad |  |

G) GEOLOGIA ESTRUCTURAL

- | | |
|--|---|
| 1. Sinclinal simétrico |  |
| 2. » asimétrico |  |
| 3. Anticlinal simétrico |  |
| 4. » asimétrico |  |
| 5. » volcado |  |
| 6. Sinclinorio: eje de la charnela regional |  |
| 7. Anticlinorio: eje de la charnela regional |  |

H) TECTONICA (en negro).

- 1. Diaclasas
- 2. Fracturas {
 - a) seguras
 - b) probables
- 3. Fallas {
 - a) seguras
 - b) probables
 - c) no localizadas
 - d) ocultas
- 4. Falla en dirección
- 5. Falla de gravedad {
 - b) directa
 - a) mostrando el labio hundido
 - c) inversa
- 6. Falla de gravedad con escarpe
- 7. Cabalgamiento
- 8. Ventana tectónica
- 9. Klippe



Estudio fotogeológico de los depósitos fluviales

XIII.1. GENERALIDADES.— Los depósitos fluviales son depósitos formados a expensas de las aguas corrientes superficiales, bien estén encauzadas o discurren libremente; en el primer caso, su formación es debida a la sedimentación de la carga transportada por los ríos que a su vez es originada por dos causas principales:

- Disminución total o parcial de la velocidad de la corriente.
- Carga excesiva de los materiales transportados.

Estas dos razones circunscriben la aparición de este tipo de depósitos a los valles fluviales que pueden estar ahora en vigor o haber sido abandonados definitivamente, es decir, la presencia de depósitos fluviales siempre indicará la existencia de un río, bien actual o de épocas pasadas.

Antes de entrar en la descripción fotogeológica de los principales tipos de depósitos fluviales, describiremos brevemente las formas fluviales a favor de las cuales pueden aparecer aquéllos (Fot. XIII-1 y Fig. XIII-2).

1. Llamamos *lecho de inundación* o *lecho mayor de un río* a la zona plana de un valle que se inunda en la época de crecidas (Fig. XIII-1 [L]).

2. *Lecho ordinario* es el cauce por el que discurre el río y que queda claramente delimitado por las dos orillas (Fig. XIII-1 [C]).

3. *Canal de estiaje*.—Como su nombre indica

es un pequeño canal al que queda reducida la corriente en algunos ríos en época de sequía. Ocupa parte del lecho ordinario y suele divagar dentro de éste (Fig. XIII-1).

4. *Brazos de crecida*.—Son cauces auxiliares del lecho ordinario, generalmente anastomosados, por los que corre el agua en época de crecida.

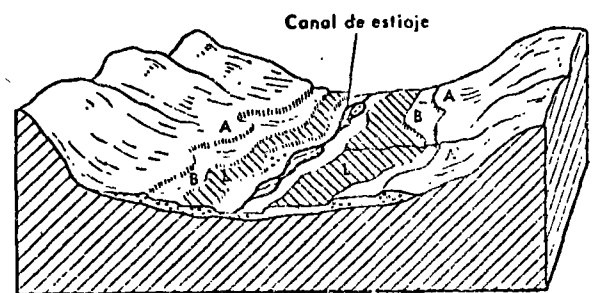


FIG. XIII-1. Bloque diagrama de un valle fluvial.—A y B son dos niveles distintos de terrazas, siendo A la más antigua, L es el lecho mayor del río, que aparece relleno de aluviones (zona rayada). En el cauce ordinario se pueden apreciar pequeños depósitos de gravas, cantos rodados, arenas, etc. (zona punteada), que han quedado al descubierto por reducción del curso del río al canal de estiaje.

5. *Brazos muertos*.—Son restos del antiguo cauce del río o simplemente del canal de estiaje que quedaron abandonados al cambiar éste de

curso. Pueden quedar inundados en las crecidas del río, actuando entonces como cubetas de decantación, con lo que se van colmatando en sucesivas avenidas.

6. *Meandros abandonados*.—La evolución continua de los meandros excavando la orilla cóncava y depositando aluviones en la convexa, da lugar a que se vaya acentuando su curvatura hasta que en algunos casos llega a estrangularse, abriéndose paso el río a través de un nuevo cauce (Fot. XIII-3 y XIII-4).

Una vez estrangulado y abandonado, el antiguo meandro va evolucionando hasta que sólo queda un brazo muerto que, por su forma semilunar, recibe el nombre de *collar de buey*.

Tanto meandros abandonados, como collares de buey, suelen destacar claramente en las fotografías por su forma típica y el cambio de tonalidad que ofrecen con respecto al resto de los aluviones, debido a la distinta composición de los meandros, grado de humedad, materia orgánica existente, etc.

Tanto *brazos muertos*, como *meandros abandonados* y *collares de buey* tienen una gran importancia a la hora de determinar la antigua posición

del cauce del río. Pueden quedar actualmente lejos del cauce actual, incluso fuera del lecho mayor (Fot. XIII-5).

7. *Llanura aluvial*.—Cuando el lecho mayor de un río adquiere por diversas causas unas proporciones considerables, tendremos la llanura aluvial. El río discurre por ella plácidamente, generalmente divagante, pudiendo estar ramificado en varios brazos que se anastomosan. Son frecuentes los canales de crecida, meandros abandonados, brazos muertos, etc. (Fot. XIII-6).

XIII.2. ALUVIONES. — *Son depósitos acumulados sobre valles bien establecidos de ríos permanentes*. Son muy fáciles de identificar en fotogeología a causa de su morfología característica. Dejaremos simplificados en dos los distintos tipos de aluviones que pueden presentarse. Estos dos tipos pueden ser claramente identificados en la fotografía aérea: Son los *aluviones* propiamente dichos y los *depósitos de arenas, gravas, cantos, rodados*, etc.

Veamos a continuación sus principales características fotogeológicas:

	<i>Arenas, gravas, cantos rodados, etc.</i> (Figs. XIII-1 y XIII-2)	<i>Aluviones</i> (Fots. XIII-3 y XIII-6)
SITUACION	— Cauce ordinario (se aprecian cuando la corriente del río se reduce al canal de estiaje).	— Lecho mayor.
MODO DE PRESENTARSE	— Formando barras, lentejones, ocupando recodos, etc.	— Formando bandas continuas, generalmente estrechas y alargadas.
	— Horizontales. La superficie puede ser ligeramente rugosa.	— Pequeños depósitos que jalonan la trayectoria del río.
VEGETACION	— Escasa o nula.	— Generalmente cultivados.
TONOS	— Claros. Varían del blanco al gris claro.	— Pueden variar del gris claro al gris oscuro. Frecuentemente con una especie de enrejado de diversos tonos correspondientes a las huertas (Fot. XIII-4). Los diversos tonos dependen del grado de humedad, composición, estado de la vegetación, etcétera.

XIII.3. TERRAZAS FLUVIALES. — Las terrazas fluviales (Fig. XIII-1) son muy fáciles de identificar en fotogeología, pudiendo conseguir por este método, en la mayoría de los casos, una cartografía definitiva. Al ser un resto del antiguo lecho de

inundación del río, las características fotogeológicas serán semejantes a las de los aluviones respecto al tono, vegetación, etc. La única diferencia reside en la distinta morfología que presentan las terrazas, que es el dato más importante y esencial para su identificación.

<p>MORFOLOGIA DE LAS TERRAZAS (Fots. XIII-1 y XIII-7)</p>	— Forman superficies planas o ligeramente inclinadas.
	— Quedan limitadas por un reborde escarpado, generalmente de poca altura.
	— Están situadas a una cierta altura sobre el cauce actual del río.
	— Suelen aparecer formando retazos discontinuos y de poca anchura, más o menos paralelos al río.
	— Pueden presentarse varios niveles de terrazas, de los que la más antigua será la que tenga la cota más alta, y la más moderna, la más próxima al lecho del río.

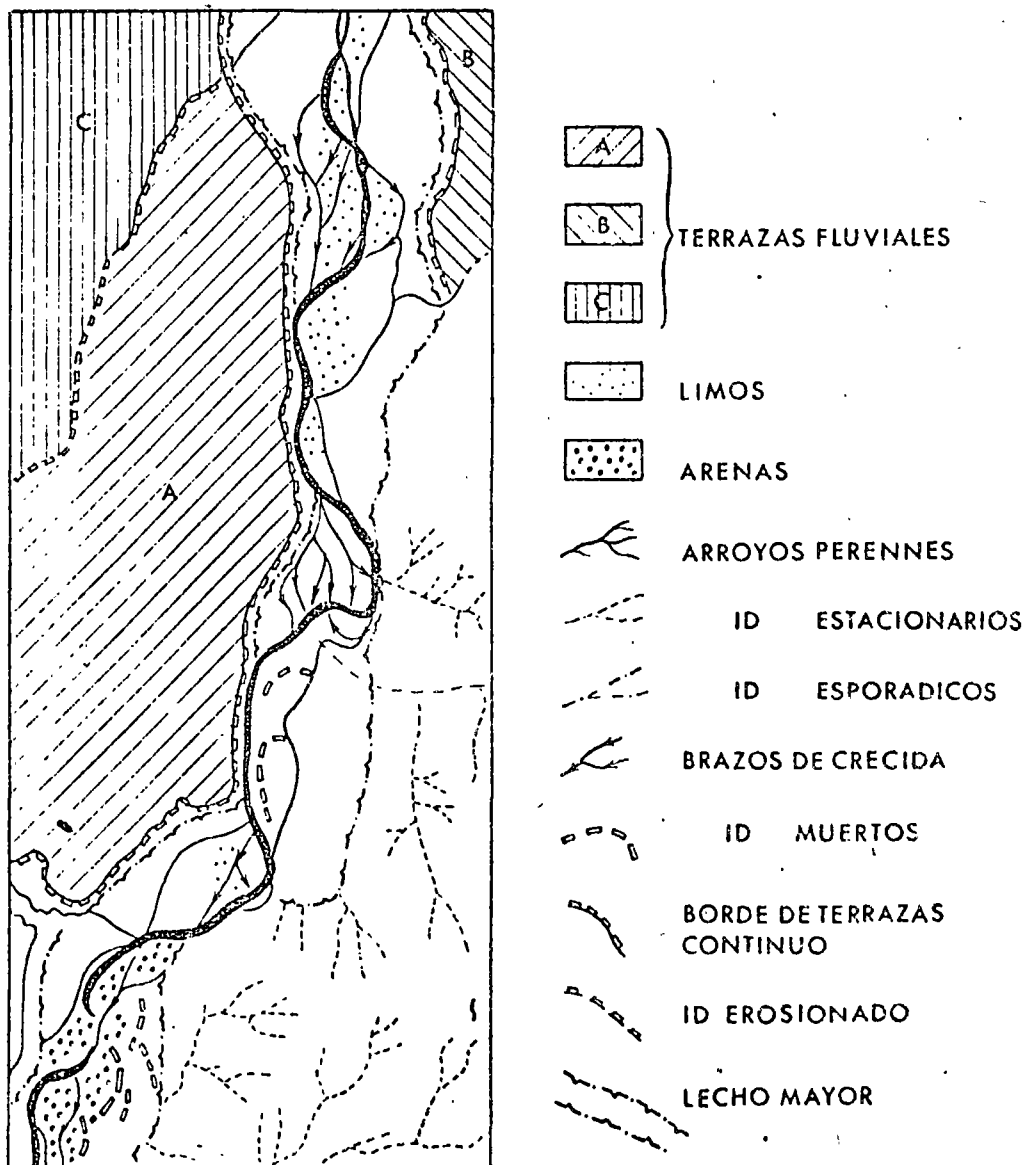


FIG. XIII-2. Interpretación de la fotografía XIII-1.

El que las terrazas fluviales aparezcan formando retazos discontinuos y estrechos es debido a que, aunque los lechos de los ríos suelen ser en la actualidad más estrechos que los antiguos, la erosión de los mismos es suficiente para hacer desaparecer las terrazas en la mayor parte de su curso, quedando éstas protegidas de la erosión sólo en algunos sitios.

A veces la terraza se puede extender en sentido transversal al río, siendo entonces recorrida por un afluente de aquel al que sirve de lecho mayor, quedando éste colgado sobre el valle principal.

Usando sólo las fotografías aéreas es un poco arriesgado tratar de identificar los distintos niveles de terrazas, sobre todo si el estudio se hace extensivo a varios ríos, pues los datos obtenidos sólo con la fotografía son insuficientes. Para una correlación clara y precisa habrá que recurrir a un detallado trabajo de campo.

XIII.4. CONOS DE DEYECCIÓN.—*Son depósitos acumulados sobre llanuras o zonas bajas en general y alimentados por torrentes temporales de montaña.* El estudio que de los mismos se puede hacer en fotogeología suele ser más completo en la mayoría de los casos que el realizado en el campo

mente en la fotografía cuáles son los conos de mayor importancia, cuáles desplazan a los demás, etcétera (Fot. XIII-8).

El estudio detallado de los conos de deyección es de una gran importancia, pues debido a su gran movilidad ofrecen un serio peligro para carreteras, ferrocarriles y obras públicas en general, además de las inundaciones a las que puede dar lugar la elevación a la que el torrente es sometido.

Veamos ahora los principales datos en los que nos podemos basar para su *identificación foto-geológica*, la cual es bastante fácil dada la forma y situación característica de estos depósitos.

Situación.—*Están siempre situados en la desembocadura de un torrente, sobre un terreno bajo.* La unión de varios conos formados a expensas de varios torrentes puede dar lugar a la formación de una *llanura aluvial de pie de monte* (Fots. XIII-8 y XIII-9).

Forma.—De abanico más o menos cónico, con el vértice situado en la desembocadura del torrente y a veces remontando la ladera (Fot. XIII-10).

Tono y vegetación.—Depende principalmente de la antigüedad de los conos de deyección

	<i>Conos en formación</i>	<i>Conos antiguos</i>
VEGETACION	Escasa o nula.	Dada su gran fertilidad, suelen estar muy cultivados.
TONOS	Claros, a veces casi blancos.	Generalmente más oscuros. Depende mucho del tipo de cultivo, época en la que esté tomada la foto, etc.

respecto a situación, extensión, límites, etc. El avance o desplazamiento de los conos de deyección puede ser estudiado con gran precisión si se dispone de varias fotografías tomadas en distintas épocas, en las que se puede seguir la distinta extensión de los conos.

En el caso de tratarse de varios conos provenientes de torrentes paralelos que por su proximidad se puedan interferir, se puede apreciar clara-

Generalmente los conos de una cierta envergadura presentan una parte del mismo en formación y otra antigua. Ello es debido a que al obstruir los materiales la salida del torrente, éste busca un nuevo cauce al lado del anterior, cauce que será de nuevo obstruido dando lugar a la formación de otro nuevo, y así sucesivamente. El desagüe del torrente ocupa, por lo tanto, sólo una parte del mismo cono, generalmente un lateral, cuyas características serán las de un cono en formación. El

resto del mismo presentará el aspecto de los aluviones maduros pero con una inclinación que suele ser superior al 5 por 100.

Drenaje.—El desagüe del torrente a través del cono de deyección suele hacerse a través de una serie de canalillos que se abren *en abanico*. En los conos de una cierta envergadura suele haber también otro tipo de drenaje que correspondería a las aguas de lluvia, cuyo encauzamiento forma una serie de arroyos que van a desembocar normalmente en el valle principal (Fig. XIII-3).

menos adaptada a la topografía del sitio en que se encuentran aunque tienden a nivelarlo cuando el material aportado es suficiente.

Fotogeológicamente se identifican fácilmente, además de por su morfología anómala, en comparación con la morfología de la zona, por la serie de cultivos, prados naturales o vegetación que sobre ellos se asienta (Fot. XIII-11).

XIII.6. DEPÓSITOS DILUVIALES.—También llamados *llanuras de aluviones antiguos*, los depósi-

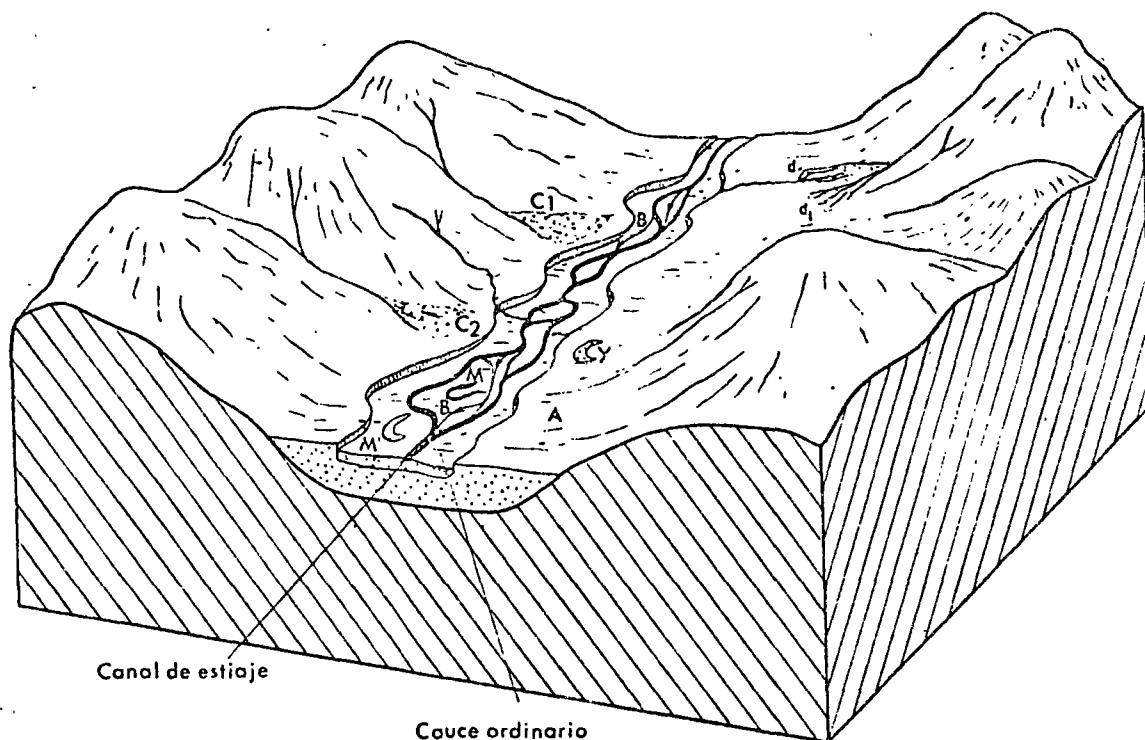


FIG. XIII-3: *Bloque diagrama* en el que se puede apreciar una *llanura aluvial*, A, por la que discurre divagante un río actualmente reducido al canal de estiaje. Se pueden apreciar los *brazos de crecida* (B) y dos *meandros abandonados*, uno de los cuales (M) conserva aún agua, mientras el otro (M') está seco. En la llanura aluvial, y fuera del lecho ordinario, se ve un *collar de buey* (Y), en fase de colmatación. En los bordes de la llanura se han formado tres *conos de deyección* (C₁, C₂ y C₃) en la desembocadura de sus respectivos torrentes. En el cono de deyección de la derecha, C₃, se pueden apreciar los dos tipos de drenaje característicos de éstos: uno, proveniente de las montañas, que abriéndose *en abanico*, permite el desagüe del torrente (d₁), y otro (d₂), formado en el mismo cono, constituido por varios arroyos que confluyen a la salida del mismo, desembocando finalmente en el valle principal.

XIII.5. COLUVIONES.—Son depósitos cuaternarios formados en las laderas a expensas de los materiales arrancados a las mismas por la erosión de los agentes atmosféricos y transportados por las aguas de lluvias hasta alguna pequeña depresión o rellano de las mismas, donde puedan ser depositados. La superficie de estos depósitos está más o

tos diluviales son semejantes a los aluviones depositados en las llanuras fluviales, pero su grado de madurez y endurecimiento es mayor. Dan lugar a superficies planas, generalmente horizontales o poco inclinadas, o bien a retazos de las mismas. En fotogeología son semejantes a los aluviones actuales de los que se diferencian por no estar circuns-

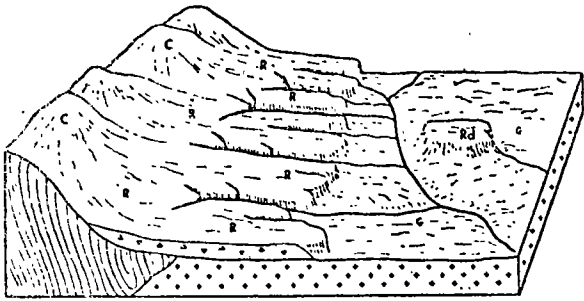


FIG. XIII-4. El bloque diagrama representa una zona de rañas (R). Estas son horizontales, teniendo una ligera inclinación en la zona que está apoyada en las cuarcitas (C). El resto de la raña se extiende sobre la penillanura granítica (G). Obsérvese la forma palmeada de la raña debida a la erosión fluvial, que en uno de los puntos ha seccionado la raña en dos, dejando un retazo de ésta desconectado del resto (Rd).

crita su aparición a los valles fluviales, pudiendo aparecer formando planicies de mayor o menor extensión en interfluvios actuales. Los cultivos suelen estar siempre presentes (Fots. XIII-12 y XIII-13).

XIII.7. RAÑAS.—La identificación fotogeológica de las rañas ofrece más dificultades que la del resto de los depósitos hasta ahora estudiados en este capítulo. Son fáciles de identificar cuando las partes estudiadas están próximas a la sierra que la ha dado origen (Fig. XIII-4-R), pero los retazos aislados que pueden aparecer desconectados del resto (Fig. XIII-4-Rd) pueden ser difíciles de identificar si no se tiene una cierta experiencia en este tipo de depósitos.

Situación.—Estos depósitos aparecen *sobre formaciones antiguas arrasadas*, comenzando frecuentemente al pie de las cuarcitas y extendiéndose sobre las demás formaciones circundantes (Fotografías XIII-14, XIII-15 y XIII-16).

Morfología.—Las rañas *forman depósitos horizontales o ligeramente inclinados*, salvo en la zona en la que están en contacto con las cuarcitas, en la que la pendiente es mayor al remontar las rañas ligeramente las laderas.

Su morfología se puede considerar la típica de los depósitos horizontales. La erosión vertical es intensa, favorecida por la poca consistencia del depósito, dando unos interfluvios planos que presentan un reborde escarpado correspondiente a las laderas de las vaguadas. *El tránsito entre la parte plana y el escarpe es redondeado, sin presentar aristas*, debido a no existir un estrato superior más resistente que el resto de la formación que dé origen a las clásicas «mesas». (Este es uno de los detalles más importantes en la identificación de las rañas que nos permite diferenciar este tipo de depósitos del resto de los depósitos horizontales.)

Forma.—Suele ser *palmeada*, apoyándose el vértice en los materiales paleozoicos y terminando por el lado contrario en forma lobulada, acabándose los lóbulos en un escarpe de altura correspondiente al espesor de la raña.

La potencia del depósito puede ser considerable pudiendo llegar hasta un espesor de 150 m., espesor que disminuye hacia los bordes.

Tono.—Dado el color rojizo y más bien oscuro que tienen los materiales que las integran, las rañas aparecen también en un tono *gris oscuro* en las fotografías. Sin embargo pueden aparecer en tonos claros en el caso de que esté cultivada su parte superior, dependiendo, por tanto, de la época en la que haya sido tomada la fotografía. En este caso, los tonos oscuros quedan relegados a las vaguadas, donde la erosión pone de manifiesto los materiales que integran las rañas. En el caso de aparecer ésta desnuda o cubierta de vegetación natural, el tono predominante es gris oscuro.

Estudio fotogeológico de las calizas

Las rocas carbonatadas, muy abundantes en la naturaleza, son rocas en cuya composición entra a formar parte bien el carbonato cálcico o el magnésico. Según la abundancia de uno u otro, las rocas respectivas reciben el nombre de calizas o dolomías.

La variada composición de las calizas, la diversidad de su génesis y las formas caprichosas que pueden adquirir, hacen de ellas *las rocas sedimentarias que dan lugar a relieves más variados y originales*. Son rocas que abundan en todas las épocas, contribuyendo esta circunstancia a su variedad en la forma de presentarse. Pueden haber sufrido grandes plegamientos que, como el Alpino, afectaron a inmensos depósitos de caliza dando lugar a grandes relieves o aparecer en estratos planos y horizontales que no han sido afectados por ningún plegamiento.

Toda esta variedad contribuye a hacer difícil la tarea de sintetizar en pocas líneas unas normas generales que ayuden a la identificación fotogeológica de dichas rocas. Sin embargo, son las rocas

que ofrecen las formas estructurales más bonitas y claras que se pueden ver en las fotografías, y en muchos casos, si se trabaja con la escala adecuada, el mapa fotogeológico resultante puede ser muy completo, bastando una serie de cortes en el campo para resultar definitivo.

XXIII.1. MORFOLOGÍA.—De todo lo dicho se desprende la variada morfología que estas rocas presentan y, por tanto, la diversidad de características fotogeológicas que corresponden a cada tipo de caliza. Intentaremos resumir aquí las más importantes para la identificación de la misma en fotogeología. De todas maneras, y pese a la gran variedad de su morfología, cuando el fotogeólogo se ha familiarizado con las calizas, suele resultar fácil su identificación en la mayoría de los casos.

Relieves a los que da lugar.—Las calizas pueden aparecer formando relieves que varían desde medios hasta los muy fuertes; estos relieves dependen de la composición de la caliza y del tipo de plegamiento al que ha estado sometida.

<i>Tipo de relieve</i>	<i>Tipos de calizas</i>	<i>Plegamientos</i>
<i>Muy fuertes, con crestas agudas y apuntadas, vertientes verticales y estratos cortados a pico.</i>	— Calizas muy compactas. — Calizas cristalinas, — Calizas de montaña, etc.	Intensos
<i>Medios (Fot. XXIII-1).</i>	— Calizas menos compactas. — Calizas arenosas, — Calizas margosas, — Calizas de formación reciente, etc.	Suaves o no existentes

Estratificación.—La caliza puede presentarse estratificada o masiva, pudiendo formarse en ambos casos depósitos de extensión considerable.

<i>Tipo de estratificación</i>	<i>Modo de presentarse</i>	<i>Morfología</i>
No existente. (Caliza masiva).	— Puede formar grandes depósitos.	— Relieves medios o fuertes.
Caliza estratificada.	— Formando grandes depósitos.	— Relieves medios o fuertes.
	— Interestratificados, entre otros materiales (Fot. XXIII-2).	— Forman resaltes que, por sus características, permiten identificar los estratos de caliza en una serie estratigráfica.
	— Horizontales (Fot. XXIII-3).	— Dan lugar a la formación de <i>mesas</i> en las que los estratos de caliza protegen de la erosión al resto de la serie.

Los estratos calizos tienen dos características principales que ayudan notablemente para su identificación fotogeológica:

Identificación de los estratos.	<i>Son continuos</i> , pudiéndose seguir un mismo estrato a través de kilómetros, aunque dicho estrato aparezca plegado, distorsionado, etc. (Fot. XXIII-4).
	<i>El borde de los estratos es suave y redondeado</i> . Ello se debe a que en la erosión de las calizas intervienen fenómenos de disolución y éstos dan siempre formas redondeadas. (De este tipo de estratos se excluyen las <i>dolomías</i> , principalmente las <i>carniolas</i> , y las <i>calizas de montaña</i> , que dan lugar a unos estratos cuyo borde aparece de forma irregular (Fots. XXIII-5 y XXIII-8).

Plegamiento.—Cuando las calizas han sido afectadas por plegamientos dan lugar a unas formas estructurales muy bonitas y complejas (Fotografía XXXI-1). De la intensidad de los mismos dependerá principalmente la morfología de la zona y, por lo tanto, sus características fotogeológicas.

En el caso de *plegamientos fuertes*, aunque la fotografía aérea es una gran ayuda para el estudio de la región y da una visión de los pliegues muy superior a la que se tiene en el campo, es difícil seguir bien las estructuras y, sobre todo, la identificación de los estratos a lo largo de una zona. En este caso tiene que ir acompañado el trabajo fotogeológico de otro muy fino y detallado sobre el terreno, con múltiples columnas estratigráficas, correlaciones detalladas y demás métodos

de trabajo que permitan realizar un estudio completo del problema.

Tipo de plegamiento	Características	
No existente; series horizontales (Fots. XXIII-3, 9 y 10)	— Forman llanuras de extensión y altura variable, tipo <i>mesa</i> .	
	— Los bordes de las mismas generalmente son abruptos.	
	— Frecuentes las formas de disolución en la superficie del estrato.	
	— Arcillas de decalcificación depositadas a favor de agujeros, depresiones, etc.	
Plegamientos medios (Fots. XXIII-1 y 2)	— Sinclinales y anticlinales suaves.	
	— Relieves medios.	
	— Estructuras muy fáciles de seguir en la fotografía, pudiéndose hacer unos mapas estructurales muy completos de la zona.	
	— Las arcillas de decalcificación, en el caso de existir, se depositan al pie de los estratos de calizas.	
	— Puede existir karstificación.	
Plegamientos fuertes	— Pueden dar lugar a relieves fuertes.	
	— Anticlinales y sinclinales generalmente muy rotos y desarticulados.	
	— Frecuentes los	— mantos de corrimiento.
		— pliegues tumbados.

Salvo excepciones como la antes citada de los plegamientos alpinos, lo más frecuente es que desde la fotografía aérea se pueda hacer un estudio estructural bastante completo, pudiendo en muchos casos, trabajando con una escala adecuada, trazar mapas de contornos estructurales, columnas estratigráficas, medir los buzamientos en los estratos, etc.

XXIII.2. KARST.—Hay un tipo de fenómeno de disolución típico en las calizas que recibe el nombre de karstificación. *El karst consiste en la disolución interna de las calizas producida por el agua que se filtra a través de fisuras y diaclasas.* Este fenómeno sólo tiene lugar en calizas que permiten filtrar fácilmente el agua de lluvia, que posteriormente dará lugar a la disolución de las mis-

mas. Para ello, las calizas deben reunir la serie de condiciones expresadas a continuación.

CONDICIONES DE FORMACION DEL KARST	— Las calizas deben estar <i>muy fracturadas</i> , a fin de permitir fácilmente la infiltración del agua de lluvia.
	— Tienen que tener una <i>composición muy pura</i> para que su grado de solubilidad sea alto. Es decir, ni en calizas margosas ni en creta tendrá lugar el fenómeno kárstico.
	— <i>No pueden tener interestratificados bancos de otro material impermeable</i> , como son margas, arcillas, etc., que detendrían el agua en su penetración.
	— La roca caliza <i>no debe estar muy plegada</i> debido a que la fuerte pendiente de los estratos haría que el agua de lluvia corriera superficialmente a favor de la misma y sólo podría infiltrarse una pequeña parte.

Aunque el fenómeno principal de la karstificación es la *disolución interna de la roca*, también tienen una repercusión en la parte externa de la misma, que es la que nos interesa conocer por ser la única que se puede apreciar en la fotografía.

- En las zonas de karst *no aparecen superficialmente ríos ni corrientes de agua*, dado que toda el agua de lluvia se filtra hacia el interior de las calizas.
- *Formación de torcas y dolinas*, que son fenómenos de disolución que se aprecian en la superficie de los estratos y cuya forma es la siguiente:

TORCAS O DOLINAS	SITUACION	— Generalmente, a lo largo de fracturas y diaclasas, sobre todo en el cruce de dos o más (Fot. XXIII-11).	
	FORMA	— Depresiones ovaladas con forma de embudo y paredes inclinadas (Fot. XXII-12).	
	CONTORNO	— Redondeado,	Nunca anguloso
		— Ovalado o	
— Sinuoso			
MATERIALES ASOCIADOS	— Arcillas de decalcificación y materiales residuales tapizando el fondo. Si tienen extensión suficiente pueden estar cultivadas (Fot. XXIII-13).		

Simas.—Son agujeros que aparecen en las calizas y que suelen comunicar con cavidades de disolución que pueden llegar a ser muy grandes. Estas simas cuando son de pequeño tamaño, si no se trabaja con una escala adecuada, pueden llegar a pasar desapercibidas. También están situadas a favor de las zonas estructurales débiles, como fracturas y diaclasas.

Polje.—Es una llanura kárstica generalmente hundida, rodeada de bordes empinados. Los materiales residuales y las arcillas de decalcificación suelen tapizar el fondo, dando lugar a excelentes cultivos. Aparecen atravesadas por *valles cerrados*, en los que el río desaparece en algún punto determinado a favor de algún sumidero.

Lapiaz.—Son cizalladuras producidas en la superficie de la roca calcárea. En la fotografía se aprecian principalmente cuando corresponden a una tupida red de diaclasas que la erosión acentúa. Se da principalmente en climas mediterráneos y en sedimentos calizos del secundario y terciario.

El estudio del fenómeno kárstico es muy importante sobre todo cuando se está realizando un trabajo fotogeológico encaminado a la construcción de una presa o pantano. En este caso se debe trabajar con la escala adecuada en la que se aprecien los más leves síntomas de karstificación porque al indicar una zona que deja filtrar fácilmente el agua sería necesario cementarla o tomar las debidas precauciones en el caso de que sobre ella fuera el vaso.

XXIII.3. DRENAJE.—El drenaje en las calizas no es un dato significativo como lo puede ser en el granito o en las pizarras, salvo en las zonas en que éstas estén karstificadas

DRENAJE EN ZONAS KARSTIFICADAS (Fots. XXIII-11 y 13)	— Drenaje muy escaso o nulo.	
	— Formación de valles ciegos.	
	— Formas de disolución abundantes	dolinas,
		uvalas,
	simas, etc.	

Las características de este drenaje son fácilmente apreciables en la fotografía, siendo muy representativas.

En las calizas, en las que no se desarrolle el fenómeno kárstico, el drenaje será:

DRENAJE EN CALIZAS	— Drenaje pobre.
	— Formación de valles ciegos frecuente.
	— En calizas plegadas es frecuente el control estructural.
	— En calizas horizontales son frecuentes las formas de disolución y el encajamiento de los ríos, dando lugar a relieves tabulares.

XXIII.4. FALLAS Y FRACTURAS.—Las fracturas en las calizas son fáciles de ver en fotogeología, bien por alineación de arroyos, vegetación, humedad o, lo más frecuente, por el trazo nítido y claro que presentan, que se suele poder ver en la fotografía a simple vista. Estas fracturas son frecuentemente agrandadas por la erosión, pudiendo dar lugar a un control estructural del drenaje, como hemos dicho al hablar del mismo. Una característica de las calizas es la *fracturación de tipo cizalla*, frecuente en algunos tipos de calizas en la cara de los estratos (Fot. XXIII-14) y fácilmente apreciables en la fotografía.

Las fallas son muy abundantes y para su reconocimiento tenemos que acudir al desplazamiento de las capas a ambos lados de la misma, desplazamiento que suele aparecer muy claro (Fotografías XXIII-2, 6 y 15).

Otra manera de identificar las fallas es la *falta o repetición de algún tramo de la serie estratigráfica*, que en muchas ocasiones es fácil de determinar en este tipo de roca.

XXIII.5. VEGETACIÓN.—En el estudio de la vegetación desarrollada sobre las calizas podemos distinguir dos facetas:

Situación	Riqueza de la misma	Causas
Vegetación desarrollada sobre las calizas.	Pobre	— Composición química de la roca.
		— Falta de humedad superficial por el filtrado del agua.
Vegetación desarrollada sobre los materiales residuales asociados a ellas.	Abundante	— Enriquecimiento en minerales arcillosos.
		— Buena retención de la humedad.

Por lo tanto, aunque sobre las calizas no se desarrolla bien la vegetación, sí lo hace sobre el conjunto de la zona calcárea, pudiendo llegar a ser muy rica y frondosa. Las calizas kársticas aparecen desnudas de vegetación, quedando ésta confinada en el fondo de torcas y dolinas. En los poljés, la vegetación es abundante, sobre todo en forma de cultivos, en la parte llana de los mismos, tapizada de *terra rossa* o de arcillas de descalcificación.

XXIII.6. TONO.—La caliza aparece en tonos claros en las fotografías, como corresponde al color original de la roca. Sólo en algunos casos en que la caliza aparece con un color oscuro en el campo, como pueden ser las calizas organógenas, etcétera, en la fotografía aparecerán en tonos oscuros. *Es frecuente que en la fotografía aparezcan los estratos contorneados de una banda estrecha más oscura* (Fots. XXIII-1 y 2), que es la correspondiente a los materiales de decalcificación, vegetación aposentada en ella, etc., pudiendo dar lugar, cuando aparecen una serie de estratos, a una *alternancia de bandas claras y oscuras continuas*.

Los materiales residuales que acompañan a las calizas aparecen en tonos oscuros debido a tres causas principales: su color original, que suele ser rojizo; el mayor grado de humedad que presentan con respecto a las calizas, y la presencia de la vegetación que sobre ellos se desarrolla (Fotografía XXIII-15).

Estudio fotogeológico del granito

XXVI.1. ESTUDIO FOTOGEOLOGICO DE LAS ROCAS PLUTÓNICAS.—El grupo de las rocas plutónicas presenta un carácter de homogeneidad entre sus distintos componentes que hace muy difícil la identificación fotogeológica de cualquiera de ellos.

Las rocas plutónicas básicas, gabro, andesita, peridotita, nos darán unas formas muy parecidas a las ácidas, por lo que es muy difícil separarlas de éstas en fotogeología. Su principal diferencia reside en el *tono* con el que aparecen en la fotografía, que es *más oscuro en el caso de las rocas básicas*; sin embargo, dicha diferencia no es suficiente en la mayoría de los casos para poderla tomar como regla general de identificación.

Dada esta igualdad existente en la fotografía entre las distintas rocas plutónicas y la imposibilidad que existe en la mayoría de los casos para su identificación, estudiaremos el *granito* como representativo de todas las demás, dado que es el más variado y abundante de todas ellas en España.

XXVI.2. MORFOLOGÍA.—Al ser el granito una roca formada en el interior de la corteza terrestre con un margen de tiempo suficiente para la cristalización de los diversos componentes que la integran, presenta una *distribución isotropa* de éstos que condicionará las distintas propiedades en que se apoya la fotogeología para su identificación y estudio.

A) Una de las principales características fotogeológicas del granito es que siempre aparece formando una *masa homogénea y uniforme* en la que no se aprecia ninguna dirección predominante como puede ocurrir con las rocas sedimentarias o metamórficas; en el caso de que exista una fracturación de dirección muy dominante puede parecer que existe una orientación en los minerales que forman el granito.

Además las superficies graníticas siempre *presentan un aspecto rugoso y granulado* en fotogeología, debido principalmente a:

— Acumulación de bloques y cantos.	
— Peñas redondeadas.	
— Carencia de crestones y aristas apuntadas.	
— Disyunción en bolas que se presenta en:	Granitos de grano grueso con red de diaclasas ortogonal.
	Granitos calcoalcalinos

B) En general, el granito *es una roca dura y resistente aunque su dureza y resistencia a la erosión son variables*, pudiendo depender de varias

causas, como clima, composición, etc. En el cuadro siguiente resumiremos las principales:

	<i>Grado de erosión alto</i>	<i>Grado de erosión bajo</i>
COMPOSICION	Abundancia de biotitas	Abundancia de cuarzo
TAMAÑO DE GRANO	Grano grueso	Grano fino
FRACTURACION	Fuerte diaclasamiento	Diaclasas poco abundantes
CLIMA	Cálidos	Fríos

Esta variación de su dureza y resistencia ante la erosión dará como resultado la diversidad de relieves a los que el granito puede dar lugar; así vemos que aparece formando desde grandes cordilleras a extensas penillanuras. Las características fotogeológicas de dichos relieves son las siguientes:

<i>Modo de presentarse</i>	<i>Morfología</i>	<i>Formación de suelos</i>	<i>Red hidrográfica</i>	
RELIEVES FUERTES (Fot. XXVI-1 y XXVI-2)	— Macizos montañosos redondeados. Formación de cordilleras. — Vertientes convexas.	— Escasos, salvo en climas muy húmedos.	— Dendrítica — Angular	Radial
RELIEVES MEDIOS (Fots. XXVI-3 y XXVI-4)	— Lomas redondeadas.	— Acumulación de suelos arenosos en las depresiones.	— Dendrítica — Angular	Carácter radial menos marcado.
DEPRESIONES (Fot. XXVI-5)	— Superficies llanas rugosas.	— Recubrimiento de suelos arenosos frecuente.	— Dendrítica — Angular	

C) También se pueden encontrar restos de antiguas penillanuras en los macizos montañosos. La fotografía aérea es una valiosa ayuda para su cartografía, pues nos permite una visión de conjunto en la que contrastan claramente las partes planas de las mismas con el relieve abrupto de los macizos montañosos; quedando aquéllas perfectamente delimitadas.

Por ejemplo, en algunas zonas en las que dichos niveles están relacionados con la presencia de uranio, el estudio fotogeológico fue una gran ayuda

al obtener por este método un mapa muy completo de restos de penillanuras y niveles de erosión, mapa que, de otro modo, hubiese costado bastante tiempo y dinero confeccionar. El estudio radiométrico de la zona se adelantó considerablemente, al estudiar directamente dichos niveles y sus zonas adyacentes, en las cuales se encontraron minerales de uranio.

XXVI.3. TECTÓNICA.

A) Dado su bajo grado de elasticidad, todas las tensiones a las que esté sometido el granito darán lugar a la fracturación del mismo, que abarca desde las grandes fallas, de varios kilómetros de longitud, hasta las pequeñas diaclasas no perceptibles en la fotografía.

Será entonces su *intensa fracturación, su característica tectónica más sobresaliente.*

B) Dicha fracturación es *claramente visible en la fotografía*, pudiéndose apreciar, en la mayoría de los casos, a simple vista. Cuando el granito está muy recubierto, como pasa en climas muy húmedos, la identificación de dichas fracturas es más difícil. Veamos ahora los principales criterios para su identificación fotogeológica

FACTORES DETERMINANTES DE UNA FRACTURA	— Línea neta que atraviesa la roca en tonos más oscuros (Fots. XXVI-1 y XXVI-2).
	— Alineación de la vegetación.
	— Alineación de ríos y arroyos (Fot. XXVI-1).
	— Cauce de un río o arroyo en línea recta durante un cierto recorrido (Fot. XXVI-1).

C) Aunque la fracturación del granito se efectúa en todas direcciones existen algunas *direcciones predominantes de rotura* a favor de las cuales éste se fractura más fácilmente; dichas direcciones se aprecian claramente en la fotografía.

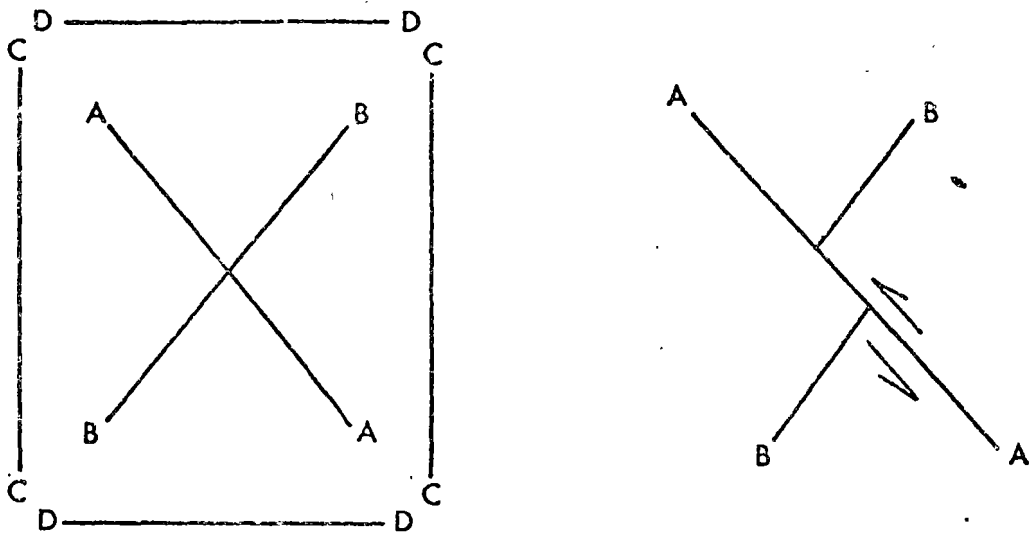


FIG. XXVI-1. Modelo de fracturación en el granito. *A* y *B* son las direcciones principales de fracturación que se cortan formando un ángulo próximo al recto. Las direcciones *C* y *D* (bisectrices del ángulo agudo y obtuso, respectivamente) suelen ser también direcciones de fracturación predominantes. En la figura *B*, una de las ramas de cizalla (*A*) ha jugado como falla de dirección, desplazando a ambos lados de la misma a la otra rama (*B*).

En la fig. XXVI-1-A vienen representadas por las líneas *AA* y *BB*, que se cortan en un ángulo próximo al recto (Fot. XXVI-1). Es posible que una de las ramas haya jugado como falla de dirección, originando un desplazamiento de la otra rama según indica la figura XXVI-2-B (Fotografía XXVI-1).

Las fracturas en dirección *C*, bisectriz del ángulo agudo, y *D*, bisectriz del ángulo obtuso, son también direcciones predominantes de rotura (Fotografía XXVI-2).

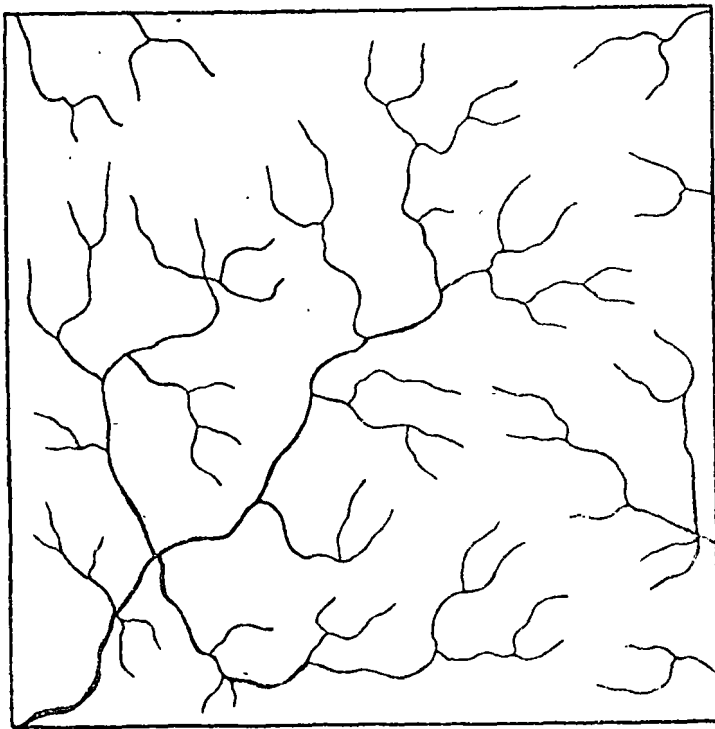


FIG. XXVI-2. Modelo de drenaje en un terreno granítico. La red formada es dendrítica y espaciada, con los arroyos terminales curvos, formando una pinza. (Escala 1/30.000.)

D) Cuando un bloque de los resultantes de la fracturación del granito queda desplazado con respecto a otro, tendremos una *falla*. Es difícil diferenciar ésta de una fractura en fotogeología, al no existir una serie estratigráfica que, identificada a ambos lados de la misma, nos indique que ha habido un desplazamiento de un bloque con respecto a otro.

FACTORES DETERMINANTES PARA LA IDENTIFICACION DE LAS FALLAS	— Desplazamiento de un bloque a ambos lados de la línea de fractura (Fots. XXVI-1 y 3).
	— Desplazamiento de fracturas. (En este caso hay que comprobar que las fracturas desplazadas son las mismas a ambos lados de la falla, lo cual es difícil en algunos casos.) (Fot. XXVI-2).
	— Escarpe de fall., o de línea de falla. (El labio hundido, corrientemente es el bloque que aparece con menor cota.) (Fot. XXVI-6).
	— Gran desarrollo de una fractura. (De no estar seguros, anótese como falla dudosa.)
	— Valle rectilíneo (Fot. XXVI-6).
	— Franja de trituración. (Se caracteriza por su mayor humedad.) (Fot. XXVI-8).

La fracturación del granito puede dar lugar a una tectónica de bloques de gran tamaño, generalmente separados por fallas de gravedad.

E) *Diaclasas*.—Son de menor envergadura que las fracturas, pudiéndose no apreciarse en la fotografía. En los granitos intrusivos, la mayor complejidad de diaclasas existe hacia los bordes del batolito, disminuyendo hacia el interior de éste.

— *El diaclasamiento del granito se efectúa en todas las direcciones*; cuando una de ellas predomina considerablemente sobre las demás puede hacer que el granito así diaclasado dé la sensación en la fotografía de un granito orientado o de un neis si la fracturación es muy intensa, lo que puede conducir a errores de interpretación. En este caso, tendríamos que acudir a las demás características fotogeológicas del granito para la identificación del mismo.

— La erosión del granito a favor de las diaclasas da lugar a la *disyunción en bolas*, de la que ya hablábamos anteriormente. Como dijimos, sólo se origina en granitos de grano grueso y cuando la red de diaclasas se corta ortogonalmente. Los granitos de grano fino se rompen en bloques angulosos de pequeño tamaño.

XXVI.4. DRENAJE.—*La red hidrográfica del granito es muy característica, dada la dureza y disposición homogénea del mismo.*

Al ser el granito una *roca impermeable*, el agua corre en superficie, filtrándose sólo a favor de fallas y fracturas.

La red hidrográfica del granito puede tener dos facetas distintas:

	<i>Red dendrítica (Fig. XXVI-2)</i>	<i>Red angular (Fig. XXVI-3)</i>
CONDICIONES PARA SU EXISTENCIA	Granitos poco fracturados y diaclasados.	Granitos muy fracturados. Control estructural de la red a favor de fallas y fracturas.
ESPACIADO	Amplio.	Generalmente algo más tupido.
DISPOSICION	Homogénea, con tendencia radial según el relieve.	Direccional, adaptándose a la red de fracturas, teniendo generalmente una o dos direcciones principales.
FORMA DE LOS ARROYOS	Con curvatura amplia.	Rectos.
ARROYOS DE CABECERA	CON RAMIFICACION EN FORMA DE PINZA (es lo más típico de toda la red).	

Dada la gran fracturación que suele tener el granito, lo más frecuente es encontrar una *red mixta* que tenga parte dendrítica y parte angular. Cuando el control estructural de la red es casi absoluto, los arroyos de cabecera pueden ser rectos, perdiendo la forma de pinza que caracteriza a la red granítica.

XXVI.5. DIQUES.—Es muy frecuente la aparición de diques en el granito; éstos son muy fáciles de distinguir en fotogeología, pues generalmente tienen una dureza superior a la de la roca encajante, en este caso, granito, por lo que la erosión diferencial los pone fácilmente de manifiesto. Veamos sus características fotogeológicas principales:

RELIEVE	— Alargado en forma de cresta o tabla.		
DIRECCION	— A favor de las dos direcciones principales de fracturación del granito.		— Diques entrecruzados.
	— A favor de una sola rama de fractura.		— Diques paralelos.
TONO	— Diques ácidos (Fot. XXVI-5)	— Aplita — Pegmatita — Cuarzo	— Tonos claros.
	— Diques básicos (Fot. XXVI-9)	— Andesita — Lamprófidos — Diabasas	— Tonos oscuros.

Es fácil que esta diferencia de tonalidad de los diques no se aprecie fácilmente en la fotografía.

Direcciones privilegiadas locales.—En algunas regiones cada grupo de diques de una composición determinada aparece siempre en la misma dirección. Basta, pues, consultar las fotografías aéreas de esa zona para localizar todos los diques de ese mismo tipo rápidamente (Fot. XXVI-10).

En esto puede suponer una gran ayuda el empleo de la fotogeología, al permitir una cartografía rápida de todos los diques. Dada la importancia que puede tener a veces el estudio de los mismos, bien por tener en sí mismos un valor comercial (p. ej., los diques de cuarzo), o por ir ligados a mineralizaciones, el empleo de dicha técnica es digna de tenerse en cuenta. Así, por ejemplo, se pueden citar algunas zonas en las que aparecieron minerales de uranio a favor de una serie de diques que presentaban una determinada dirección. El estudio fotogeológico de esa comarca dio lugar a la localización de otros diques que presentaban la dirección antedicha. En un estudio posterior de los mismos sobre el terreno, se pudo comprobar que todos estaban mineralizados.

XXVI.6. CONTACTOS.—El contacto del granito con los demás materiales suele realizarse de dos formas principales:

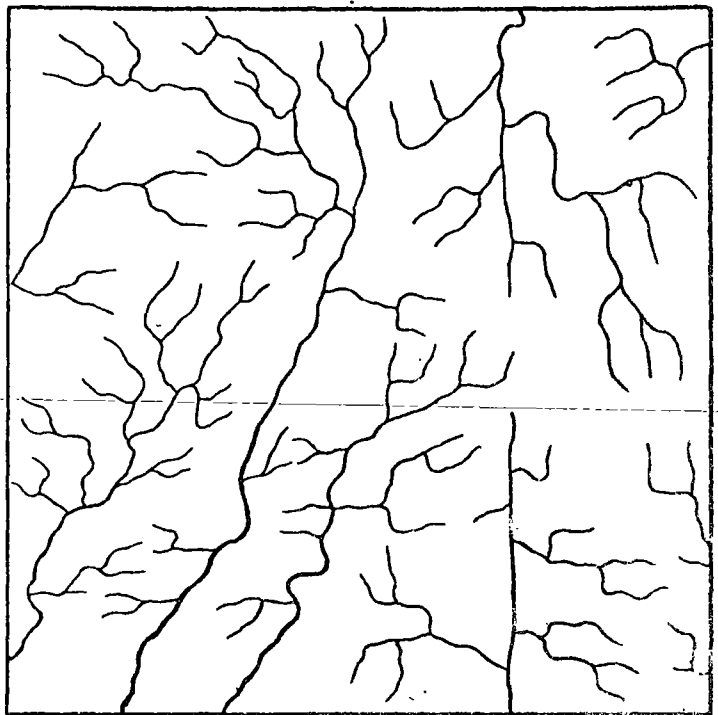


FIG. XXVI-3. Red angular o en espaldera. Nótese la adaptación de los arroyos a la tectónica de la zona, alineándose a favor de las fracturas. De todos modos, sigue conservándose el carácter del drenaje granítico en la cabecera de los arroyos que describen la clásica pinza. (Escala 1/30.000.)

CONTACTOS CURVOS	— Propios de granitos intrusivos (Fot. XXVI-11).
	— Presenta el borde cóncavo hacia el granito.
	— Los afloramientos son de tipo redondeado.
CONTACTOS RECTOS	— Indica contacto por falla.
	— Puede presentarse escarpe, indicando en este caso que el contacto se realiza por falla de gravedad.
	— Es frecuente en contactos entre granito y neis.
METAMORFISMO DE CONTACTO	— Propio de granitos intrusivos.
	— Se limita a una banda periférica que no suele ser muy ancha (Fot. XXVI-).
	— Frecuentemente los minerales del granito aparecen orientados paralelamente al contacto, aunque este detalle puede no apreciarse en la fotografía.
	— En algunos casos, presencia de finos diques atravesando la zona intermedia entre el granito y la roca encajante.

XXVI.7. VEGETACIÓN.—La erosión del granito da lugar a un suelo arenoso y permeable que al estar apoyado sobre un substrato impermeable como es el granito, conserva bien la humedad, pudiéndose desarrollar sobre el mismo una buena vegetación natural. Esta puede ser de tipo arbóreo, principalmente coníferas, dando lugar a buenos bosques; donde la capa de suelo no tiene espesor suficiente o el clima no es propicio, la vegetación se reduce al tipo arbustivo, principalmente cistáceas. Los cultivos sobre terreno granítico suelen ser escasos.

XXVI.8. TONO.—El granito y en general las rocas plutónicas ácidas se presentan en *tonos gris claro* en la fotografía, sobre el que destaca claramente la intensa fracturación de las mismas, formando un reticulado de tonos oscuros (Fotografía XXVI-4). Las formas redondeadas del granito, bloques, "bolas", etc., de las que hablábamos anteriormente, se aprecian igualmente en la fotografía, destacando el tono claro de las mismas sobre el contorno de tonos más oscuros correspondientes a las sombras que proyectan, vegetación que nace a favor de las diaclasas, etc. (Fots. XXVI-1 y 2).

Otras veces los tonos pueden ser más oscuros, pudiéndose tratar de otras rocas plutónicas ácidas o simplemente de otros tipos de granitos, vegetación, etc. Estos tonos aparecen principalmente en climas húmedos.

Las rocas plutónicas básicas presentan tonos grises bastante oscuros.

Como ocurría en el caso del granito, es fácil que esta diferencia de tonalidad no se refleje en la fotografía.

En algunas regiones, cada grupo de diques de una composición determinada aparece siempre en la misma dirección; son las *direcciones privilegiadas locales*, de las que ya hablábamos en el caso del granito. Para una misma región, dichas direcciones son las mismas en el caso de ambas rocas.

XXXI.5. VEGETACIÓN.—En lugar de los suelos eminentemente arenosos que se forman por la erosión del granito, la erosión del neis da lugar a suelos más arcillosos. Esto favorece el desarrollo de la vegetación natural, que será más abundante en esta roca, pudiéndose formar grandes bosques, principalmente de coníferas, plantas arbustivas, etcétera, similar a la vegetación del granito. No olvidemos que la abundancia de suelo dará lugar a una vegetación más tupida; por lo tanto, en los climas donde la erosión del neis se efectúe con mayor facilidad, como ocurre en los climas fríos, la vegetación será más abundante.

XXXI.6. TONO.—La presencia de cuarzo y ortosa, alternando en bandas con materiales ferruginosos, confiere a la roca, según la abundancia de unos u otros, colores claros u oscuros. En la fotografía, el neis suele presentarse en tonos gris claro, semejantes a los del granito. Cuando se puede ver claramente la orientación de la roca, se caracteriza por la presencia de finas bandas claras correspondientes a la roca desnuda, alternando con otras debidas a la presencia de suelos producidos por alteración de la roca, que por su mayor humedad, vegetación, etc., presentan tonos más oscuros. El conjunto presenta un aspecto hojoso y discontinuo que caracteriza al neis (Fots. XXXI-2, XXXI-3 y XXXI-6).

XXXI.7. ROCAS CON LAS QUE PUEDE CONFUNDIRSE EL NEIS.—Habiendo hablado durante todo el capítulo de las diferencias existentes entre el granito y el neis, nos limitaremos aquí a sintetizar dichas diferencias fotogeológicas en forma de cuadro para hacer más fácil la consulta en un momento determinado. Téngase en cuenta, sin embargo, que estas indicaciones son más bien gene-

rales, por lo que no tienen que cumplirse exhaustivamente en todos los casos.

		<i>Granito</i>	<i>Neis</i>	
TEXTURA		Homogénea	— Orientada	
SUPERFICIES		Uniformes	— Con bandeado discontinuo e irregular	
		Rugosas	Peñas redondeadas	— Rugosidad menos acusada
			Acumulación de bloques y cantos	
		Disyunción en bolas	— Presencia de aristas y crestones	
MODO DE PRESENTARSE	RELIEVES FUERTES	Macizos montañosos redondeados	— Macizos montañosos ligeramente alargados según la orientación del neis	
		Vertientes convexas	— Vertientes rectilíneas, pudiendo estar cortadas a pico	
	RELIEVES MEDIOS	Lomas redondeadas	— Lomas ligeramente alargadas, según la orientación del neis	
	DEPRESIONES	Superficies llanas y rugosas	— Superficies llanas menos rugosas, en las que puede traducirse la orientación del neis	
FRACTURACION		Intensa	— Fracturación intensa pero menos abundante	
		Adaptación a un modelo geométrico	— Direcciones de fracturación no condicionadas	
		Diaclasas abundantes	— No presenta diaclasas	
		Puede haber abundancia de diques e intrusiones	— Presencia de diques en menor número y generalmente cerca del contacto con una roca plutónica	
CLIMAS	FRIOS		— Erosión del neis mayor que la del granito	
	CALIDOS	Erosión del granito mayor que la del neis		
DRENAJE		Red dendrítica espaciada, con tendencia a ser radial	— Red dendrítica más tupida, con tendencia a estar orientada	
		Terminaciones curvas en forma de pinza	— Terminaciones curvas, pero más cortas y con curvatura menos acusada	
		Drenaje angular frecuente	— Puede haber drenaje angular, pero es menos extenso y menos riguroso	
SUELOS		Arenosos	— Arcillosos (más abundantes que en el granito)	
TONO		(No tiene por qué haber diferencia)		
VEGETACION			— Ligeramente más abundante en el neis	

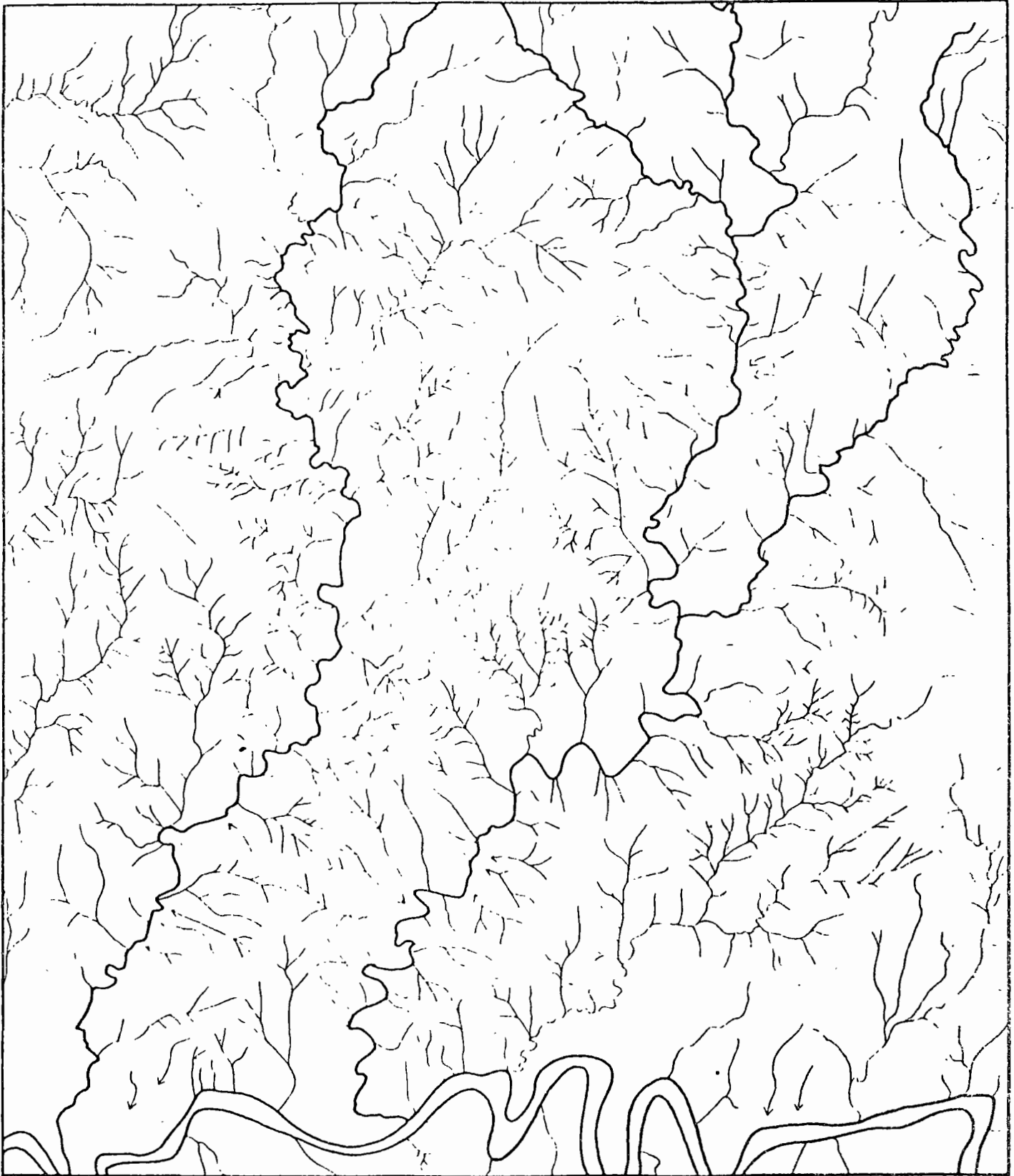


FIGURE 9. Drainage map of area shown in figure 94.

Radial drainage over structure *A* of figure 94, stands out on the drainage map (which is unobscured by the abundant details of the photograph). Note that the radially draining streams flow into larger streams that have an an-

nular pattern around the structure. Stream deflections, as at *B* in figure 94, are commonly more readily observed on the separate drainage map or in pseudoscopic view of the model (see fig. 95).

FIGURE 49.—SHALE AND THIN SANDSTONE INTERBEDS CAPPED BY POORLY CONSOLIDATED GRAVEL AND SAND,
LOCALLY CEMENTED WITH CALCAREOUS MATERIAL (TEXAS).

A. TEXAS, 1:50,000 Scale, 1917-20. Photographs by Army Map Service.

Level of surface drainage at *A* indicates high degree of permeability to caprock formation. Note in contrast the striking, untextured drainage on the relatively impermeable shale from *B*. Broad depressions *C*—capping gravel and sand—are very shallow and show little relief even with vertical exaggeration found in the stereoscopic model. These depressions resulted in large part from wind action; some solution of local calcareous cementing

material also may have taken place. Dark areas within depressions represent a darker vegetation growth. Light-toned areas represent in part washed-in fine materials that were dry and hence light colored at the time the photographs were taken. Locally some light-toned evaporate deposits may be present.



Approximately 1 mile

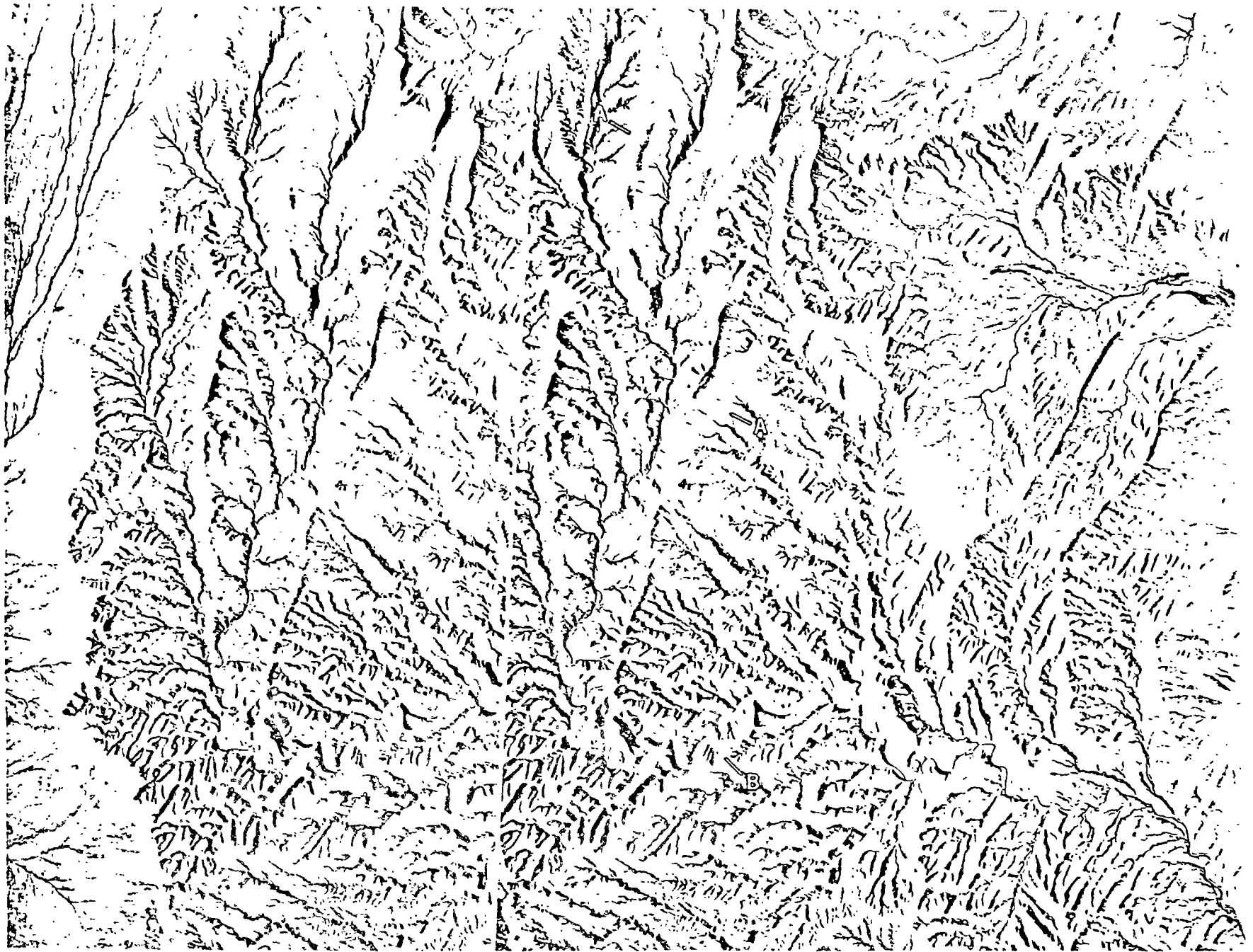
Stereoscopic pair

FIGURE 62.—AREA OF FAULTED, GENTLY DIPPING SEDIMENTARY ROCKS (UTAH).

[Approximate scale 1:37,000. Photographs by U.S. Geological Survey.]

Strong contrasts in drainage densities and in erosional features of the terrain result from different sedimentary rock types. Coarse-textured drainage of little dissected area. *A*, marks a persistent limestone bed that locally forms bluffs. These bluffs overlie fine-grained sandstone and shale, *B*, which have a lesser angle of slope than the limestone, although the difference in slope angle is masked by the vertical exaggeration of the stereoscopic model. Note that top of limestone and topographic surface coincide permitting ready

estimate of the amount of dip. Dark-toned shale and fine-grained sandstone and sandy shale at *C* show fine-textured drainage and erosional topography. Note closely spaced joints in fine-grained sandstone beds at *D*. Vertical offsets of resistant limestone bed at *E* are conspicuous. Drainage along trace of faults is prominent at *F* and *G*. A lower sandstone, *H*, contrasts locally with overlying dark sandstone and shale as a result of its light photographic tone and cover of scattered small trees.



Stereoscopic pair

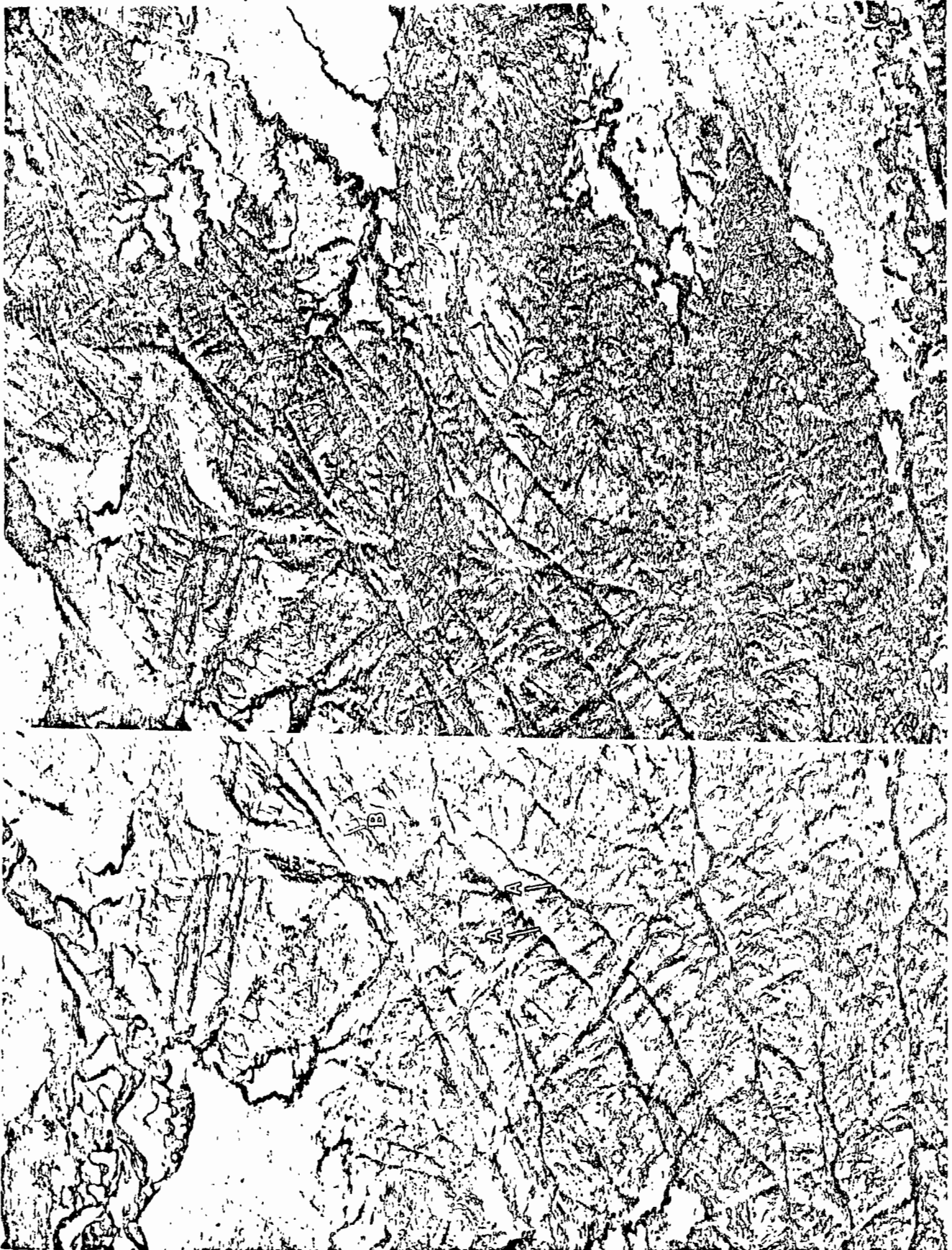
Approximately 1 mile

FIGURE 70.—AREA OF GRANITE (SOUTH DAKOTA).

[Approximate scale 1:24,000. Photographs by U.S. Geological Survey]

Dendritic drainage, seen best in stereoscopic view, is typical of many terrains underlain by intrusive igneous rocks or other generally homogeneous rocks. The irregularly spaced joints in several different orientations are characteristic of granite and other intrusive rocks; extremely irregular topog-

raphy is also common in such terrain. Banding, suggestive of sedimentary or metamorphic rocks, is absent. The occurrence of trees predominantly of one variety and the lack of conspicuous preferred orientation of vegetation is suggestive of uniform composition of bedrock.



Stereoscopic pair

Approximately 1 mile

FIGURE 75.—AREA UNDERLAIN BY PHYLLITE AND SLIGHTLY METAMORPHOSED SLATY ROCKS (ALABAMA).

[Approximate scale 1:20,000. Photographs by U.S. Geological Survey.]

Poorly resistant phyllite and slightly metamorphosed slaty rocks here are characterized by fine-textured drainage, commonly found in fine-grained clastic rocks. The area also has a fine-textured erosional topography. Several conspicuous linear trends, *A*, are at right angles to the regional strike of bedding. These trends probably represent regional cross joints. In areas of metamorphic rocks the prominent regional cross joints commonly are widely

spaced and streams flow along them. The linear trend of the stream at *B* is parallel to the regional strike of bedding. There is no direct surface manifestation of bedding. Headwater tributaries form a generally dendritic drainage pattern that suggests uniformity of rock type, but principal streams show rectangular drainage probably influenced by bedding and cross joints.



Approximately 1 mile

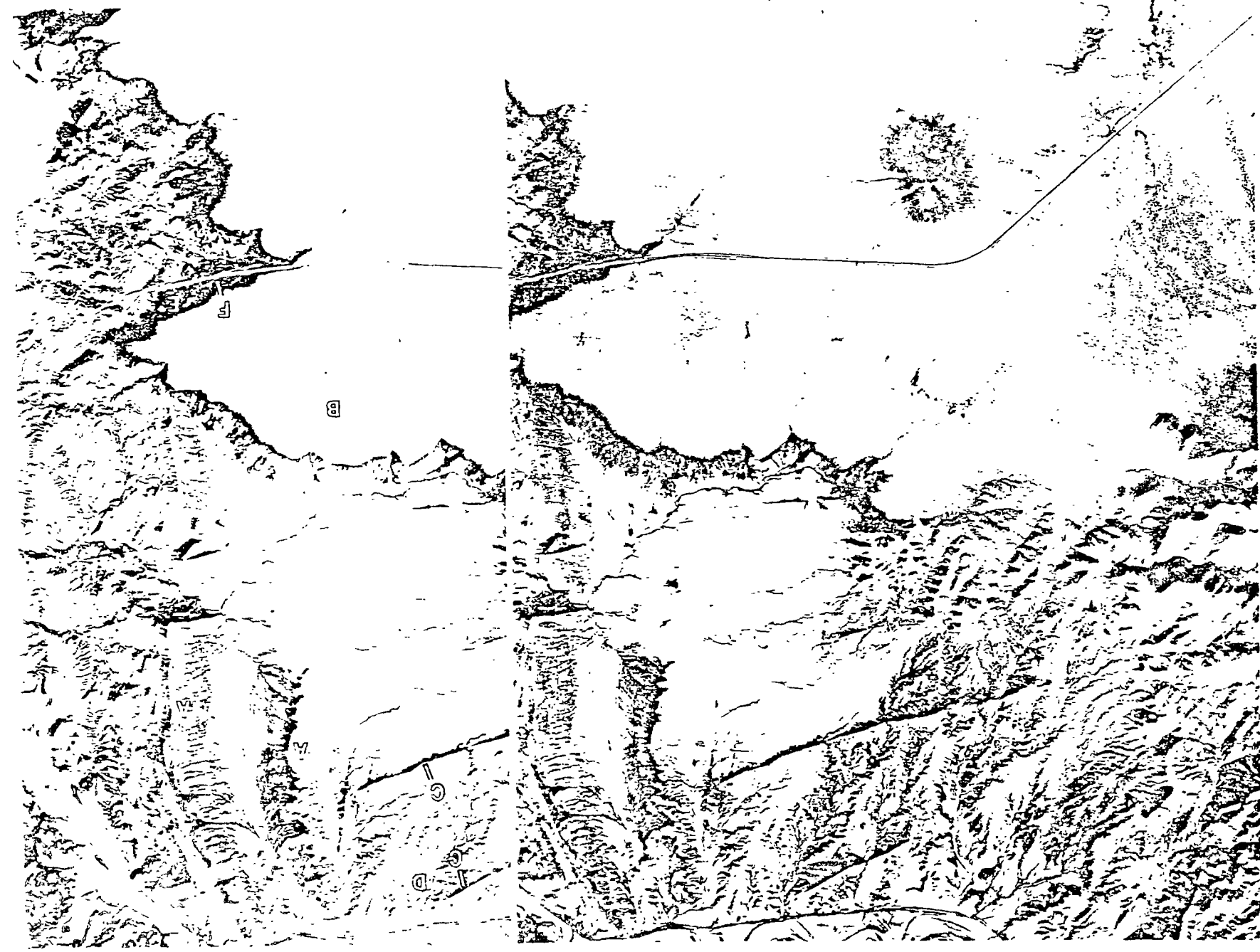
Stereoscopic pair

FIGURE 86.—AREA OF CRYSTALLINE ROCKS (WYOMING).

[Approximate scale 1:60,000. Photographs by Army Map Service.]

Numerous widely spaced joints, typical of many intrusive masses, are conspicuous, although widely varying orientations of joints, found in most plutonic rocks, are not prominent. Drainage is markedly controlled by faults and joints; the dendritic drainage that is normally characteristic of crystalline masses is thus subdued. Although the rocks shown here are locally

gneissic, evidence of bedding of original sediments or gneissic structure is generally lacking. Major fault, *A*, marked by stream alignment, is off-set by younger fault, *B*, also delineated by stream alignment. Note alignment of streams on opposite side of divide, *C*.



Stereoscopic pair

Approx. scale, 1 mile

FIGURE 89.—GENTLY FOLDED SEDIMENTARY ROCKS IN HEAVILY VEGETATED AREA
(NORTHERN GUATEMALA).

[Approximate scale 1:65,000. Photographs by Army Map Service, published with permission of the Guatemala Government]

Anticlinal structural feature in heavily vegetated jungle area is indicated by erosional characteristics of terrain and by drainage. Core of anticline, *A*, is topographically higher than surrounding area and is somewhat more dissected. Bedding and direction of dip are suggested by the topographically

high bands of ground at *B*; note that tree crowns appear to fall in a dipping plane. Stream, *C*, has been deflected around the nose of the anticline; the convex side of the curve indicates the direction of plunge, but the major stream of the area has maintained its course across the anticline.



Stereoscopic pair

Approximately 1 mile



Stereoscopic pair

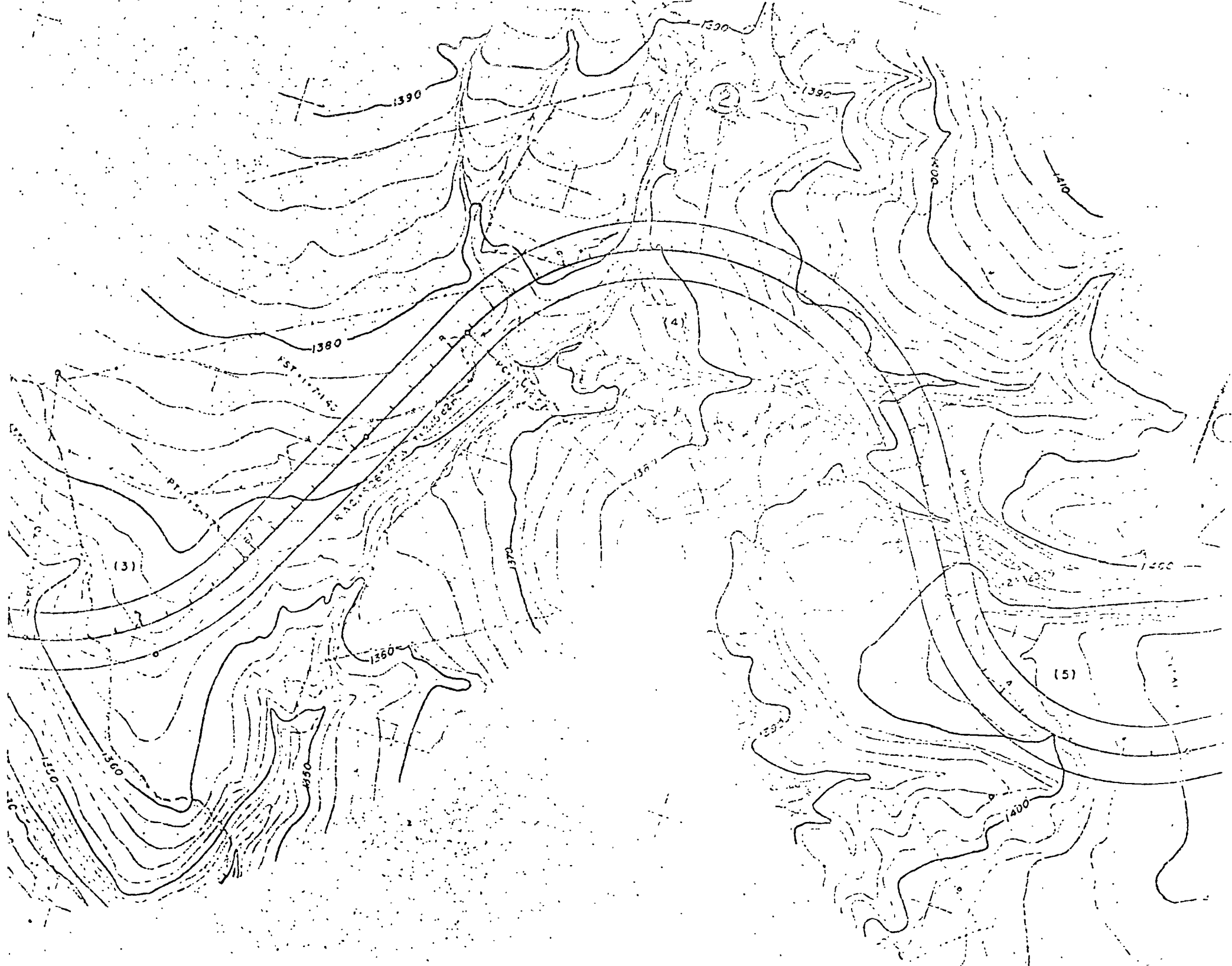
Approximately 1 mile

FIGURE 96.—UNCONTROLLED MOSAIC OF WAINWRIGHT AREA, NORTHWESTERN ALASKA.

(Photographs by U.S. Navy)

The irregular drainage pattern shown is anomalous to the Arctic coast. The northward-flowing streams predominate. Local areas of excess drainage are in a few localities. The radial drainage pattern suggests a subsurface structure, such as seen in the small-scale mosaic below, which is by overlooked on single photographs or on a dual stereoscopic pair. Note the northward deflection of the Kugrua River; the abrupt change in direction of streamflow is believed due to subsurface struc-

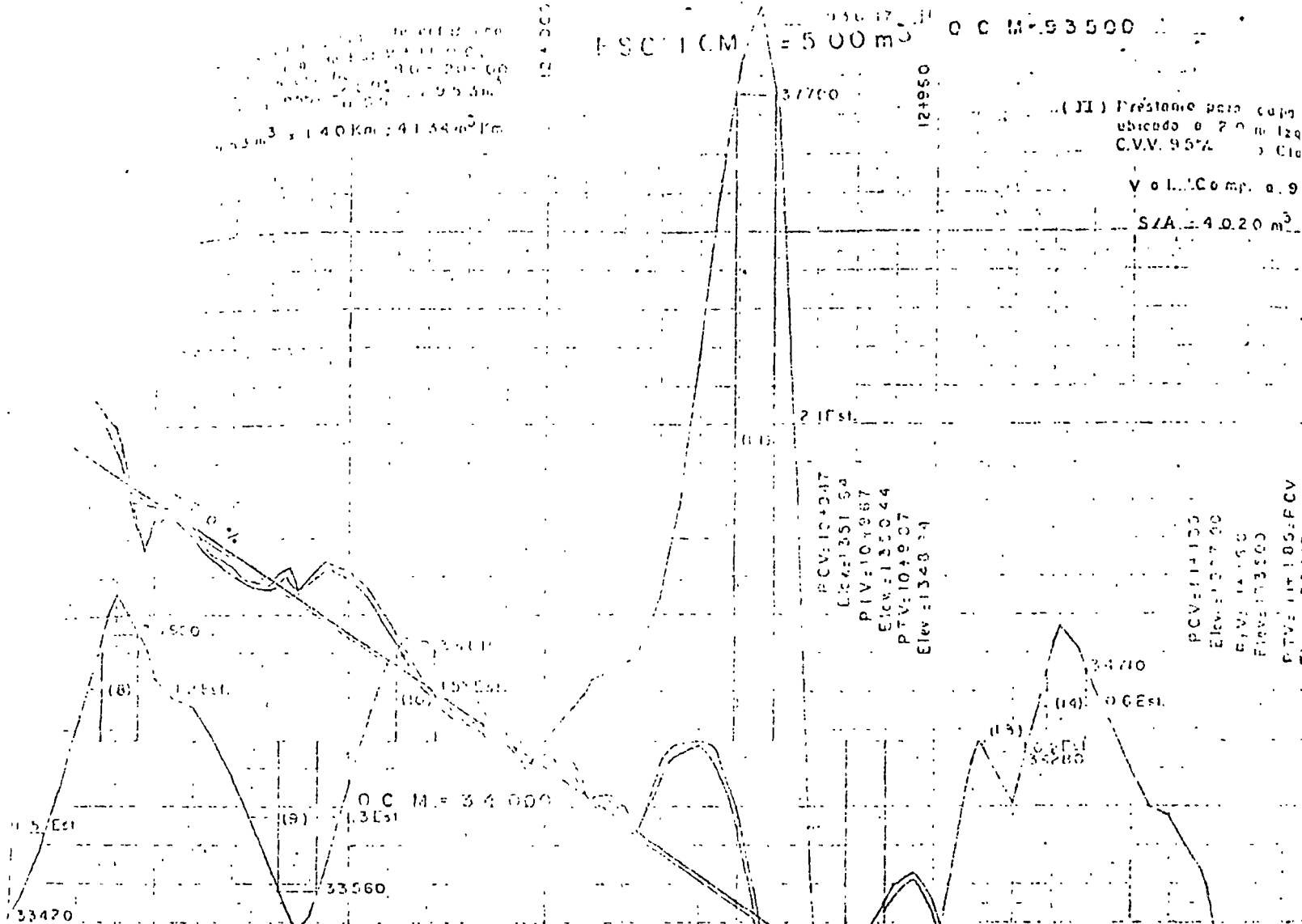
ture. See also York, who notes a structural nose plunging southeast in the area south of the Kugrua. Outcrops, no sparse in the area, and surface indications of structure other than drainage pattern, are generally lacking. The drainage pattern of this area is similar to that of an area to the south-east, where gas was found in a subsurface structure that had been denoted by geophysical methods.



ESC 1 CM = 5.00 m³ O C M = 53500

(11) Prestamo para cultivo ubicado a 2.0 m de la C.V.V. 95% a 0.00

Vol. Comp. a 9 S/A = 4.020 m³



ESC. 1 CM = 2.00 m³

(1) S/A	$\frac{1.610}{1.05} = 1.541 \text{ m}^3$	a Hm.	O C M = 34000
(2) S/A	$\frac{8.0}{1.05} \times 0.4 \text{ Est.} = 6.0 \text{ m}^3$	Est.	
(3) S/A	$\frac{1.20}{1.05} \times 0.9 \text{ Est.} = 9.60 \text{ m}^3$	Est.	
(4) S/A	$\frac{4.482}{1.05} \times 3.3 \text{ Est.} = 140.88 \text{ m}^3$	Est.	
(5) S/A	$\frac{3.348}{1.04} = 3.219 \text{ m}^3$	a Hm.	O C M = 32000
(6) S/A	$\frac{8.72}{1.04} \times 0.6 \text{ Est.} = 5.03 \text{ m}^3$	Est.	
(7) S/A	$\frac{9.18}{1.00} \times 1.5 \text{ Est.} = 137.7 \text{ m}^3$	Est.	
(8) S/A	$\frac{5.62}{1.00} \times 1.2 \text{ Est.} = 6.74 \text{ m}^3$	Est.	
(9) S/A	$\frac{7.78}{1.00} \times 1.3 \text{ Est.} = 10.11 \text{ m}^3$	Est.	
(10) S/A	$\frac{4.77}{1.00} \times 1.5 \text{ Est.} = 7.16 \text{ m}^3$	Est.	
(11) S/A	$\frac{3.362}{1.00} \times 2.1 \text{ Est.} = 70.60 \text{ m}^3$	Est.	
(12) S/A	$\frac{3.158}{1.00} \times 1.7 \text{ Est.} = 53.69 \text{ m}^3$	Est.	

O C M = 33000

O C M = 32000

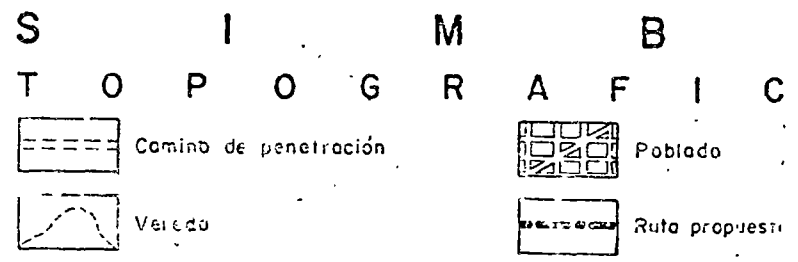
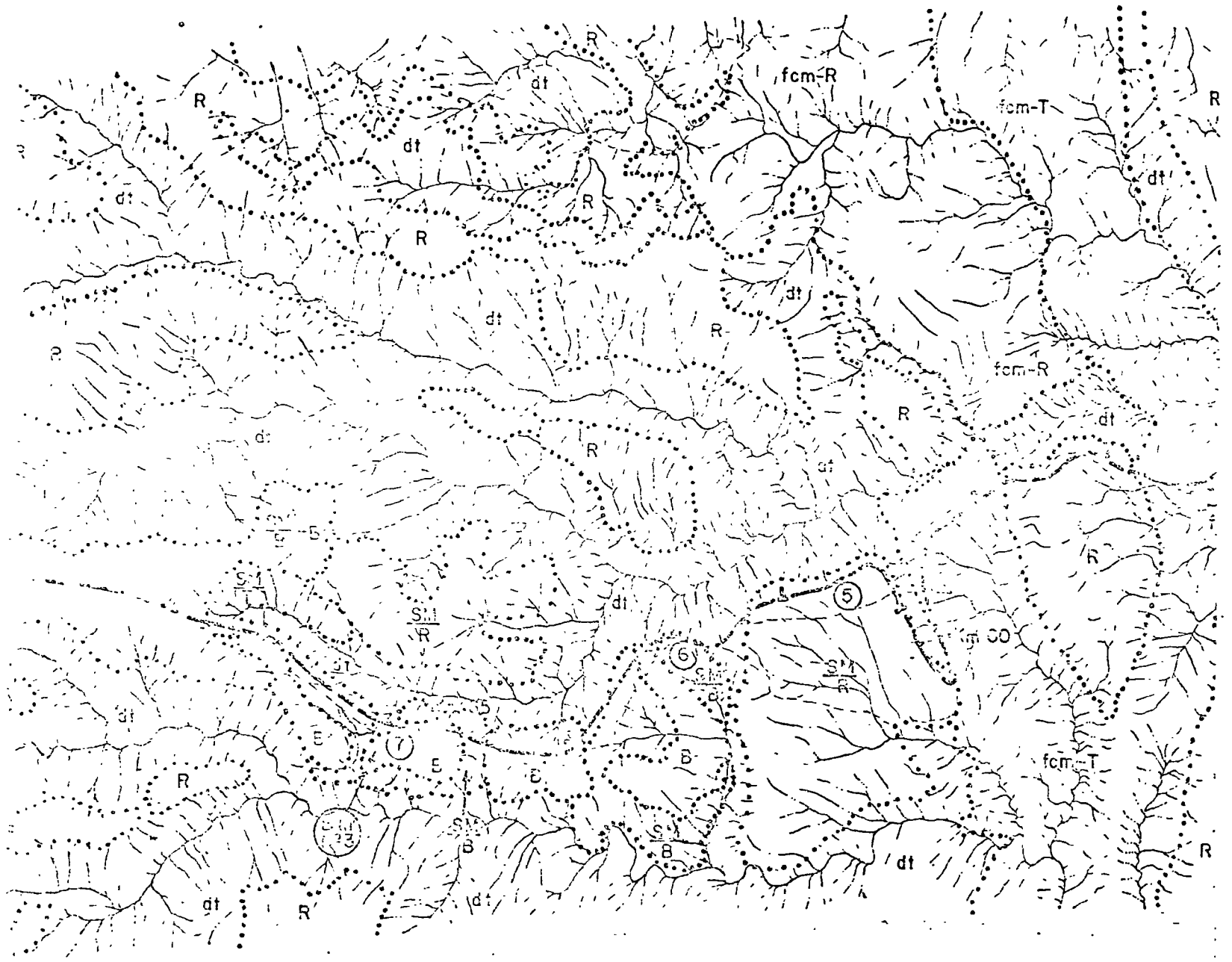
O C M = 31000

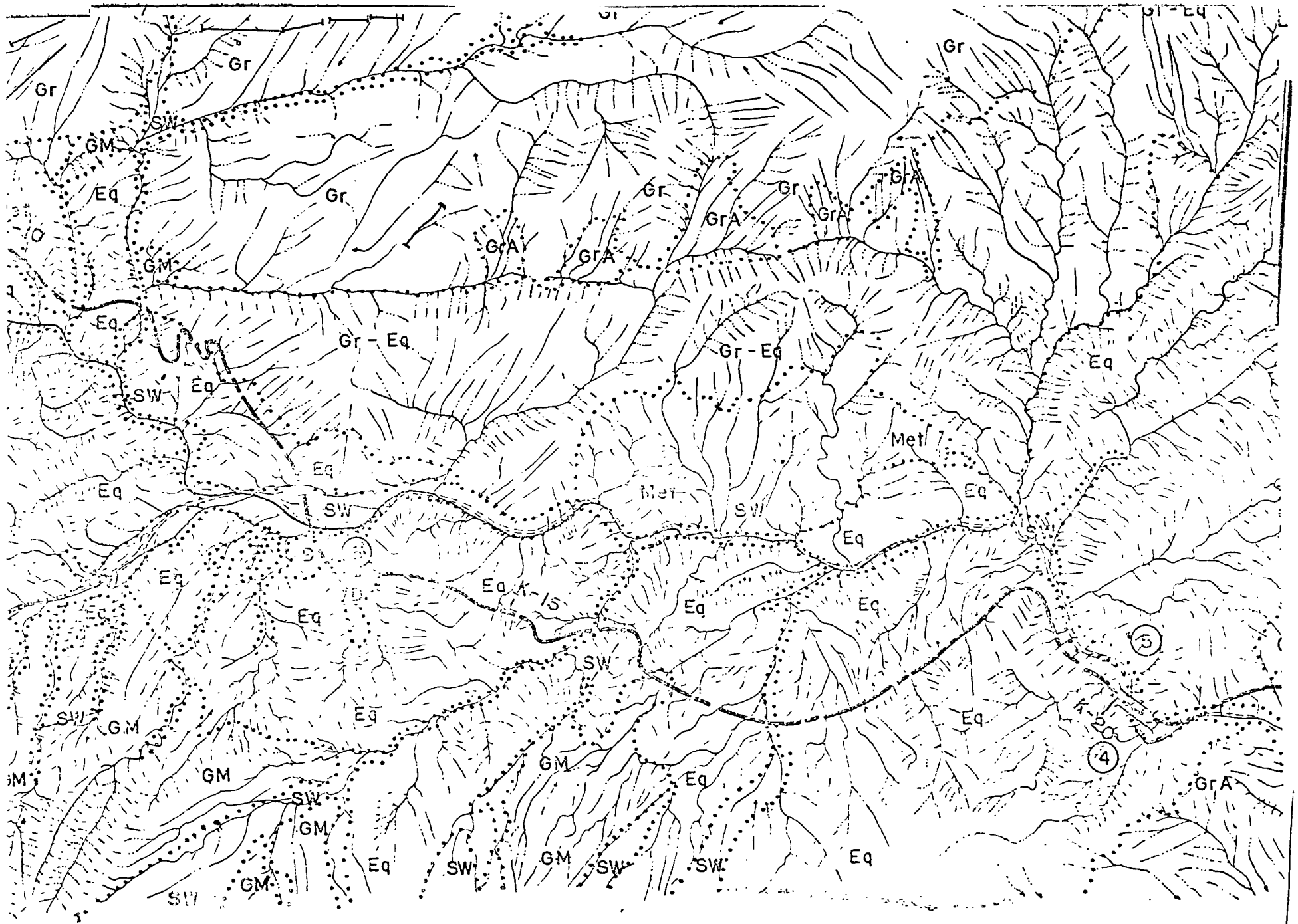
B N © 11-0

S/Grupos en raíz de árbol cuete a 34.00 m. 12q de Est. 111 020 00 Elev. Prom = 1359 486 m.

C-5
Depome a 2.420 m.
Prom. = 1396 666 m.

on forma... 90%... 95%... 100%... 91%





SM arenoso

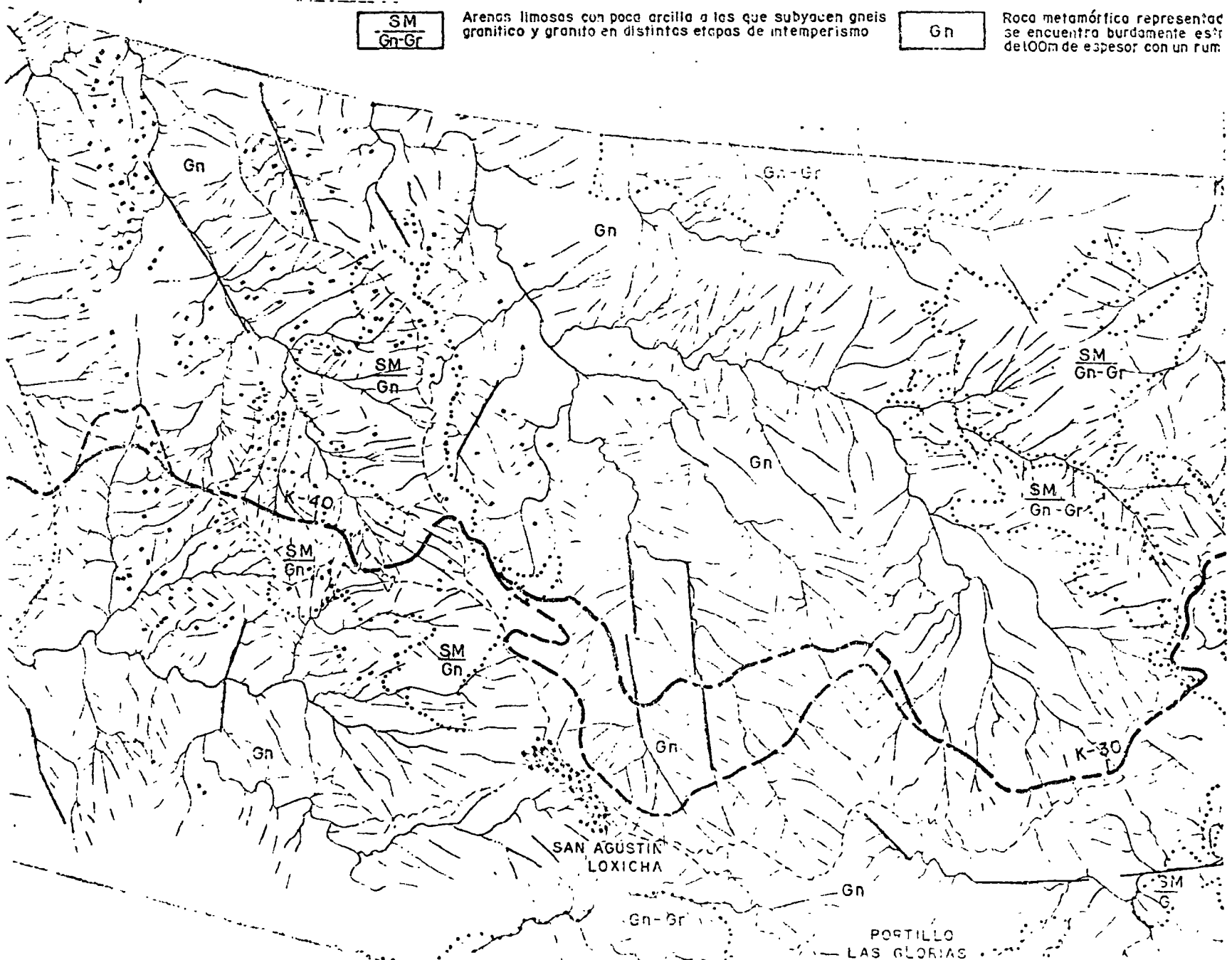
estos sobre los gneis.

$\frac{SM}{Gn}$ Arenas limosas que se encuentran descansando sobre gneis fracturado e intemperizado

Gn-Gr Alternancia de gneis granítico abundancia el gneis se encuentra en distinto grado de intemperismo

$\frac{SM}{Gn-Gr}$ Arenas limosas con poca arcilla a las que subyacen gneis granítico y granito en distintas etapas de intemperismo

Gn Roca metamórfica representada se encuentra burdamente entre del 100m de espesor con un rumbo



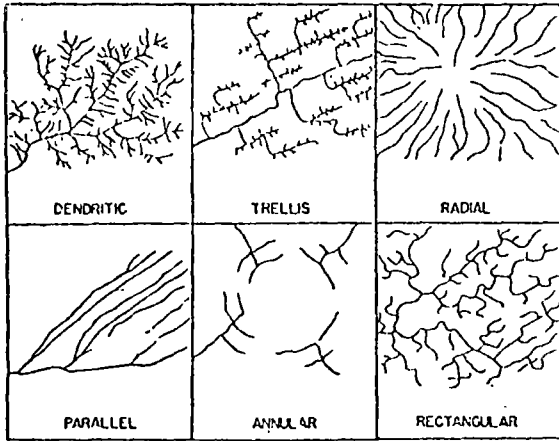


Fig. 16-78. The six basic drainage patterns. (After Parvis, 1950).

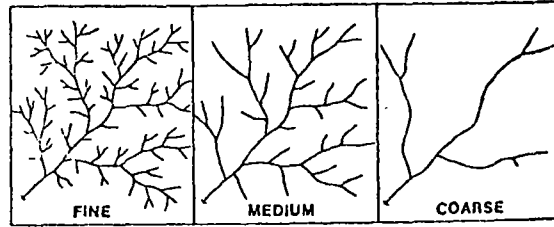


Fig. 16-79. Drainage densities. (From D. S. Way, *Terrain Analysis*, © 1973 by Dowden, Hutchinson, and Ross, Inc., Stroudsburg, Pa. Reproduced by permission.)

115

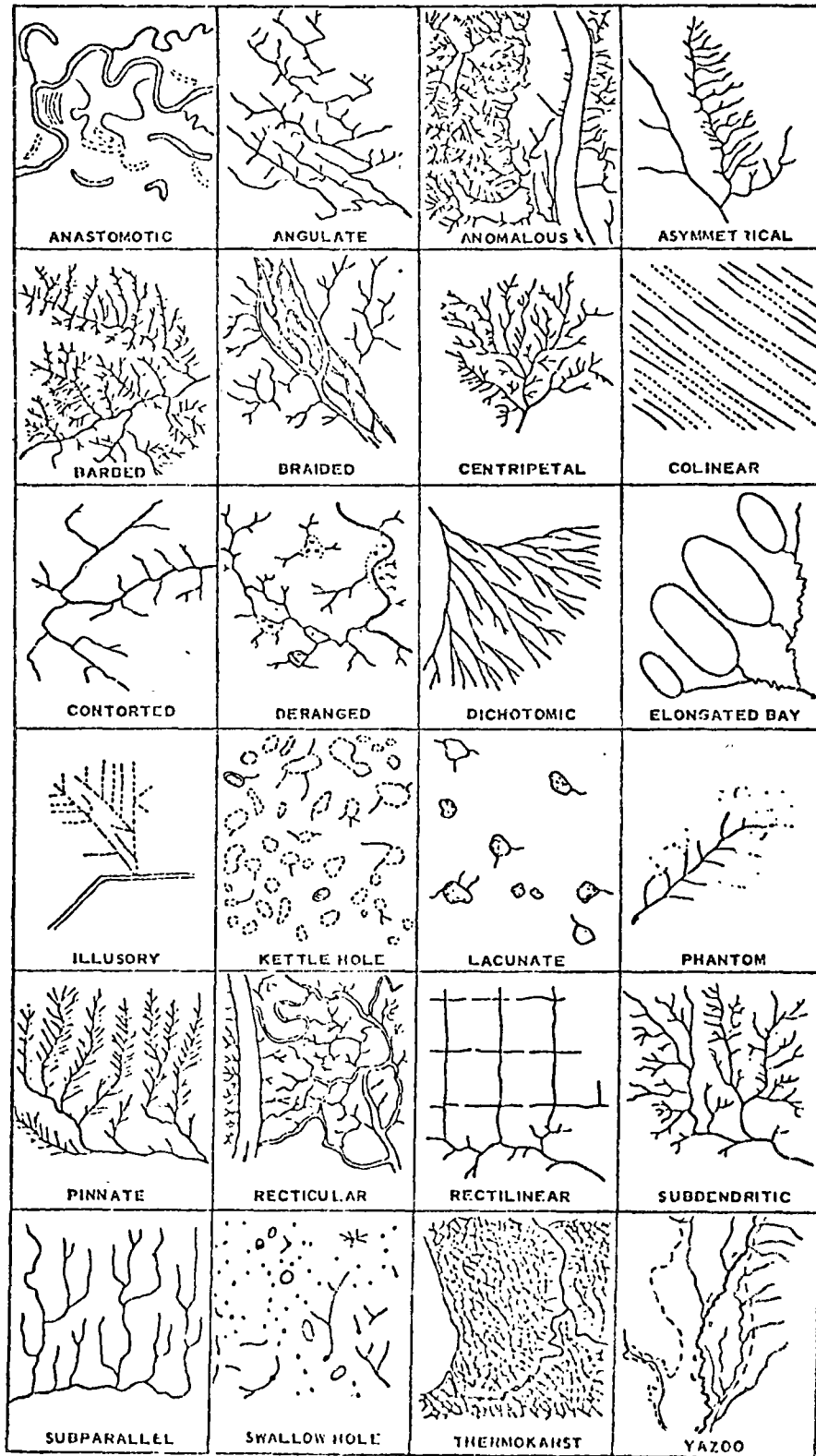


Fig. 16-80. Modified basic drainage patterns. (After Parvis, 1950).

Bibliografía

- ABRAMMS TALBERT: Essentials of Aerial Surveying and Photo Interpretation, 1944, Mc Graw Hill.
- AMERICAN SOCIETY OF PHOTOGRAMMETRY: Manual of Photo Interpretation, 1960. (Participan varios autores con diversos temas: arqueología, geología, estudios forestales, agricultura, urbanismo, etc.), 876 pág.
- AVERY, T. E.: Interpretation of Aerial Photographs, 1962. Burgess Publ. Co., Minneapolis.
- CARRE, J.: Lecture des photographies aériennes, 1962. Institute Geographique National, Paris, 107 págs.
- CHOMBART DE LAUWE, P.: Photographies aériennes, 1951, A. Colin, Paris, 140 págs.
- CLARK, W.: Infrared photography. Chapman Hall Ltd., London.
- CURSO DE INTERPRETACIÓN FOTOGRÁFICA, 1953. Servicio Cartográfico del Ejército. Escuela de Geodesia y Topografía, Madrid.
- EARDLEY, A. J.: Aerial Photographs: Their use and Interpretation, 1942, Harpers, 203 págs.
- SCHWIDESKY, K.: Fotogrametría Terrestre y Aérea, 1960. Editorial Labor, Madrid.
- GOSPODINOV, G. V.: Desifrizovanie Aerofotografii (Interpretación de Fotografías Aéreas), 1961. Izdat. Moskovskogo, Universiteta, Moskva.
- HURAULT, J.: Elements de Photogrammetric, 1949. Institute Géographique National, Paris.
- HURAULT, J.: Manuel de Photogrammetric, 1956, tomo I, 235 págs.; tomo II, 293 págs., I. G. N., Paris.
- HURAULT, L.: La Cartographie par Photogrammétrie Aérienne, 1958, I. G. N., Paris, 86 págs.
- INSTITUTE GEOGRAPHIQUE NATIONAL: Atlas des Formes de Relief, 1956, 179 págs.
- I. G. N.: Atlas de stéréogrammes pour l'entraînement à l'identification des détails sur les photographies aériennes à axe vertical, 1957.
- I. G. N.: L'exécution et l'exploration des photographies aériennes infrarouge, 1958, Paris, 24 págs.
- KELL, N. G.: Izmeritel' noe disifrizovanie aerofotografii v polevykh usloviyakh. (Interpretación por medida de las fotografías aéreas sobre el terreno), 1959, AN SSSR, Moskva, Leningrad.
- KOZLYNIKOV, N. P.; KRASENINNIKOV, G. D., y KALIKOV, N. P.: Fotogrammetrija, 1960. Izdat geodeziceskajoj literatury, Moskva, 532 págs.
- LATTMAN-RAY: Aerial photographs in field geology, 1965. Geologic Field Techniques series. Holt Rinehart and Winston, New York, 221 págs.
- LUEDER, D. R.: Aerial Photographic interpretation. Principles and application, 1959, Mc. Gray Hill Co., New York, 462 págs.
- MARTONNE, E. DE: Géographie aérienne, 1948, A. Michel, Paris, 241 págs.
- MERLIER, A.: Travaux pratiques de géographie, 1961, I. G. N., Paris.
- MILLER, V. C.: Photogeology, 1961. Mac Graw Hill, New York, 248 págs.
- MIKHILOV, V. JA: Aerofotografija i osnovnye osnovy fotografii (Fotografía aérea y principios generales de la fotografía), 1959, Godezizdat, Moskva, 363 págs.
- PHOTOGRAPHIE AERIENNE: Panorama Intertechnique, 1965. Redactor piloto, R. Chevalier. Editora Gauthier Villars, Paris, 237 págs.
- RAY, R. G.: Photogeology in Geologic Interpretation and Mapping, 1955. U.S. Geological Survey Preliminary Report.
- RIDGE, S. E., and E. S. PRESTON: Integration of Aerial Photogrammetry and Electronic Computation into Highway Engineering: Proceedings of the Comité on Electronics, American Assotiation of State Highway Officials, 1957.
- SPURR, S. H.: Photogrammetry and Photo Interpretation with a section on application to the forestry, 1960, New York, 472 págs.
- TROREY, L. G.: Hand book of aerial mapping and photogrammetry, 1952, 2.ª edición, Cambridge Univ. Press, New York.
- VON BANDAT, H. F.: Aerogeology, 1962. Gulf Publishing, Company Houston, Texas, 350 págs.
- ZELLER, M.: Textbook of Photogrammetry, 1952, Lewis and Co., London.

REFERENCIAS

1. Casagrande A. y Fadum R. E. — *Notes on Soil Testing for Engineering Purposes* — Soil Mechanics Series N° 8 — Harvard University.
2. Casagrande A. — *Classification and Identification of Soils* — Transactions of the American Society of Civil Engineers — Vol. 113 — 1948.
3. Marsal R. J. y Mazari M. — *El Subsuelo de la Ciudad de México* — Parte A, Capítulo III — Contribución del Instituto de Ingeniería al Ier. Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones — Instituto de Ingeniería — México, D.F. — 1959.

BIBLIOGRAFIA

- Elasticity and Plasticity* — J. N. Goodier y P. G. Hodge Jr. — John Wiley and Sons Inc. — 1958.
- Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica* — K. Terzaghi y R.B. Peck — (Trad. O. Moretto) — El Ateneo, Ed. — 1955.
- Fundamentals of Soil Mechanics* — D.W. Taylor — John Wiley and Sons Inc. — 1956.
- Soil Mechanics Foundations and Earth Structures* — G.P. Tschebotarioff — McGraw-Hill Co. — 1951.
- Principles of Engineering Geology and Geotechnics* — D.P. Krynine y W.R. Judd — McGraw-Hill Co. — 1957.
- Mecánica del Suelo* — J.A. Jiménez Salas — Ed. Dossat — 1954.
- Traité de Mécanique des Sols* — A. Caquot y J. Kerisel — Gauthier-Villars, Ed. — 1956.
- Mecánica de Suelos (Instructivo para Ensayo de Suelos)* — Secretaría de Recursos Hidráulicos — México — 1954.
- Laboratory Testing in Soil Engineering* — T.N.W. Akroyd — G.T. Foulis and Co. — 1957.
- Soil Testing for Engineers* — T.W. Lambe — John Wiley and Sons Inc. — 1958.

5. DE WITTE, L.: A New Method of Interpretation of Self-potential Field Data, *Geophysics*, vol. 13, pp 600-608, 1948.
6. YÜNGÜL, SULHI: Interpretation of Spontaneous Polarization Anomalies Caused by Spherical Ore Bodies, *Geophysics*, vol. 15, pp. 237-246, 1950.
7. JAKOSKY, J. J., R. M. DREYER, y C. H. WILSON: Geophysical Investigations in the Tri-State Zinc and Lead Mining District, *Bull. Univ. Kansas Eng. Exp. Sta.*, núm 24, 1942, 151 pp.
8. YÜNGÜL, SULHI: Spontaneous Potential Survey of a Copper Deposit at Sariyer, Turkey, *Geophysics*, vol. 19, pp. 455-458, 1954.
9. CARPENTER, E. W., y G. M. HÄBERJAM: A Tri-potential Method of Resistivity Prospecting, *Geophysics*, vol. 21, pp. 455-469, 1956.
10. GISH, O. H., y W. J. ROONEY: Measurement of Resistivity of Large Masses of Undisturbed Earth, *Terr. Mag. Atm. Elec.*, vol. 30, pp. 161-188, 1925.
11. HUMMEL, J. N.: A Theoretical Study of Apparent Resistivity in Surface Potential Methods «*Geophysical Prospecting, 1932*», *Trans. Am. Inst. Mining Met. Engrs.*, vol. 97, pp. 392-422, 1932.
12. TAGG, G. F., Interpretation of Resistivity Measurements, «*Geophysical Prospecting, 1934*», *Trans. Am. Inst. Mining Met. Engrs.*, vol. 110, pp. 135-147, 1934.
13. ROMAN, IRWIN: Some Interpretations of Earth-resistivity Data «*Geophysical Prospecting, 1934*», *Trans. Am. Inst. Mining Met. Engrs.*, vol. 110, pp. 183-200, 1934.
14. La Compagnie Générale de Géophysique: *Abaques de sondage électrique, Geophysical Prospecting*, vol. 3, suplemento 3, pp. 1-7 más mapas, 1955.
15. MOON, HAROLD M., y W. W. WETZEL: «The Potentials about a Point Electrode and Apparent Resistivity Curves for a Two-, Three- and Four-Layer Earth», University of Minnesota Press, Minneapolis, 146 pp., 243 bosquejos de curvas de referencias, 1956.
16. UNZ, M.: Apparent Resistivity Curves for Dipping Beds, *Geophysics*, vol. 18, pp. 116-137, 1953.
17. VAN NOSTRAND, ROBERT G., y K. L. COOK: Apparent Resistivity for Dipping Beds—A Discussion, *Geophysics*, vol. 20, pp. 140-144, 1955.
18. LOGN, O.: Mapping Nearly Vertical Discontinuities by Earth Resistivities, *Geophysics*, vol. 19, pp. 739-760, 1954.
19. VAN NOSTRAND, ROBERT G.: Limitations on Resistivity Methods as Inferred from the Buried Sphere Problem, *Geophysics*, vol. 18, 423-433, 1953.
20. COOK, KENNETH L., y ROBERT G. VAN NOSTRAND: Interpretation of Resistivity Data over Filled Sinks, *Geophysics*, vol. 19, pp. 761-790, 1954.
21. SEIGEL, H. O.: Ore Body Size Determination in Electrical Prospecting, *Geophysics*, vol. 17, pp. 907-914, 1952.
22. CLARK, A. R.: The Determination of the Long Dimension of Conducting Ore Bodies, *Geophysics*, vol. 21, pp. 470-478, 1956.
23. HUBBERT, M. KING: Results of Earth-resistivity Survey on Various Geologic Structures in Illinois, «*Geophysical Prospecting, 1934*», *Trans. Am. Inst. Mining Met. Engrs.*, vol. 110, pp. 9-39, 1934.
24. SWARTZ, J. H.: Geophysical Investigations in the Hawaiian Islands, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 20, pp. 292-298, 1939.
25. SCHLUMBERGER, MARCEL: The Application of Telluric Currents, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 20, p. 271, 1939.
26. DANIELBERG, R. S., JR.: An Investigation of Natural Earth Currents, *Geophysics*, vol. 10, pp. 494-506, 1945.
27. BOISSONNAS, ERIC, y E. G. LEONARDON: Geophysical Exploration by Telluric Currents with Special Reference to a Survey of the Haynesville Salt Dome, Wood County, Texas, *Geophysics*, vol. 13, pp. 387-403, 1948.
28. CHAPMAN, S., y J. BARTELS: «*Geomagnetism*», pp. 417-448, Oxford University Press, Nueva York, 1940.
29. ROONEY, W. J.: Earth Currents, en J. A. Fleming (ed.), «*Terrestrial Magnetism and Electricity*», pp. 270-307, Physics of the Earth series 8, National Research Council, McGraw-Hill Book Company, Inc., Nueva York, 1939.
30. MANGUY, M., y A. GREPIN: Some Practical Examples of Interpretation of Telluric

REFERENCES CITED

- Alexander, J. B., and Proctor, W. D., 1955, Investigations upon a proposed dam site at Klang Gates, Federation of Malaya: *Colonial Geology and Mineral Resources*, v. 5, no. 4, p. 409-415.
- Alliger, J., 1955, Application of photogeology to oil exploration in western Canada: *Alberta Soc. Petroleum Geologists Jour.*, v. 3, no. 10, p. 179-184, 194.
- Aschenbrenner, C. M., 1952, A review of facts and terms concerning the stereoscopic effect: *Photogramm. Eng.*, v. 18, no. 5, p. 818-823.
- 1954, Problems in getting information into and out of air photographs: *Photogramm. Eng.*, v. 20, no. 3, p. 398-401.
- Barton, D. C., 1933, Surface fracture system of south Texas: *Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull.*, v. 17, no. 10, p. 1194-1212.
- Bean, R. K., and Thompson, M. M., 1957, Use of the orthophotoscope: *Photogramm. Eng.*, v. 23, no. 1, p. 170-179.
- Belcher, D. J., 1944, Identifying landforms and soils by aerial photographs, in *Purdue Univ. 30th Ann. Road School Proc.*: *Purdue Univ. Eng. Bull., Ext. Ser. no. 50*, p. 133-154.
- 1945, The engineering significance of soil patterns: *Photogramm. Eng.*, v. 11, no. 2, p. 116-148.
- 1948, Determination of soil conditions from aerial photographs: *Photogramm. Eng.*, v. 14, no. 4, p. 482-488.
- Benninghoff, W. S., 1950, Use of aerial photographs in mapping vegetation and surficial geology in subarctic regions: *Photogramm. Eng.*, v. 16, no. 3, p. 428-429.
- Bentor, Y. K., 1952, Air-photographs and geological mapping with special reference to the geological conditions in the Negev (southern Israel): *Israel Research Council Bull.*, v. 2, no. 2, p. 157-169.
- Black, R. F., 1952, Polygonal patterns and ground conditions from aerial photographs: *Photogramm. Eng.*, v. 18, no. 1, p. 123-134.
- Blanchet, P. H., 1957, Development of fracture analysis as exploration method: *Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull.*, v. 41, no. 8, p. 1748-1759.
- Brundall, Laurence and Harder, B. P., 1953, Photogeologic evaluation in the Montana Plains area, in *Billings Geol. Soc. Guidebook 4th Ann. Field Conf., Little Rocky Mountains—Montana, southwestern Saskatchewan, 1953*: p. 150-155.
- Butorff, Curtis L., 1958, Geomorphic anomalies, Dead Horse Creek area, Wyoming, in *Wyoming Geol. Assoc. Guidebook 13th Ann. Field Conf., Powder River Basin, 1958*: p. 215-217.
- Cabot, E. C., 1947, The northern Alaska coastal plain interpreted from aerial photographs: *Geog. Rev.*, v. 37, no. 4, p. 630-648.
- Cady, W. M., 1945, Aerial photos as an adjunct to Arctic and Subarctic geologic reconnaissance: *New York Acad. Sci. Trans.*, Ser. 2, v. 7, p. 135-138.
- Chapman, R. M., and Sable, E. G., 1960, *Geology of the Utukok-Corwin area, northwestern Alaska*: U.S. Geol. Survey Prof. Paper 303-C. (In press)
- Christensen, D. J., 1956, Eagles of geology: *Photogramm. Eng.*, v. 22, no. 5, p. 857-864.
- Colwell, R. N., 1952, Photographic interpretation for civil purposes, in *Am. Soc. Photogrammetry, Manual of Photogrammetry*: 2d ed., Washington, D.C., p. 535-602.
- Colwell, R. N., 1954, A systematic analysis of some factors affecting photographic interpretation: *Photogramm. Eng.*, v. 20, no. 3, p. 433-454.
- Daehn, R. E., 1949, A standardized tone scale as an aid in photo interpretation: *Photogramm. Eng.*, v. 15, no. 2, p. 287.
- DeBlieux, Charles, 1949, Photogeology in Gulf Coast exploration: *Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull.*, v. 33, no. 7, p. 1251-1259.
- DeBlieux, Charles, and Shepherd, G. F., 1951, Photogeologic study in Kent County, Texas: *Oil and Gas Jour.*, v. 50, no. 10, p. 86, 88, 89, 98-100.
- Desjardins, Louis, 1943a, Contouring and elevation measurement on vertical aerial photographs: *Photogramm. Eng.*, v. 9, no. 4, p. 214-224.
- 1943b, Measurements of dip angles on aerial photographs: *Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull.*, v. 27, no. 11, p. 1534-1538.
- 1950, Techniques in photogeology: *Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull.*, v. 34, no. 12, p. 2284-2317.
- 1951, The measurement of formational thickness by photogeology: *Photogramm. Eng.*, v. 17, no. 5, p. 821-830.
- 1952, Aerial photos may locate deep-seated salt domes: *Oil and Gas Jour.*, v. 51, no. 13, p. 82-84.
- Eardley, A. J., 1942, *Aerial photographs—their use and interpretation*: New York, Harper and Bros. Publishers, 203 p.
- 1943, Aerial photographs and the distribution of constructional materials: *Natl. Research Council, Highway Research Board, 23d Ann. Mtg. Proc.*, v. 23, p. 557-568.
- Elliott, D. H., 1952, Photogeologic interpretation using photogrammetric dip calculations: *California Div. Mines Spec. Rept. 15*, 21 p.
- 1958, Drainage analysis—Donkey Creek area, Powder River Basin, Wyoming, in *Wyoming Geol. Assoc. Guidebook 13th Ann. Field Conf., Powder River Basin, 1958*: p. 214.
- Fischer, W. A., 1953, Photogeologic studies of Arctic Alaska and other areas, in *Selected papers on photogeology and photo interpretation*: U.S. Research and Devel. Board, Washington, D.C., p. 207-214.
- 1955, Photogeologic instruments used by the U.S. Geological Survey: *Photogramm. Eng.*, v. 21, no. 1, p. 32-39.
- 1958, Color aerial photography in photogeologic interpretation: *Photogramm. Eng.*, v. 24, no. 4, p. 545-549.
- Fisk, H. N., 1944, Geological investigations of the alluvial valley of the lower Mississippi River: *U.S. Mississippi River Comm., Vicksburg, U.S. Army, Corps of Engineers*.
- Frost, R. E., 1946, Identification of granular deposits by aerial photography: *Natl. Research Council, Highway Research Board, 26th Ann. Mtg. Proc.*, v. 25, p. 110-129.
- 1951, Frost action in soils, in *A symposium, Interpretation of permafrost features from airphotos*: *Natl. Research Council, Highway Research Board Spec. Rept.*, no. 2, p. 223-246.
- Frost, R. E., and Mintzer, O. W., 1950, Influence of topographic position in airphoto identification of permafrost, in *Soil exploration and mapping*: *Natl. Research Council, Highway Research Board Bull.* no. 28, p. 100-121.
- Frost, R. E., and Woods, K. B., 1948, Airphoto patterns of soils of the western United States: *U.S. Civil Aeronautics Admin. Tech. Devel. Rept. no. 85*, 76 p.

BIBLIOGRAFIA.

- | | |
|---|---|
| APUNTES DE LA U.N.A.M. | Introducción a la Fotointerpre-
tación. |
| G. REMQUIERAS. | Tratado de Hidrología Aplicada. |
| HEWES & OGLESBY. | Ingeniería de Carreteras. |
| JUAN F. MAGAÑA CARRILLO. | Fotogrametría Aplicada a Pro-
yectos de Drenaje. |
| JUAN F. MAGAÑA CARRILLO. | Fotogrametría y Fotointerpre-
tación en Proyectos y Análisis
de Sistema de Drenaje en Vías
Terrestres. |
| ROLANDO SPRINGALL
INSTITUTO DE INGENIERIA. | Drenaje en Cuencas Pequeñas. |
| S. MOSQUEIRA. | Manual de Drenaje de Caminos. |
| THE ARICO INTERNATIONAL
CORPORATION. | Manual de Drenaje y Productos
de Construcción A.R.M.C.D. |



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



INGENIERIA GEOLOGICA

ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA LA CIMENTACION
DE PUENTES

ING. ABEL FLORES RAMIREZ

JULIO, 1978.

ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA LA CIMENTACION DE PUNTES.

Los estudios geotécnicos tienen por objeto conocer las características mecánicas e hidráulicas del subsuelo que sustentará las estructuras que constituyen los puentes.

Este conocimiento se logra por medio de los trabajos de exploración y de laboratorio.

1.- Objetos de los trabajos de exploración.

En toda obra de Ingeniería, tanto el peso propio como todas las cargas que soporta son transmitidas al subsuelo por medio de la cimentación.

Básicamente las cimentaciones pueden ser de dos tipos:

- a) Superficiales, constituidas por zapatas corridas o losas de concreto.
- b) Profundas, construidas con pilotes, pilas, cilindros o cajones de concreto.

En general, las cimentaciones superficiales se emplean cuando el subsuelo que va a soportar las cargas tiene buena resistencia, o en caso contrario, cuando la obra permite proyectar cimientos que transmiten cargas ligeras al suelo de apoyo. Las cimentaciones profundas se emplean cuando el suelo resistente se encuentra bajo una capa superficial de suelo poco resistente (suelos arcillosos o limosos blandos, o arenas sueltas).

El objeto de los trabajos de exploración, es precisamente llegar a saber aunque sea aproximadamente, como está formado el subsuelo en el sitio en que se construirá la obra; este conocimiento se amplía posteriormente, al conocer las características de cada una de las capas de suelo encontradas, lo que se logra mediante el estudio de los resultados de pruebas de laboratorio a que se someten muestras de suelo, extraídas por medio de los tipos de sondeo más adecuados. Esto permitirá estudiar el comportamiento del subsuelo, cuando se le sujete a las cargas de la estructura.

Los trabajos de exploración se llevan a cabo cumpliendo un programa elaborado previamente, el cual se basa en las -- condiciones del subsuelo y las características de la obra. -- Se llega así a un círculo, consistente en que es necesario -- primero conocer el suelo para programar la exploración. Es-- to se resuelve recabando todos los datos existentes, especial-- mente de estudios geológicos; además, se complementa con lo que se pueda observar en una inspección al sitio; como segun-- da fase se realizan trabajos de exploración preliminar.

2.- Información proveniente de estudios geológicos.

Es conveniente obtener todos los datos de los estudios geológicos de la zona, pues proporcionan buena in-- formación de lo que puede encontrarse. En la SAHOP, la Ofi-- cina de Geología del Departamento de Proyectos, Dirección de Carreteras Federales, prepara planos geológicos de las zonas que atraviezan los caminos en estudio. De estos planos se -- pueden obtener lo siguientes datos:

Unidades geológicas de rocas o suelos.

Cuencas de arroyos y ríos.

Drenaje.

Localización de fallas.

Junto con lo anterior, están marcados puntos de control geológico, los cuales se reportan por separado, -- pudiendo ser de 3 tipos:

- 1.- Unidad de roca. Se describe todo lo rela-- cionado con las rocas en ese sitio (clasi-- ficación, espesor, alteración, etc.)
- 2.- Unidad de suelos. Descripción de los sue-- los del lugar indicado. (clasificación -- SAHOP, espesor, etc.)
- 3.- Unidad de cruce. Entre otras cosas indi-- ca la fotografía aérea en que se puede lo-- calizar el cruce, longitud del mismo, ve-- locidad aproximada del agua, programa ten-- tativo de exploración, condiciones geoló-- gicas superficiales, etc.

Aparte de lo anterior, en el estudio geológico se hace un resumen de condiciones generales, en que se indican los siguientes puntos:

- a) Localización del camino.
- b) Accesos al camino.
- c) Clima.
- d) Vegetación.
- e) Morfología de la zona.
- f) Rocas (empleo y métodos de ataque).
- g) Lugares para abastecimiento de agua.

El estudio geológico antes descrito se basa principalmente en la interpretación de fotografías aéreas, y en inspecciones a la zona, que permiten obtener muestras y ratificar o rectificar lo que se supuso al hacer el estudio en la Oficina.

Actualmente se cuenta con datos más amplios, en las -- cartas geotécnicas que edita la Cetenal (climas, drenaje, -- tipo de suelo, etc.)

INSPECCION AL SITIO DE LA OBRA.

Esta permitiría al Ingeniero de Mecánica de Suelos dar se cuenta de las dimensiones de la obra, de los posibles -- problemas hidráulicos que pudieran presentarse posteriormen te y observar las características topográficas y geológicas superficiales del sitio del cruce, con lo que generalmente puede elaborarse el programa definitivo de exploración.

4.- Datos topohidráulicos.

El estudio topohidráulico comprende los trabajos topográficos realizados para tener el plano correspondiente del lugar del cruce; los trabajos topográficos también permiten conocer la pendiente hidráulica y varias secciones hidráulicas, con lo que se calculan los gastos de las corrientes.

Como principales datos de estos estudios relacionados con los geotécnicos, se tienen:

- a).- Nivel de aguas máximas extraordinarias.
(NAME).
- b).- Gasto máximo extraordinario.

- c).- Perfil por el eje del cruce; de esto, -
tirante y ancho de la corriente.

5.- TRABAJOS DE EXPLORACION PRELIMINAR.

Se realizan empleando lo siguientes tipos de sondeos:

- a).- Pozos a cielo abierto, con muestreo al-
terado.
b).- Con posteadora o barreno helicoidal
c).- Método de lavado.
d).- Penetración estandar.
e).- Perforación en boleó y grava.

EXCAVACION DE POZOS A CIELO ABIERTO.

Como la programación de sondeos ó del tipo de muestreo es un problema complejo que difícilmente sigue normas fijas, no es posible indicarlos como receta, por lo que se reco---mienda que para obtener un buen provecho de este tipo de --sondeo, sea supervisado en el momento de realizarlo, por un Ingeniero experto en la materia, con el objeto de que exami---ne e identifique o clasifique manualmente el suelo en su es---tado natural, además de que observe la dificultad y la he---rramienta necesaria para el avance, para apreciar su consis---tencia, la cantidad de agua que contiene y de ser posible -determinar su estado de consolidación. El procedimiento de trabajo es manual y simple, pues se trata solo de una exca---vación. Se debe procurar que las paredes del pozo sean ver---ticales y sus dimensiones deben ser suficientes (mínimo ---0.90 x 1.70 m) y de sección constante, para que se facili---ten los traspaleos, así como para que el técnico ó perforis---ta experimentado pueda penetrar en la excavación conforme -avanza esta para sacar las muestras necesarias en cada es---trato. Es necesario que el supervisor este presente cuando se realizan las excavaciones para que su criterio esté de -acuerdo con la naturaleza del suelo "in situ" y no se vez -afectado por los cambios que produce en ella la excavación en sí, aún en un lapso corto de tiempo, es decir, por ejem---plo una arcilla blanda y húmeda puede con el tiempo, perder

su humedad y volverse dura en las paredes del sondeo, ó -- bien, al contrario una arcilla que se encontraba muy dura en el momento de excavarla puede aparecer como un migajón suave, lo cual puede ser debido al flujo de agua hacia la trinchera de excavación o bien a los aguaceros que pudie-- ran presentarse durante los lapsos de descanso; de una ma-- nera semejante una arena compacta puede encontrarse como -- semifluída y suelta por la misma causa.

Debido a esto conviene recalcar que inmediatamen te que se va profundizando el sondeo, el experto en suelos debe anotar en un registro todas las condiciones y cambios del subsuelo que se presenten durante la excavación, así -- como las condiciones extremas en que se podría encontrar -- el suelo en esa zona. Esto se debe a que hay lugares en -- que según las épocas del año, la naturaleza y comportamien to del suelo superficial puede variar, debido a continuas inundaciones, cambios del NAF, socavación, intemperismo, -- etc.

Ventajas y Desventajas.

Este método, es el mas comunmente usado porque -- como medio de exploración preliminar en lo mas indicado -- por presentar ventajas como las siguientes:

- 1.- Se puede obtener muestras aunque a profundi-- dades limitadas, sin usar equipo especial de perforación.
- 2.- Se logran muestras representativas de cual-- quier tamaño que se requieran.
- 3.- Es factible realizar una inspección visual -- de las paredes del pozo y de su comportamien to.
- 4.- Se pueden ejecutar pruebas de carga aún en -- mantos profundos.
- 5.- Pueden servir como pozos de comparación con los realizados con equipo de perforación.

Tiene este método las desventajas siguientes:

- 1.- Es demasiado lento en sí, ya que las excava-- ciones se hacen en partes con equipo manual;

pero para la obtención de muestras inalteradas debe utilizarse herramienta con el fin - de no provocar alteraciones.

- 2.- El costo de la perforación se incrementa notablemente con la profundidad (Es económica hasta 4.5m).
- 3.- Cuando se requieren sondeos profundos, se -- tarda mas de un día el hacerlo, por lo cual pueden presentarse lluvias, etc. que alteran las paredes del sondeo.
- 4.- Pueden presentarse cantos rodados que cubran toda la sección del pozo y dar la impresión de que se trata de roca fija. O bien en el mejor de los casos impide el avance, siendo necesario el uso de explosivos, que puedan - alterar la constitución del suelo en la zona del sondeo.
- 5.- Si el material ó la profundidad es excesiva, se requieren ademes, lo cual eleva el costo y hace mas lenta la exploración.
- 6.- Para excavar el pozo mas abajo del nivel de aguas freáticas, se debe además de colocar - ademes, eliminar el agua, siendo la forma -- mas simple el utilizar un cárcamo, del cual se bombea pero se corre el riesgo de causar deformaciones en el suelo por efecto del flujo de agua.

De éste se deduce que, en forma general, el uso de este método es de utilidad práctica - hasta una profundidad no mayor de 4.5 m que la del nivel freático, porque bajo dicho nivel podrían entorpecerse y hasta imposibilitarse las operaciones.

A continuación se enlista el equipo mínimo para la obtención de muestras alteradas por medio del sondeo a cielo abierto; al tratar de sondeos de carácter definitivo, se dará realce al muestreo inalterado.

El equipo útil para el muestreo a cielo abierto

consiste en pico, pala y barreta.

Botes de lámina alcoholeros de 18 lts.

cable.

Bolsas ahuladas, costales ó cajones.

Hachuela (piolet)

Hachete ó herramienta cortante.

Hoja de lámina ó lona de 1.50 x 1.50 m aproximadamente.

Etiquetas, registro de sondeos, cinta adhesiva ó ligas.

Bolsas emparafinadas ó frascos de boca ancha.

Parafina y brea calientes.

El muestreo debe hacerse conforme se va profundizando el sondeo, para facilitar las operaciones y evitar la intemperización del material. Si las muestras son tomadas del fondo de la excavación se eliminará la zona alterada -- por los trabajadores y si se toma de las paredes se eliminará la capa intemperizada.

El método consiste en abrir una ó varias vacunas verticales de sección aproximada de 15 cm de ancho por 15 - cm de profundidad en la ó las paredes mas representativas y menos alteradas procurando definir perfectamente el perfil del sondeo. El material excavado se recibe totalmente si - el muestreo es integral, colocándolo en un bote de lámina - para sacarlo fácilmente del sondeo; en caso contrario debe obtenerse por separado el producto de cada una de las capas en que el material cambie.

Cada muestra debe ir perfectamente identificada - indicando si se trata de una muestra integral cuarteada ó - de una individual.

Cuartear es reducir a volúmen conveniente una --- muestra de material.

Se utiliza generalmente en el campo, cuando en el muestreo se sobrepasa la cantidad que se necesita remitir - al laboratorio, pero también en el laboratorio se aplica para su ensayo.. En pocas palabras podemos decir que el procedimiento del cuarteo consiste en lo siguiente:

- 1.- Sobre una lámina o lona limpios se revuelve - bien el material hasta tener una mezcla uni--

- forme lo cual se junta formando un cono.
- 2.- Se extiende el material con la pala, formando un cono truncado, de altura uniforme, el cual se divide en cuatro partes iguales por medio de dos diámetros perpendiculares.
 - 3.- El objeto de esta división en cuartos es para tomar los dos de ellos opuestos con lo cual se considera que esta mitad tiene las mismas características que la original y se deshecha la otra mitad.
 - 4.- La división puede repetirse tantas veces como se requiera hasta tener el volúmen deseado, el cual se envasa con sus respectivas tarjetas de identificación.

Por cada muestra ensayable que se obtenga, debe tomarse además una pequeña muestra testigo, para verificar el contenido de humedad natural, para ello se coloca el material en recipientes metálicos de lámina galvanizada, ó de aluminio, ó en caso de no tenerlos en bolsitas de polietileno.

Los recipientes de lámina son cilíndricos, de 10 cm de diámetro y 4 ó 5 cm de altura y deben llenarse totalmente del material; se les coloca su tapa se sellan con tela adhesiva y después si se tiene con mezcla de parafina y brea. En el caso de las bolsitas de polietileno, deben llenarse aproximadamente hasta la mitad, conteniendo de 1 a 2 Kg. del material, luego se cerrará la bolsa aprisionando el material sin comprimirlo de manera que quede el menor espacio vacío a semejanza de los testigos metálicos que se llenaban totalmente.

Puede también envasarse en frascos de boca ancha, los que se cierran y sellan como los recipientes de lámina.

b) SONDEOS CON POSTERADORA BARRENOS.

Con este tipo de sondeos exploratorios solo se obtiene muestras alteradas, pero generalmente resulta representativa del suelo en lo relativo a contenido de agua cuan

do el suelo es muy plástico, pero se utilizan para pruebas de clasificación, límites de consistencia y granulometría.

Las herramientas para este tipo de exploración consisten en taladros manuales que se introducen al suelo por rotación. Las mas comunes son:

- 1).- Pala posteadora
- 2).- Barrenos helicoidales.
- 3).- Barrenos en espiral cerrada.

Si el terreno lo permite, pueden introducirse para obtener según se requiera muestras individuales (por capas) ó bien integrales.

El procedimiento para extraer las muestras es muy sencillo, consiste en conectar a las herramientas una tubería (generalmente se usan tubos de 1 m de longitud y 3/4" de diámetro), los cuales tienen adaptado un maneral en su extremo superior; este se gira presionando. Los tubos se van añadiendo conforme aumenta la profundidad del sondeo.

1.- Pala posteadora.

Para introducir la pala posteadora, se hace girar el maneral presionado simultaneamente, con lo cual el suelo se corta con las puntas afiladas de la pala y se obliga a meterse en su interior.

Cuando se considera que se ha llenado, se extrae y se le quita el material, colocándolo sobre una superficie plana y limpia (lámina, lona, etc.) formando las muestras ordenadamente en una hilera, para observar los cambios que va sufriendo el suelo con la profundidad. Esta operación se repite hasta llegar a la profundidad deseada. Para conocer la profundidad basta con medir en la misma pala de postear.

Ventajas y Desventajas. Este método es eficiente hasta unos 6 metros, pero puede usarse hasta 12 metros, con poca eficiencia. Su ventaja consiste en que cuando se requieren solo muestras alteradas a poca profundidad y el suelo es blando y cohesivo, entonces este método es rápido; pero cuando el sondeo debe ser profundo para encontrar el manto resistente ó bien si se requiere, además, entonces es ne

cesario colocar un trípode provisto de una polea colocada a una altura que permita manipular la tubería; éste es un --- equipo especial que no siempre se lleva en los sondeos preliminares. La tubería se mantiene vertical y se maniobra, sujetándola con cable metálico o con cable de manila a través de la polea.

Tiene algunos inconvenientes como por ejemplo si se encuentra la posteadora un canto rodado, solo gira ó se atora, pero no sigue perforando; es impráctico usarla en -- suelos arenosos que tengan gravas, ó en suelos cohesivos -- muy duros, aunque en éste caso puede recurrirse al uso de -- una barreta para aflojar el material; también cuando el suelo es arenoso y se encuentra bajo el nivel de aguas freáticas se presenta el problema de que la cuchara sale vacía -- por "lavarse" cuando se trata de sacar.

Las dimensiones de las palas de postear varían de 2" a 9" con tubos de extensión de 3/4 de pulgada de diámetro y un metro de longitud. Las mas usuales son las de -- 4 y 6 pulgadas.

2.- BARRENO HELICOIDAL.

Se hinca en forma similar a la posteadora.

Los diámetros de éste muestreador varían de 1 7/8" a 3 1/4", y se pueden usar con tubos de perforación de 3/4" o 1/2 de diámetro.

Requiere que la perforación sea estable para llegar a profundidades semejantes a las indicadas para la posteadora.

3.- BARRENO EN ESPIRAL CERRADA.

Su operación es semejante a las anteriores, siendo mayor su utilidad en suelos duros.

Los diámetros comerciales son 2" y 3 1/2".

Las dos barrenos son eficientes hasta 5 m de profundidad y tienen como factor importante que el paso de la hélice debe ser cerrado para suelos arenosos y mucho más -- abierto para el muestreo en suelos plásticos. Se utilizan

también como herramientas auxiliares en la perforación con brocas y diamante.

4.- MÉTODO DE LAVADO.

Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo (aun cuando la experiencia ha comprobado que pueden llegar a tenerse errores hasta de 1 m al marcar la frontera entre los diferentes estratos). El método se usa también en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que no deben ser consideradas representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio.

El equipo necesario para realizar la perforación incluye un trípode con polea y martinete de 80 a 150 Kg. de peso, cuya función es hincar en el suelo a golpes el ademe necesario para la operación. Este ademe debe ser de mayor diámetro que la tubería que vaya a usarse para la inyección del agua. En el extremo inferior de la tubería de inyección debe ir un trépano de acero, perforado, para permitir el paso del agua a presión. El agua se impulsa dentro de la tubería por medio de una bomba.

La operación consiste en inyectar agua en la perforación, una vez hincado el ademe, la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección; una vez fuera es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento. El procedimiento debe ir complementado en todos los casos por un muestreo con una cuchara sacamuestras apropiada, colocada al extremo de la tubería en lugar del trépano; mientras las características del suelo no cambien será suficiente obtener una muestra cada 1.50 m aproximadamente, pero al notar un cambio en el agua inyectada debe procederse de inmediato a un nuevo muestreo. Al detener las operaciones para un muestreo debe permitirse que el agua alcance en el pozo un nivel de equilibrio, que corresponde al nivel freático (que debe registrarse). Cualquier alteración de dicho nivel que sea observada en los diferentes muestreos debe reportarse especialmente.

12

d).- PENETRACION ESTANDAR.

Objeto.

Con el objeto de determinar la compacidad de las arenas "insitu", se ha ideado esta prueba por medio de la cual se relaciona la resistencia ofrecida al hincado de un muestreador estándar con el grado de compacidad de un suelo arenoso.

Tambien se han tratado de correlacionar los resultados de esta prueba con la resistencia a la compresión simple de las arcillas y limos, pero no se han logrado resultados dignos de confianza, por lo que es mejor determinar esta resistencia por medio del ensaye de compresión simple, principalmente cuando el material sea de consistencia blanda a firme.

Esta prueba tiene la ventaja sobre las otras pruebas de penetración, que al mismo tiempo de conocer aproximadamente la compacidad de los suelos, se obtienen muestras de los mismos, las cuales pueden servir para ejecutar algunos ensayos en ellas.

Equipo, Herramienta y Materiales.

- a).- Muestreador de media caña de 2" de diámetro.
- b).- Zapata biselada de 2" de diámetro exterior y 1 3/8" interior.
- c).- Martinete de 63.5 kg. de peso.
- d).- Tripié adecuado.
- e).- Polea sencilla.
- f).- Tubería de ademe de 3" de diámetro, como mínimo, si el material no es cohesivo.
- g).- Posteadora de 2" si el material es cohesivo, con tubería de 3/4" \emptyset y maneral.
- h).- Barra de perforación AX con cople de golpeo.

- i).- Guía para el martinete.
- j).- En el caso de sondeos profundos, que ne cesitan ademe, será conveniente un mala cate para el levantamiento de la barra de perforación. El malacate puede ser una parte de las máquinas perforadoras.
- k).- Herramientas de perforación como: trépa nos, cucharas, brocas de hélice, etc.
- l).- Cable, 2 caimanes y un par de llaves --- Stillson.
- m).- Frascos de boca ancha, parafina y brea, tarjetas de identificación, registros - de sondeos.
- n).- Bomba de agua, swivel, manguera, tube-- ría de 3/4".

La prueba de penetración estándar es aquella que - se efectúa con un martinete de 63.5 kg. el cual se deja caer libremente 76 cm., contando el número de golpes necesarios - para introducir 30 cm. un muestreador precisamente de las di mensiones anotadas.

Procedimiento.

- a).- Límpiase el fondo del pozo ya sea por medio - de posteadora o cuchara; si el sondeo se azol va en exceso, se podrá usar un chiflón de --- agua excepto en los últimos 30 ó 40 cm. que - se limpiarán con la cuchara o posteadora.
- b).- Bájese el muestreador de media caña hasta el fondo del pozo y golpeeése el cople superior - de la barra de perforación con el martinete - hasta que el muestreador penetre 15 cm. A --- partir de este momento se empieza a contar el número de golpes necesario para que el mues-- treador penetre 30 cm. más. Posteriormente - se termina de hincar el muestreador en toda - su longitud. La resistencia a la penetración se expresa como el número de golpes necesaa---

rios para lograr la penetración de 30 cm. - Si la resistencia del terreno fuese alta se suspenderá la prueba cuando se hayan contado 50 golpes aunque la penetración obtenida fuera menor de 30 cm. y se anotará la magnitud de ésta.

- c).- Súbase el muestreador, ábrase y sáquese la muestra, deposítense dentro de uno o varios frascos de boca ancha, séllese interiormente con parafina y tápense, no olvidando de colocarles las etiquetas respectivas. Posteriormente envíense estos frascos al laboratorio.

Presentación de Resultados.

Los resultados se deben anotar en una hoja de registro de sondeos.

NOTA:

En los suelos que contienen boleo o grava, la prueba no da buenos resultados en vista del pequeño diámetro del muestreador comparado con el tamaño del boleo o grava.

Correlación.

A continuación se da una tabla que correlaciona el número de golpes de la prueba de penetración estándar con la compacidad de una arena y con la consistencia de arcillas limoplásticas.

ARCILLAS Y LIMOS PLASTICOS.

CONSISTENCIA.	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE.	NUMERO DE GOLPES (PENETRACION ESTANDAR)
Muy blanda	Menor de 2.5 T/m ²	Menor de 2
Blanda	2.5 - 5.0 "	2 - 4
Poco firme	5.0 -10.0 "	4 - 8
Firme	10.0 -20.0 "	8 - 15
Muy firme	20.0 -40.0 "	15 - 30
Muy dura	Mayor de40.0 "	Mayor de 30

ARENAS Y LIMOS NO PLASTICOS .

COMPACIDAD.	NUMERO DE GOLPES (PENETRACION ESTD.).
Muy suelta	0 - 4
Suelta	4 - 10
Medianamente compacta	10 - 30
Compacta	30 - 50
Muy compacta	Mayor de 50

e).- PERFORACION EN BOLEOS Y GRAVA.

Equipo, herramienta y materiales.

Maquina perforadora, tripié adecuado, diferen---
cial de 1.5 tons. ó más, bomba de agua, junta giratoria, -
trépanos, mangueras, malacate, polea sencilla, tubería de
ademe, barras de perforación, cable, llaves de cadena, lla
ves Stillson, broca y rima de diamantes con canastillas, -
barril muestreador, cartuchos de dinamita al 40%, estopi---
nes eléctricos, pilas secas, cable conductor, etc.

Procedimiento:

Cuando se esté atando un estrato de boleó y ---
grava se puede proceder de dos maneras, dependiendo del ta
maño de los fragmentos.

1º.- Si se tropieza con boleos de gran diámetro,
el trépano no logra triturarlos, siendo necesario efectuar
una perforación en dicha roca, usando enseguida el taladro
y estopín eléctrico. El cartucho de dinamita, o gelatina
(más efectiva bajo el nivel freático), se deberá impermeabi
lizar para protegerlo del agua. Estando en el fondo la di
namita con el estopín conectados al exterior por medio de -
un cable, se le deberá sellar con una poca de arena, la ---
cual se aplica desde afuera. Se deberá levantar el ademe -
1.00 m aproximadamente, para no destrozarlo al explorar la
dinamita. Hecho ésto, se vuelve a bajar el ademe y se con
tinúa con un trépano, avanzando como se indica en el siguien
te inciso.

2º.- Si los fragmentos son pequeños, para romper
los en fragmentos todavía menores se hace -
caer sobre el fondo de la perforación el --
trépano ó bien un barretón con la tubería -
para dar mayor peso, controlados por medio
del malacate que accionado con la máquina -
desde la superficie, lo hace subir alturas
que varían de 20 a 50 cm. A cada golpe que

le dé a éstos, se deberá manipular la tubería haciéndola - girar ligeramente, para que el trépano no caiga siempre en el mismo lugar y controlar con ello la forma del pozo.

El azolve o ripio de perforación, se evacúa a la superficie a través de la tubería de ademe, mediante la inyección de agua hecha por la bomba por medio de junta gira toria (swivel) y tubería de perforación, la cual es inyec tada a presión a través de las dos ó más toberas abiertas en las caras del trépano, ó bien, se recoge con una cucha ra; en éste último caso no se debe emplear el trépano en - cruz ya que su sección es excesiva y amortigua su caída so bre el ripio y el avance se pierde.

La tubería de ademe es indispensable, por lo tan to se deberá ir hincando por medio de golpes con el marti nete, a medida que se avanza.

EXPLORACION DEFINITIVA.

Es conveniente emplearla como complemento de la exploración preliminar; deben emplearse alguno o varios de los métodos siguientes:

- a).- Pozos a cielo abierto con muestreo inaltera do.
- b).- Sondeos continuos con tubo de pared delgada.
- c).- Penetración cónica.
- d).- Rotación.

A continuación se describe cada uno de ellos.

- a).- Pozos a cielo abierto.

El trabajo de campo es idéntico al que se describió en la exploración preliminar, de modo que en este caso, se excavan los pozos para completar la exploración, - procurando profundizarlos al máximo, siendo usual llevarlos hasta unos 7 metros; es conveniente en estos casos hacerlos con un escalón a la mitad de la altura, para usarlo en el - traspalco del material.

De cada estrato se debe extraer una muestra inalterada; esto se logra labrando en el piso o en la pared, un cubo de 30 cm por lado, como mínimo; todavía adherido al terreno natural se cubre con manta de cielo previamente empapada en una mezcla caliente de parafina y brea (proporción 3:1), se separa del lugar y se termina de envolver, procurando colocar la etiqueta de identificación en la parte superior.

Las muestras inalteradas deben manejarse con sumo cuidado, colocándolas en sombra y almacenándolas en cuanto húmedo hasta que se emplee en las pruebas de laboratorio.

b).- SONDEOS CONTINUOS CON TUBOS MUESTREADORES DE PARED DELGADA. (SHELBY).

Este tipo de sondeo consiste esencialmente en hincar tubos de pared delgada por métodos estáticos, es decir, por presión continua, la cual puede proporcionarse mediante un gato hidráulico ó mediante un motor. Sirve para la obtención de muestras inalteradas, de materiales cohesivos.

El grado de alteración sufrido por una muestra obtenida con éste procedimiento, aumenta muy rápidamente con el espesor de las paredes del tubo, por ello las paredes deben de ser lo más delgadas posible, pero por otra parte, deben ser lo suficientemente robustas como para resistir la fuerza que opone el suelo a la penetración, sin que se produzca su pandeo. Estos requerimientos se satisfacen utilizando tubos de acero de 2" de diámetro con paredes de calibres U.S.G. Nos. 16 ó 18 (1.6 ó 1.3 mm.). Los tubos tienen comunmente una longitud de 75 a 90 cm.

Mientras mayor sea el diámetro del tubo, menores serán las probabilidades de alteración de las muestras, pero mucho mayor el costo.

Los muestreadores de 4" satisfacen por lo común, todos los requerimientos de la práctica.

Cuando el hincado se hace por percusión, la muestra obtenida es más alterada, pero el procedimiento de hincado mediante un solo golpe facilita mucho la operación.

Después de obtener cada muestra, el pozo se limpia con una cuchara ó por medio de inyección de agua, para proseguir y tomar la muestra siguiente.

En el curso de toda la operación, el pozo debe permanecer lleno de agua y no debe hincarse la camisa ó ademe abajo de un nivel dado antes de que se haya tomado por lo menos una muestra entera por debajo de dicho nivel.

Otra precaución que debe ser tomada es la de esperar unos minutos, antes de extraer el tubo, a fin de dejar que la muestra se adhiera; con lo cual se evita que se salga del muestreador, ya que de esta manera recupera parte de la resistencia perdida por efecto de tixotropía.

O bien con un pistón que se puede accionar desde la superficie e impide que se salga de la muestra, por efecto del vacío.

Esto último es lo aconsejable, cuando el material que se está muestreando es blando.

c).- PENETRACION CONICA.

Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece.

Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, éstos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hinca a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes, dados con un martinete.

En la prueba dinámica puede usarse una guía

atornillado al extremo de la tubería de perforación, que se golpea en su parte superior de un modo análogo al descrito para la prueba de penetración estándar. Es común usar para esta prueba un peso de 63.5 kg., con 76 cm. de altura de caída, o sea la misma energía para la penetración usada en la prueba estándar. También ahora se cuentan los golpes para 30 cm. de penetración de la herramienta.

Las observaciones que hasta ahora se han realizado parecen indicar que, en arenas, la prueba dinámica - de como da toscamente un número de golpes del orden del doble del que se obtendría en prueba estándar, a condición de usar un cono con punta de 60° y diámetro máximo de 5.04 cm.

Para arcillas, este tipo de prueba no se ha encontrado confiable.

La ventaja principal de estos métodos consiste en que, por no poderse extraer muestras, el avance es muy rápido, sin embargo, esto es una desventaja, pues estos procedimientos sólo pueden ser aplicados en lugares en que se conoce la estratigrafía con bastante aproximación, pues de otro modo, se hace indispensable primero emplear otros procedimientos como por ejemplo el de penetración estándar, para definir los estratos y posteriormente aplicar la penetración cónica; como trabajo complementario.

d).- SONDEOS MEDIANTE EQUIPOS ROTATORIOS.

Por lo regular para llevar a cabo la perforación en roca, es necesario romperla ó dividirla primero para que pueda extraerse con los equipos de perforación. La división se logra fraccionando la roca con barrenos hasta una profundidad práctica y económicamente posible, y colocando explosivos dentro de la perforación para hacerlo denotar.

Los taladros más comunes son lo que a continuación se indican.

Taladro abrasivo. Es un taladro que muele -

la roca en partículas pequeñas por medio de una broca que - gira en el agujero, formada por un tubo de acero con una su perficie rugosa en la parte inferior, la cual produce abra- ción al presionar municiones de acero que se introducen por el tubo hasta la parte baja de la barrena; el material sube a la superficie impulsando por una fuerte circulación de lo do ó agua.

Brocas. Cuando se desean obtener muestras representativas denominadas núcleos ó de corazón, de forma cilíndrica, cuya sección circular varía de diámetros desde 2.0 a 6.5 cm.; se usan brocas cuyas coronas estan llenas de incrustaciones de diamantes industriales, ó bien carborundum ó un acero especialmente duro. Se requiere una circulación de agua a presión tanto para disminuir la temperatura origi- nada por la fricción entre broca y suelo, como para extraer el material pulverizado por la broca.

La extracción del núcleo de roca puede lo- grarse sea cerrando la circulación del agua para que se ato- ren los fragmentos, rompiéndose el extremo inferior del co- razón ó bien en algunas rocas es suficiente con incrementar rapidamente la velocidad de rotación con lo que se fractura en su base la roca sin necesidad de detener la circulación del agua y evitando así sobrecalentamientos.

Es necesario medir el porcentaje de recupe- ración del material y llevar un registro indicando las velo- ci dades de avance por cada 50 cm. de perforación, además de datos complementarios como son el tipo de avance, (uniforme ó intermitente), tamaño del corte, (grueso, medio ó fino), presencia de artesianismo, color del material, pérdidas de presión, etc.

Además es convincente dar un informe geológi- co de la zona y de las condiciones particulares del sitio - en estudio.

Los equipos empleados pueden ser:

a).- De avance mecánico, la velocidad esta supe-

ditada a las revoluciones del motor y es prácticamente --- constante.

b).- De avance hidráulico en donde por medio de un gato hidráulico colocado en el extremo superior de la barra la velocidad de avance varía de acuerdo con la dureza del material que se va encontrando, a voluntad del operador, por el que debe llevarse un registro de dichos cambios.

Estas últimas son más prácticas y mucho más adaptadas para atacar cualquier tipo de suelo ó roca.

Nombres y tamaños de brocas. (mm.).

Denominación	Ademe	D ext.	D int.
Exw	46	37.5	20.5
Axw	57	47.5	20.5
Bxw	73	51.5	42
Nxw	89	75.5	55

APLICACIONES DE LOS DIFERENTES

TIPOS DE EXPLORACION EN SUELOS Y ROCAS.

Siempre que se necesita realizar una exploración de suelos, independientemente de su objetivo, la clase de material que uno necesita investigar queda clasificado en cualquiera de los siguientes tipos: suelos cohesivos, suelos no cohesivos, suelos con cohesión y fricción y rocas. Veamos pues la aplicación de los métodos de exploración mas comunes en cada uno de estos materiales.

1.- Suelos Cohesivos.

Este tipo de material es el que comunmente presenta mas problemas en el caso de estructuras cimentadas en estos suelos, ya que sus características mecánicas dependen

de varios factores, entre otros, su historia geológica, el tipo de mineral que lo constituye y su contenido de agua.

Cuando solo nos interesa saber el tipo de suelo que se analiza, se puede aplicar cualquiera de los siguientes métodos exploratorios de carácter preliminar: - pozos a cielo abierto con muestreo alterado, perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares; al material representativo así obtenido, además de la descripción visual y de la obtención de su contenido de humedad insitu, se le deberán realizar las pruebas de límites de plasticidad, con el objeto de clasificar a dicho material.

Cuando además de la clasificación del suelo se desea conocer sus propiedades mecánicas, es decir su -- compresibilidad, resistencia y permeabilidad, es necesario emplear métodos de sondeo de carácter definitivo, a fin de obtener muestras inalteradas en donde se puedan realizar -- las diferentes pruebas en el laboratorio. Mediante pozos a cielo abierto con muestreo inalterado o utilizando muestreadores de pared delgada como el tubo shelby, se pueden obtener esta clase de muestras.

2.- Suelos no Cohesivos.

Independientemente del interés que se tiene en -- conocer el comportamiento de este tipo de suelos cuando -- constituye el material de cimentación de una carretera, o de un puente o de cualquier estructura, estos materiales -- son muy usados para filtros y drenes, sirven además como -- materiales de transición, agregados de concreto y para superficies de rodamiento.

En el caso de arenas y gravas pequeñas los métodos de penetración estandar y penetración cónica, permiten dar una idea muy buena sobre la compacidad del suelo en su estado natural. El método de penetración estandar permite además obtener material para el análisis granulométrico y clasificación visual.

La obtención de muestras inalteradas en este tipo de suelos es muy difícil, por lo que se recomienda que las pruebas mecánicas que se desean realizar, se hagan en el material insitu, o sea con pruebas de campo. Para el caso de limos y arenas muy finas, los pozos a cielo --- abierto son los más recomendables para la obtención de --- muestras inalteradas.

Si el material que tenemos es boleos y gravas, el método más conveniente es el llamado de "Perforaciones en boleó y grava".

3.- Suelos Cohesivos y Friccionantes.

En gran número de casos el suelo por analizar -- tendrá propiedades que no pertenecen a un suelo puramente cohesivo o puramente friccionante, sino a una combinación de ambos. Las arenas arcillo - limosas, los limos arcillosos y las arenas finas limosas son ejemplos de esta clase de suelos. Dependiendo del tipo de muestras que se desean obtener, es decir alteradas o inalteradas, los métodos de exploración mencionados para suelos cohesivos o friccionantes se pueden utilizar para este tipo de suelo. En Casos donde se tienen estratigrafías de suelos con características variables, la combinación de dos o más de los métodos se puede usar.

Entre los métodos de exploración que más -- se utilizan para estos suelos, estan los de pozos a cielo abierto y el de penetración estandar.

4.- Rocas.

Cuando las características del material de banco que necesitamos en un camino son las de un material resistente, o bien porque el material de cimentación o de corte es una roca, es necesario investigar todos o algunos de -- los siguientes aspectos: profundidad y tipo de roca, profundidad de intemperismo y sanidad, su localización y se-- cuencia, espesor, extensión, altitud y una descripción de la roca en cada estrato dentro de la profundidad de inves-- tigación.

Los métodos rotatorios para roca de avance mecánico ó hidráulico se utilizan en estudios definitivos, usando como muestreadores barriles simples o dobles. Cuando la roca es blanda o se tiene un suelo duro, el barril Denison da muy buenos resultados para obtener muestras inalteradas.

Cuando solo se desea conocer la clase de roca y el espesor y/o profundidad de los estratos, los métodos geofísicos nos pueden dar resultados aceptables siempre que se relacionen con sondeos efectuados con los otros tipos de -- equipo.



Directorio de Asistentes al curso: "INGENIERIA GEOLOGICA"
Julio de 1978.

1. EMMANUEL ALCERRECA COLUNGA
S. A. H.O.P.
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
MEXICO 12, D.F.
TEL. 519.88.57
Serafín Olarte 250
Col. Vértiz Narvarte
México 13, D.F.
Tel. 539.47.86
2. ANTONIO ALTAMIRANO ARGUMEDO
S.A.H.O.P.
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
MEXICO 12, D.F.
TEL. 530.30.00 Ext.468
Cuitlahuac 27
Col. Sn. Pedro
México 23, D.F.
Tel. 676'32.17
3. ANGEL ALVAREZ MENA
C. F. E.
MELCHOR OCAMPO 455
MEXICO, D.F.
TEL. 533.31.26
Jujuy 577
Col. Lindavista
México 14, D.F.
Tel. 587.14.30
4. ENRIQUE O. BENITEZ SANTOYO
LIR. GRAL. LE ESTUDIOS DEL TERRITORIO
NACIONAL
SAN ANTONIO ABAL 124
MEXICO 8, L.F.
TEL. 578.62.00 Ext.186
Municipio Libre 8-210
México 13, L.F.
Tel. 672.66.25
5. OSCAR JAVIER BERMUDEZ VILLEGAS
C. F.E.
MELCHOR OCAMPO 14
MEXICO 5, L.F.
TEL. 511.00.74
Medellín 329-4
México 7, L.F.
Tel. 584.60.49
6. JOSE CARLOS BETANCOURT LINARES
SRIA. DE AGRIC. Y REC. HILRAULICOS
REFOR MA 107-8°
MEXICO 4, L.F.
TEL. 592.22.52
Altamirano 53-402 B
México 4, L.F.
Te. 546.04.05
7. ING. LEOVIGILLO J. CEPEDA DAVILA
FACULTAD DE INGENIERIA
U.N.A.M.
TEL. 550.00.40
Montreal 218
Col. Valle Dorado
Tlalnepantla, Edo. de Méx.
Tel. 379.05.23
8. JAIME GARCIA ACUÑA
C. F.E.
P.H. CHICOASEN
TUXTLA GUTIERREZ, CHIS.
TEL. 72.76

9. EUSEBIO RUBEN GARCIA PEREZ
S.A.H.O.P.
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
MEXICO 12, L.F.
TEL. 530.30.00 EXT.403
Blvd. Temoluco y Andador 1
Lepto. 103, Edif. 47, Ent.
Unidad Acueducto de Gpe.
México 14, L.F.
Tel. 392.60.72
10. ALFONSO GARCIA REBOLLO VILLASANA
CAMARA REGIONAL DE LA INDUSTRIA
ARENERA DEL L.F. Y DEL EDO. DE MEX.
MIGUEL LAURENT 15 BIS .3°PISO
MEXICO 12, L.F.
TEL. 575.04.99 Y 575.05.35
Amores 1534
México 12, D.F.
Tel. 524.49.37
11. LEONEL GOMEZ RUIZ
S.A.H.O.P.
Xola y Av. UNIVERSIDAD
MEXICO 12, L.F.
TEL. 530.02.29
Calle 635 No.60
San Juan de Aragón
México 14, L.F.
12. HUMBERTO A. GONZALEZ ACEVELO
BCO. NAL. DE CREDITO RURAL S.A.
CAMPECHE 280-502
MEXICO 11, L.F.
TEL. 574.74.43
Chicago 64-402
Col. Nápoles
México, L.F.
13. HORACIO GONZALEZ MEJIA
DIR. GRAL. DE ESTUDIOS DEL
TERRITORIO NACIONAL
SAN ANTONIO ABAJ 124-4°
MEXICO 8, L.F.
TEL. 578.10.75
Tlalpán 905-201 A
Col. NIÑOS HEROES
México 13, L.F.
Tel. 590.82.33
14. JORGE A. IBARRA MAICOTTE
C.F.E.
MELCHOR OCAMPO 455
MEXICO, L.F.
TEL. 553.71.33
15. SERGIO MENDOZA ANTILLON
S.A.R.H.
REFORMA 35-11°
MEXICO 1, L.F.
Tel. 591.03.83
Pino Suárez 43
Tulyehualco, Xochimilco
México 23, L.F.
16. ENRIQUE NAVARRO RUIZ
S.A.H.O.P.
DIR. GRAL. PREVENCIÓN Y
ATENCIÓN DE EMERGENCIAS
RUBEN LARIO 13
MEXICO, L.F.
TEL. 250.74.22 EXT. 126
Andrés Figueroa No.3
Lomas Hizachal, México
Tel. 589.81.48

17. ROOLFO RAFAEL NAVÁ VILLALPANO
S. A. R. H.
P. DE LA REFORMA 20-4°
MEXICO 1, L.F.
Valle Tranquilo 16
Izcalli del Valle
Edo. de México
18. jorge g. ortega MARTINEZ
C. F. E.
SUBJEFE PROSPECTO AGUAMILPA
AV. SN. RAFAEL 211
TENAYUCA, EDO. DE MEX.
Plazuela 20
Los Laureles
Edo. de México
19. LUIS MARIO PAREDES MEJIA
S.A.R.H.
REFORMA 51-13°
MEXICO 1, L.F.
TEL. 535.68.65
ELIF. G-12 LEPTO. 43
UNIAL PLATEROS
MEXICO 19, L.F.
20. MARGARITA PUEBLA CAENA
FAC. DE ING.
UNAM
MEXICO 20, L.F.
TEL.: 548.96.69
Ingenieros 32-501
Col. Escandón
México 18, L.F.
Tel. 516.12.02
21. JOSE DE J. SANCHEZ RUIZ
C.F.E.
APO. POSTAL 636
MEXICALI, B.C.N.
TEL. 220.13 y 220.12 EXT.122
Nte. 81 # 67
México 16, L.F.
Tel.: 527.73.07
22. ARTURO SOTELO RODRIGUEZ
S.A.H.O.P.
XOLA Y AV. UNIVERSIAL
MEXICO 12, L.F.
TEL.: 519.76:60
Zaragoza 53-4
Col. Guerrero
México 3, L.F.
Tel. 535.13.24
23. SAUL TRACONIS RAMOS
S.A.R.H.
Col. SAN RAFAEL
MEXICO, L.F.
TEL. 566.06.88 EXT. 120
Guerrero 343 -602 A
México 3, L.F.
Tel. 583.65.18

10/10/10

BIBLIOGRAFIA

- 1.- VOLADURA DE ROCAS.- U. Langefors.- Ediciones Urmo.
- 2.- TECNICA SUECA DE VOLADURAS.- Rune Gustafsson. Aba Publishing Co.
- 3.- MANUAL PARA EL USO DE EXPLOSIVOS.- Du Pont. C.E.C.S.A.
- 4.- VOLADURAS CONTROLADAS. Du Pont.
- 5.- SELECCION DEL EXPLOSIVO MAS ADECUADO. J. Guerrero Arcocha..

20- (leida)