

**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

**ESTUDIOS BÁSICOS:
MECANICA DE ROCAS**

**ING. RAUL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

DIPLOMADO EN PROYECTO,
CONSTRUCCION Y CONSERVACION
DE CARRETERAS

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.

ESTUDIOS BASICOS: MECANICA DE ROCAS APLICADA

ING. RAUL CUELLAR BORJA

MODULO II
CONSTRUCCION DE
CARRETERAS

JUNIO, 1998.

Paul Buellar

NORMATIVIDAD

POR: JAVIER MARTINEZ LUNA

LEY FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS

La Ley Federal de Armas de Fuego y Explosivos (LEY), fue publicada en el Diario Oficial de la Federación de fecha 25 de enero de 1972. Las disposiciones de esta LEY se consideran de interés público.

La aplicación de la LEY corresponde a:

- 1. El Presidente de la República;*
- 2. La Secretaría de Gobernación;*
- 3. La Secretaría de la Defensa Nacional; y*
- 4. A las demás Autoridades Federales en los casos de su competencia.*

La LEY consigna que las autoridades de los Estados, del Distrito Federal y de los Municipios, tendrán la intervención que la LEY y su Reglamento señalen.

El control y vigilancia de las actividades y operaciones industriales y comerciales que se realicen con explosivos, artificios y sustancias químicas, será hecho por la Secretaría de la Defensa Nacional.

Permisos de Explosivos

Información general

Si usted requiere el uso de explosivos para romper roca en cualquiera de sus obras, será necesaria la obtención del permiso correspondiente de acuerdo a los requerimientos de la Dirección de Armas de Fuego y Explosivos de la Secretaría de la Defensa Nacional.

En el anexo No. 1 se podrá observar copia del Oficio No. 17221, girado por C. General de Brigada D.E.M. Jaime Palacios Guerrero, el 19 de junio de 1991 a esta Cámara donde no proporciona los tipos de permisos que existen y los requisitos a cumplir para la obtención de los mismos.

Detalles del procedimiento

Polvorines:

El constructor que requiera el uso de productos explosivos por necesidad de su operación deberá construir polvorines que reúnan las características solicitadas por la Secretaría de la Defensa Nacional a través de la Dirección de Armas de Fuego y Explosivos, siendo éstas las siguientes:

Lugar:

Los polvorines deberán ser colocados de acuerdo a la tabla de Seguridad de Distancia-Cantidad que viene en el Reglamento de Armas de Fuego y Explosivos de la Secretaría de la Defensa Nacional, la cual se puede observar en el anexo No. 2.

Capacidad:

La capacidad de los polvorines deberá estar en función de las necesidades del usuario y a autorización de la Secretaría de la Defensa Nacional.

En este caso se recomienda que la capacidad deba ser calculada de acuerdo a los consumos diarios de explosivos, al tiempo que se requiera para la obtención de los permisos para compra. Se debe tomar en cuenta la ubicación de la Zona Militar a cuya jurisdicción corresponda la obra. Otro concepto que se debe tomar en cuenta es la ubicación de los proveedores y el tiempo de entrega de los productos una vez que se cuente con el permiso para compra de los mismos.

Todo lo anteriormente mencionado es con el propósito de que el usuario tenga en sus polvorines la cantidad de inventarios que le permitan mantenerse en operación evitando paros por falta de productos explosivos. Estos inventarios pueden ser para la operación de una semana, dos semanas o en algunos casos para un mes normal de operación.

Almacenamiento:

Antes de iniciar el almacenamiento de explosivos en un polvorín, se debe obtener el permiso correspondiente de parte de la Secretaría de la Defensa Nacional.

El almacenamiento de productos explosivos deberá ser de acuerdo a la tabla de compatibilidad para materiales empacados o envasados que vienen en el Manual de Armas de Fuego y Explosivos de la Secretaría de la Defensa Nacional. Esta tabla se puede ver en el anexo No. 3.

Ejemplo:

Agente explosivo = Alto explosivo (godyne, emulsión, etc.)
(anfos)

Estopín elec. = Fulminantes

Mecha clover = Cordones detonantes

Construcción:

La construcción de los polvorines, es recomendable hacerla de la siguiente manera:

Cimentación: De mampostería (Piedra brasa)

Muros: Tabicón cemento-arena ó tabique, reforzado lo anterior con castillos a cada tres metros de distancia, de 15 cms. x 15 cms. de concreto armado.

Puertas: Deberán ser de madera de 4" de grueso con bastidor de metal (tanto en la base soporte como todo el perímetro de la puerta). (En el anexo No. 5 se puede ver el detalle de una puerta)

Techo:

Altura máxima de 4 mts., altura mínima a las orillas de 2.70 mts., dejando respiradero entre la pared y el techo de 20 cms., el cual deberá ser protegido con algún tipo de malla metálica, para evitar que animales pequeños se introduzcan al polvorín. El material utilizado deberá ser de lámina de asbesto.

La parte mas baja entre el techo y el piso deberá ser de 2.7 mts. de altura como se muestra en el anexo No. 4. Los polvorines podrán tener un techo a una o dos aguas

Farallón:

El polvorín deberá estar rodeado por la corteza de algún cerro o en su defecto deberá contar con un farallón de tres mts. de altura y 15 mts. de largo a terminar a flor de tierra y teniendo entre el frente del polvorín a farallón cinco o seis metros como mínimo.

Características que deben reunir los polvorines

En general éstos deberán cumplir con las especificaciones complementarias que se muestran en el anexo No. 4.

En el caso de la construcción de polvorines se sugiere hacer el diseño de los mismos de acuerdo a las necesidades de su operación, asesorándose con personal experimentado en este campo.

Una vez que se cuenta con los polvorines, contruidos de acuerdo a las tablas de distancias de seguridad de la Secretaría de la Defensa Nacional, es necesario conseguir las autorizaciones por parte de las autoridades correspondientes como son:

1.— Certificado del lugar de consumo expedido por la primera autoridad administrativa (Presidente Municipal o Delegado Político en el Distrito Federal). Modelo No. 4 (anexo 6).

2.— Opinión favorable del Gobernador del Estado o del Jefe del Departamento del Distrito Federal firmada por el titular. (Anexo 7) Esta opinión se debe solicitar por escrito acompañada por el certificado del lugar de consumo expedido por la primera autoridad administrativa (Punto No. 1).

3.— Cuando se cuente con las autorizaciones antes mencionadas, los documentos origina se deben adjuntar a la siguiente documentación que deberá ser presentada en los módulos correspondientes en el edificio de la Secretaría de la Defensa Nacional, en Lomas de Sotelo, siendo estos los siguientes:

- Solicitud, modelo anexo que se proporciona gratuitamente. Modelo (anexo 8).
- Referencias del lugar de consumo, se proporcionan en el anexo 9.
- Para personas físicas, copia certificada del Registro Civil del Acta de Nacimiento del solicitante.
- Para personas morales, Acta Constitutiva de la empresa.
- Plano de conjunto a 1000 metros alrededor del lugar de consumo y a escala de 1:4000, en la que figuran en su caso instalaciones militares, vías de comunicación, líneas eléctricas, telefónicas, telegráficas, acueductos, gasoductos, construcciones para casa-habitación, obras de arte, zonas arqueológicas, históricas o instalaciones industriales, que pudieran ser afectadas, con los principales accidentes topográficos Ejemplos (anexo 10).
- Plano circunstanciado a escala adecuada para la localización de sus instalaciones con especificaciones.

Si la solicitud incluye almacenamiento

— Certificado de seguridad y referencia de los polvorines, modelos anexos que se proporcionan gratuitamente. (Modelo No. 2 anexo 11)

Se recomienda adquirir el Manual de Armas de Fuego y Explosivos de la Secretaria de la Defensa Nacional.

SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL
DEPARTAMENTO DE REGISTRO Y CONTROL DE ARMAS DE
FUEGO Y EXPLOSIVOS
Lomas de Sotelo, D.F.

Tabla (13-1) de Seguridad de Distancia-Cantidad
(Materiales debidamente empacados o envasados)

Descripción del material	DISTANCIAS EN METROS		POLVORINES CON PROTECCION					
	Kilos De	a	Edificios habitados	Vías férreas	Caminos carreteras	Lineas de alta tensión	Entre polvorines	
1. Dinamita, explosivos al nitrato de amonio, pólvoras negra y sin humo.	000	500	126	100	100	100	11	
	500	750	146	100	100	100	13	
	750	1,000	160	100	100	100	14	
	1,000	1,250	170	100	100	100	15	
	1,250	1,500	180	100	100	100	17	
	1,500	2,000	200	100	100	100	18	
	2,000	3,000	230	100	100	100	20	
	3,000	4,000	250	100	100	100	23	
	4,000	5,000	260	110	100	100	25	
	5,000	6,000	270	117	100	100	26	
	6,000	7,000	275	122	100	100	27	
	2. Artificios (fulminantes, estopines, conectores MS, cordón detonante, etc.)	7,000	8,000	285	127	100	100	28
		8,000	9,000	295	132	100	100	30
		9,000	10,000	305	137	100	100	31
10,000		12,000	330	148	100	100	33	
12,000		14,000	350	154	105	103	35	
14,000		16,000	370	160	110	105	36	
16,000		18,000	390	168	116	112	38	
18,000		20,000	405	173	121	118	39	
20,000		25,000	445	185	135	130	41	
25,000		30,000	480	200	145	140	46	
3. Por lo que respecta a los "artificios", únicamente se autoriza el almacenamiento en cada polvorin lo equivalente a 4 toneladas.	30,000	35,000	510	208	155	150	49	
	35,000	40,000	535	218	160	155	53	
	40,000	45,000	550	226	166	162	56	
	45,000	50,000	565	240	169	166	63	
	50,000	60,000	575	250	171	168	66	
	60,000	70,000	585	262	175	172	73	
	70,000	80,000	605	274	182	178	80	
	80,000	90,000	620	284	186	183	86	
	90,000	100,000	635	294	191	188	93	
	100,000	125,000	675	378	210	208	117	
4 Nitrocelulosa (30-70) ó sea 30 partes en peso del solvente por 70 partes del producto, con una nitración de 12.2% como máximo. Cloratos, fosforos, etc	000	500	115	100	100	100	10	
	500	750	135	100	100	100	12	
	750	1,000	145	100	100	100	14	
	1,000	5,000	235	100	100	100	23	
	5,000	25,000	400	170	122	120	40	
	25,000	50,000	500	215	156	150	50	
	50,000	75,000	535	242	165	160	70	
	75,000	100,000	570	275	170	166	85	
100,000	125,000	607	340	190	188	110		

5	Trinitrotolueno, ciclonita, fulminatos, picratos, etc.	000	500	152	125	125	125	15		
		500	750	175	135	135	135	20		
		750	1,000	192	150	150	145	25		
		1,000	5,000	312	165	165	160	35		
		5,000	25,000	530	222	180	175	50		
		25,000	50,000	675	283	200	200	75		
6.	Artificios pirotécnicos.	000	500	100	100	100	50	35		
		500	1,000	160	160	160	100	45		
		A. Fabricantes.		1,000	5,000	200	200	200	150	55
				5,000	10,000	250	250	250	200	65

7. Artificios pirotécnicos. A. Comercio
 A. La cantidad de artificios pirotécnicos que puedan tener en existencia es de 50 gramos por cada metro cúbico de espacio libre en el depósito de almacenamiento, en la inteligencia de que en los 50 gramos mencionados están incluidos la mezcla explosiva y la inerte, la capacidad total de seguridad será determinada según la ubicación de los depósitos y las dimensiones de los mismos.

8. Almacenamiento de municiones en pequeño calibre para armas de fuego y para usos industriales.
 1. La cantidad de municiones que pueden tener en existencia las personas o negociaciones que se dediquen a esta actividad es de 500 gramos por cada metro cúbico de espacio libre en el almacén o depósito, en la inteligencia de que en los 500 gramos está incluida la materia explosiva y la inerte, así como la cápsula.
 2. Cuando se almacenen cartuchos que solamente tengan colocada la capsula, se tomarán 85 gramos del explosivo que contengan dichas cápsulas por cada metro cúbico de espacio libre.
 3. Si las negociaciones están establecidas en calles de mucho tránsito, sólo se permitirá almacenar como máximo 50 kilogramos contenida en cartucho.

NOTA: Las distancias arriba indicadas, son para cuando los polvorines o depósitos se encuentren protegidos por obstáculos naturales o artificiales, en caso contrario las distancias aumentan en un "cien por ciento (100%)". En el interior de las fábricas únicamente se autoriza el almacenamiento de nitrocelulosa en una cantidad máxima de 5,000 Kgs observando las distancias de la presente tabla, disminuidas en un ochenta por ciento (80%).

COMPATIBILIDAD DE MATERIALES EMPACADOS O ENVASADOS

LA "X" INDICA QUE EL MATERIAL DE LA LINEA HORIZONTAL PUEDE ALMACENARSE CON EL ARTICULO DE LA COLUMNA VERTICAL.

	Pólvora	Acido picrico	Dinitrotolueno	Nitroalmidones	Nitroglicerina	Nitrocelulosa	Nitroguanidina	Tetrit	Pulminato de mercurio	Nitruros de plomo, plata y cobre	Estifanato de plomo	Cloratos, percloratos y peróxidos	Sodio metálico	Magnesio en polvo	Aluminio en polvo negro u opaco	Fósforo	P.E.T.N.	T.N.T.	Dinamita y amateles	Nitrocarbonitratos húmedos	Nitrocarbonitratos secos	Nitrocarbonitratos ácidos	Fosgeno	Ciclonita (rdx)	Iniciadores de alta presión detonantes	Detonantes (estopines, capsulas)	Mechas de seguridad	Cordones detonantes	Cordones encendedores de mecha	Conectores detonantes	Conectores encendedores	Artificios pirotécnicos	Cargas industriales		
Pólvora	X																																		
Acido picrico	X	X																																	
Dinitrotolueno		X	X																																
Nitroalmidones			X	X																															
Nitroglicerina				X	X																														
Nitrocelulosa					X	X																													
Nitroguanidina						X	X																												
Tetrit							X	X																											
Pulminato de mercurio								X	X																										
Nitruros de plomo, plata y cobre									X	X																									
Estifanato de plomo										X	X																								
Cloratos, percloratos y peróxidos											X	X																							
Sodio metálico												X	X																						
Magnesio en polvo													X	X																					
Aluminio en polvo negro u opaco														X	X																				
Fósforo															X	X																			
P.E.T.N.															X	X	X	X							X	X	X	X							
T.N.T.																X	X																		
Dinamita y amateles															X	X	X	X							X	X	X	X							
Nitrocarbonitratos húmedos															X	X	X	X							X	X	X	X							
Nitrocarbonitratos secos															X	X	X	X							X	X	X	X							
Nitrocarbonitratos ácidos																								X											
Fosgeno																								X											
Ciclonita (rdx)															X	X								X	X	X	X								
Iniciadores de alta presión detonantes															X	X	X	X						X	X	X	X								
Detonantes (estopines, capsulas)																									X			X	X	X					
Mechas de seguridad															X	X	X	X						X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
Cordones detonantes															X	X	X	X						X	X	X	X								
Cordones encendedores de mecha																									X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
Conectores detonantes																									X		X	X							
Conectores encendedores																									X		X	X	X	X	X	X	X	X	
Artificios pirotécnicos																																			X
Cargas industriales																																			



SECRETARIA
DE LA
DEFENSA NACIONAL
DIR. GENAL. R.L.G. FED.
ARMAS FGO Y EXP.

DEPENDENCIA	DIRECCION GENERAL DEL
	REGISTRO FEDERAL DE ARMAS
	DE FUEGO Y EXPLOSIVOS.
SECCION	TECNICA DE EXPLOSIVOS.
MESA	TRAMITE.
NUMERO DEL OFICIO	17221
EXPEDIENTE	

ASUNTO: Se le informan los requisitos para la obtención de Permisos para el uso de explosivos.

Lomas de Sotelo, D.F., a 19 de junio de 1991.

C. PRESIDENTE DE LA CAMARA NACIONAL
DE LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION.
ALBORADA NUMERO 100.
COL. PARQUES DEL PEDREGAL.
14017 - MEXICO, D.F.

POR ACUERDO DEL C. GENERAL SECRETARIO DE LA DEFENSA NACIONAL, se le manifiesta a usted, que debido a la desinformación que los diversos organismos tienen acerca de la Ley Federal de Armas de Fuego y Explosivos y los requisitos que deben cumplir las personas físicas y morales para el otorgamiento de los Permisos para el uso de explosivos, se le informan los requisitos que la legislación vigente solicita.

- I. PERMISO GENERAL.- Para actividades permanentes.
- II. PERMISO EXTRAORDINARIO.- Para Actividades Eventuales (Por única vez).
- III. PERMISO ORDINARIO.- Para comercialización entre empresas o particulares con Permiso General Vigente (Incluyendo Importaciones y Exportaciones).

Los requisitos para la obtención de ellos son:

- Solicitud, modelo anexo que se proporciona gratuitamente.
- Opinión Favorable del Gobernador del Estado o del Jefe del Departamento del Distrito Federal firmada por el titular.
- Certificado del lugar de consumo expedido por la primera autoridad administrativa (Presidente Municipal o Delegado Político en el Distrito Federal).
- Referencias del lugar de consumo, anexos que también se proporcionan.
- Para Personas Físicas, copia certificada del registro civil del acta de nacimiento del solicitante.

A la hoja número dos.



SECRETARIA
DE LA
DEFENSA NACIONAL
DIR. GRAL. REG. FED.
ARMAS FGO Y EXP.

DEPENDENCIA	DIRECCION GENERAL DEL REGISTRO FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS.
SECCION	TECNICA DE EXPLOSIVOS
AREA	TRAMITE.
NUMERO DEL OFICIO	17221
EXPEDIENTE	

ASUNTO: HOJA NUMERO DOS.

- Para Personas Morales, Acta Constitutiva de la empresa.
- Plano de conjunto a 1000 metros alrededor del lugar de consumo y a escala de 1:4000, en que figurarán en su caso: instalaciones militares, vías de comunicación, líneas eléctricas, telefónicas, telegráficas, acueductos, gasoductos, construcciones para casa-habitación, obras de arte, zonas arqueológicas, históricas o instalaciones industriales, que pudieran ser afectadas, con los principales accidentes topográficos.
- Plano circunstanciado a escala adecuada para la localización de sus instalaciones con especificaciones.

Si la solicitud incluye almacenamiento.

- Certificado de seguridad y Referencias de los polvorines, modelos anexos que se proporcionan gratuitamente.

Entregados los documentos debidamente requisitados y que la zona militar correspondiente haya inspeccionado que reúnen las medidas de control, seguridad y vigilancia para el uso de explosivos, esta Secretaría, si están completos y correctos los documentos, normalmente entregará los Permisos a quienes los hayan solicitado, en un plazo no mayor de 10 días hábiles.

Por lo anterior, se le agradecerá hacerlo del conocimiento de sus agremiados; enfatizando que la tardanza es la obtención de los documentos que son expedidos en otras dependencias.

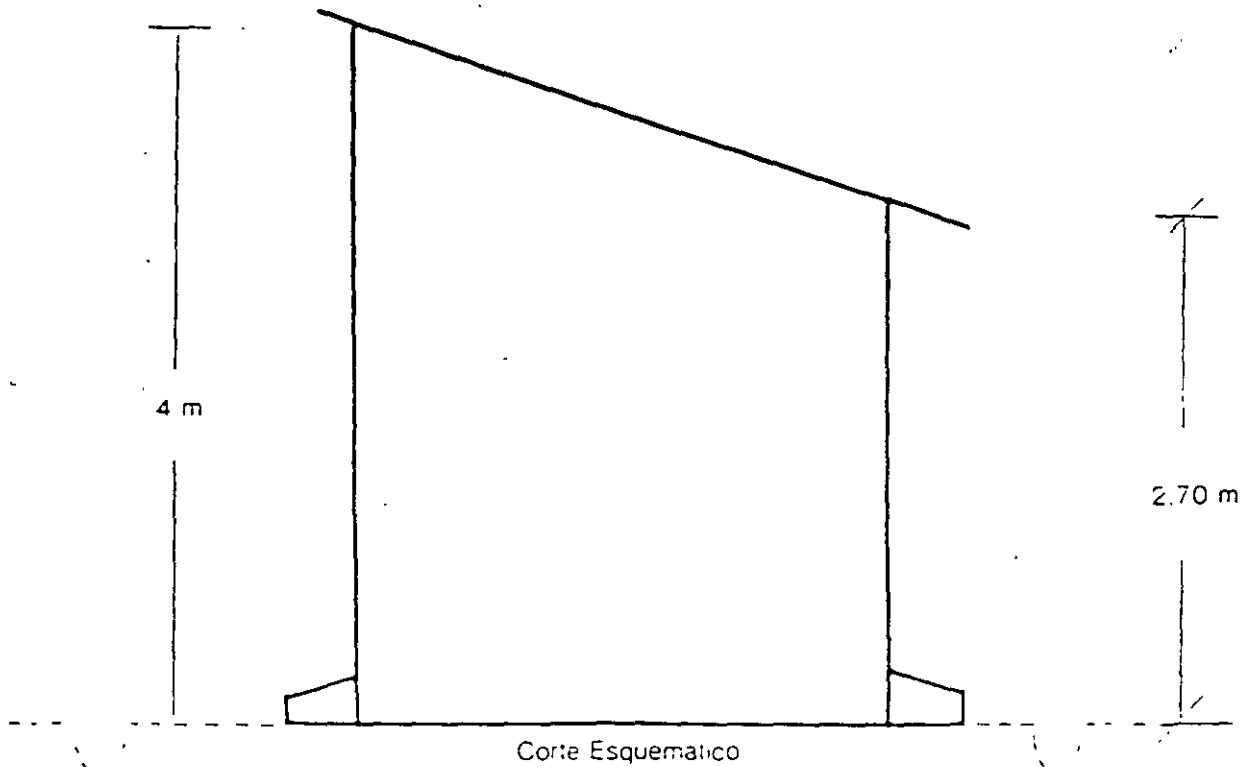
SUFRAGIO EFECTIVO. NO REELECCION.
EL DIRECTOR.

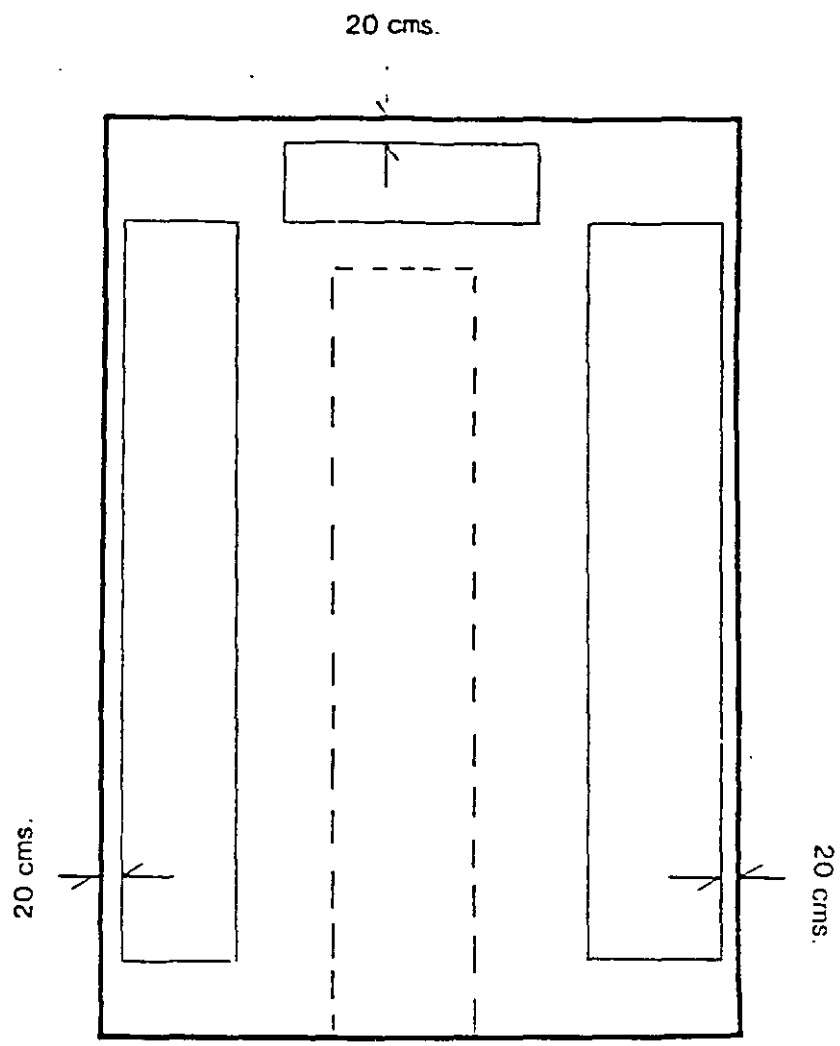
GENERAL FRANCISCO SUERRERO.

AL PRESENCIA DE ESTE OFICIO CUERPO
LUDICARIO CONVENIENTES EN EL CASO
DEL ANULO SUPERIOR DEPARTAMENTO

CARACTERISTICAS POLVORINES

- 1.— Pendiente en Banqueta
- 2.— Dren Perimetral
- 3.— Pala y Pico disponibles
- 4.— Bote de Arena
- 5.— Extinguidores (2)
- 6.— Puerta de Acero y Madera con Chapa y Candado
- 7.— Tierra Fisica
- 8.— Rejilla de ventilación con protección antirroedor
- 9.— Libre de Humedad
- 10.— Pisos pulidos y líneas de accesos

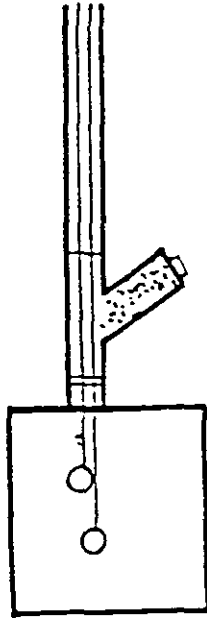




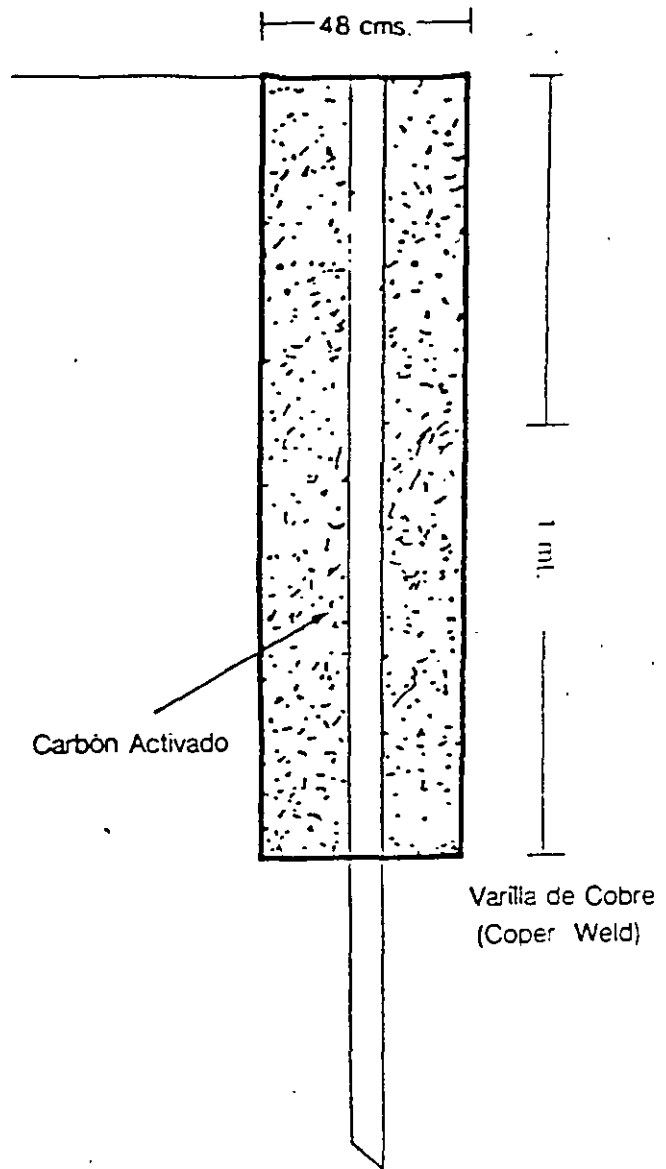
Planta Polvorin

- 11.— Separar estibas de paredes
- 12.— VIGILANCIA (24 Hrs.)
- 13.— Cercado
- 14.— Pararrayos
- 15.— Aplanado y Pintura
- 16.— Tarima de madera
- 17.— 20 mts. libre de mat. orgánica. alrededor
- 18.— Talud o protecc. natural

- 19.— Iluminación APE Nema 9
 Controles por fuera 110 volts
 — Conduit de Pared Gruesa
 — Sellos EYS

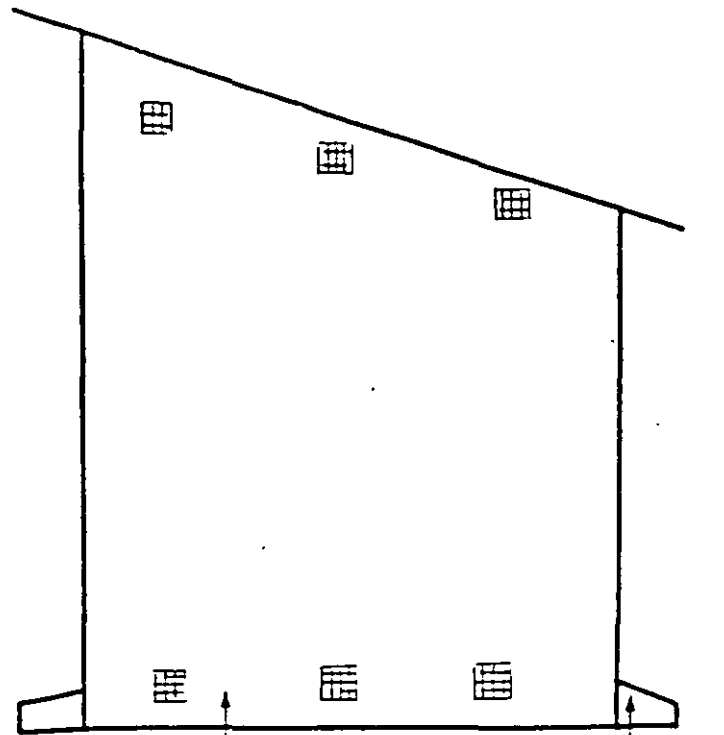


Lámparas Especiales



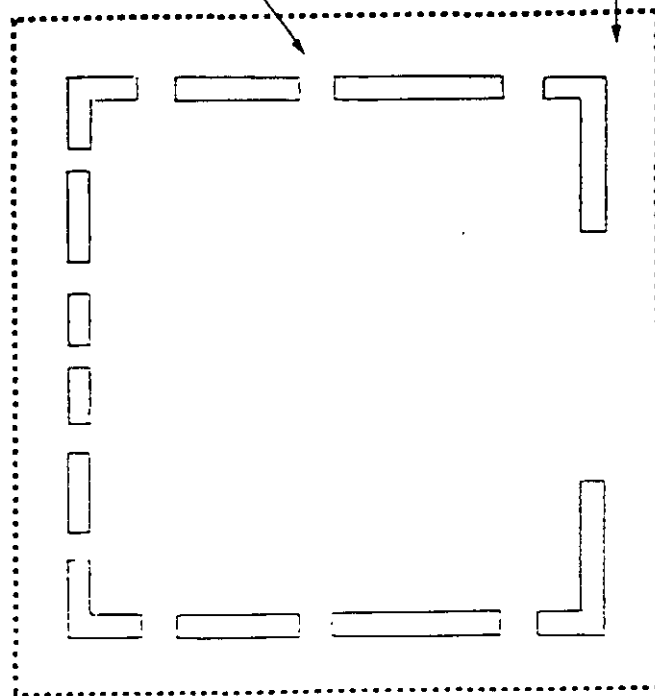
Detalles de tierra física

- 20.— Libro de registro de entracas y salidas
 21.— Copia en cuadro del permiso
 22.— Limite máximo de personas (letrero)
 23.— Anuncios:
 24.— Tambores de 200. con agua.
 Polvorin No. _____
 Peligro Explosivos
 Prohibido Fumar

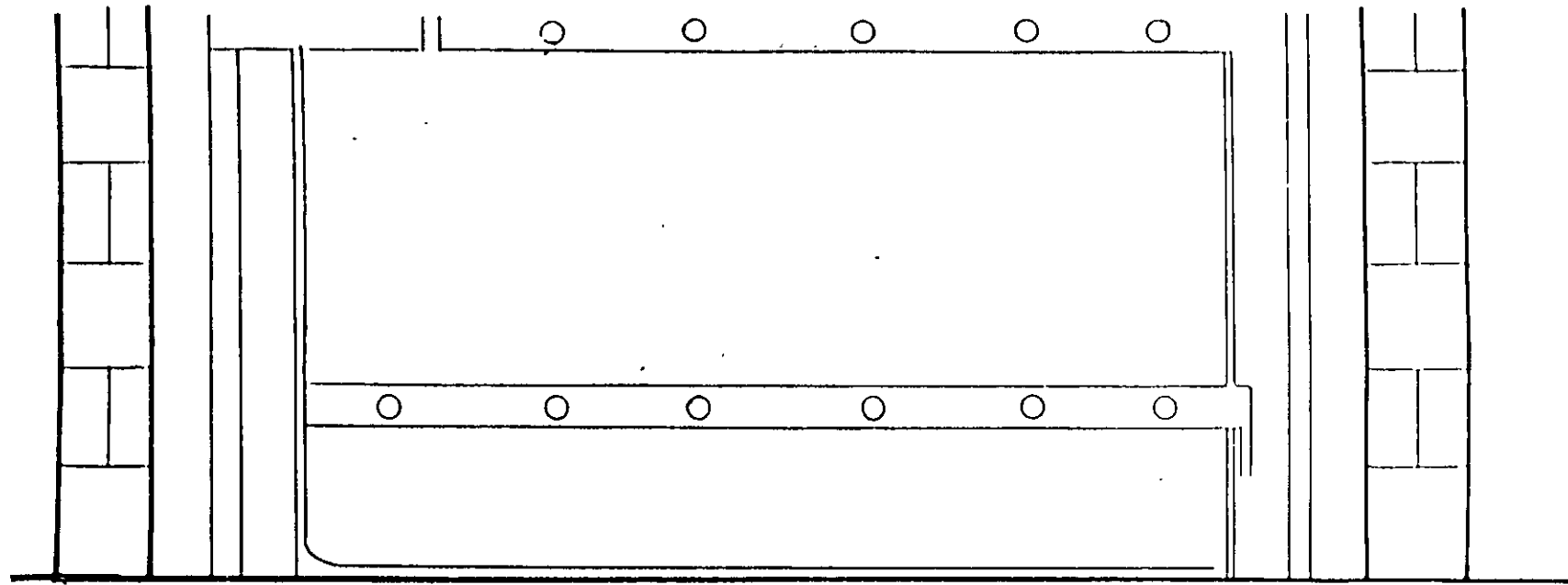


REJILLAS DE VENTILACION

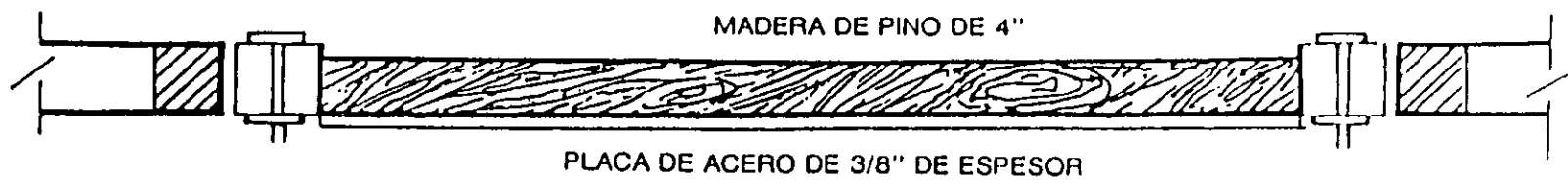
BANQUETAS



CROQUIS SIN ESCALA DE LA DISPOSICION DE LAS REJILLAS DE VENTILACION

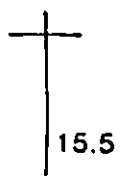


MARCO DE PUERTA
POLIN DE MADERA
2 PZAS. DE 4"X8"



PLACA DE ACERO DE 3/8" DE ESPESOR

MADERA DE PINO DE 4"



15.5

PUERTA DE ACCESO
DETALLE

SECRETARIA DE LA DEF. NAL.

DIR. GRAL. REG. FED. ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS.

CERTIFICADO DE SEGURIDAD

DEL

POLVORIN O ALMACEN

No. _____

EL SUSCRITO _____

PRIMERA AUTORIDAD.

(Nombre y Apellido)

HACE CONSTAR Y CERTIFICA

QUE LOS POLVORINES UBICADOS EN: _____

(Referidos a puntos conocidos del terreno para su fácil localización)

DESTINADOS PARA ALMACENAR: _____

(Pólvora, dinamita, explosivos al nitrato de amonio,

artificios, clorato, nitrocelulosa, nitrato de amonio, etc.)

QUE SERA UTILIZADO POR: _____

(Denominación o razón social)

CON DOMICILIO EN: _____

Localidad

Municipio

Estado

EN LA ACTIVIDAD DE: _____

(Explotación de canteras, industria de la construcción, minerametalúrgica, cerillera, de

pinturas, etc.)

POR SUS CONDICIONES, SITUACION Y MEDIDAS DE SEGURIDAD, SON ADECUADOS: NO PRESENTAN PELIGRO PARA MANTENER EL ORDEN PUBLICO, ESTAN PROTEGIDOS CONTRA ROBOS Y GARANTIZAN LA TRANQUILIDAD DE LA POBLACION.

_____ a _____ de _____ de 19 _____

EL PRESIDENTE MUNICIPAL
(FIRMA Y SELLO)

SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL
DIRECCION GENERAL DEL REGISTRO FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS
LOMAS DE SOTELO, D.F.

CERTIFICADO DE SEGURIDAD DEL LUGAR DE CONSUMO DE EXPLOSIVOS, ARTIFICIOS O SUBSTANCIAS QUIMICAS RELACIONADAS CON LOS MISMOS. EXPEDIDO POR LA PRIMERA AUTORIDAD ADMINISTRATIVA.

EL SUSCRITO: _____ PRIMERA AUTORIDAD

ADMINISTRATIVA DE: _____

HACE CONSTAR Y CERTIFICA:

QUE _____
 (Denominación o razón social)

CON DOMICILIO EN:

CALLE	NUMERO	CIUDAD, POBLACION O LOCALIDAD
-------	--------	-------------------------------

MUNICIPIO O DELEGACION	ESTADO, TERRITORIO O DISTRITO	Z.P.	TELEFONO
------------------------	-------------------------------	------	----------

EMPLEARA LOS MATERIALES SIGUIENTES: _____
 (pólvora, dinamita, explosivos al nitrato de

amonio, artificios, nitrocelulosa, clorato de potasio, etc.)

TRABAJOS QUE EFECTUARA PRECISAMENTE EN EL LUGAR DE CONSUMO UBICADO EN:

 (Referido a puntos conocidos del terreno para su fácil localización)

EL CUAL POR SU SITUACION, NO REPRESENTA PELIGRO PARA LA SEGURIDAD Y TRANQUILIDAD PUBLICA

_____ a _____ de _____ de 19 _____

 Sello y firma

**SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL
DIRECCION GENERAL DEL REGISTRO FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLS**

SOLICITUD DE PERMISO GENERAL PARA DEDICARSE A LA COMPRA Y CONSUMO DE EXPLOSIVOS, ARTIFICIOS Y SUBSTANCIAS QUIMICAS RELACIONADAS CON EXPLOSIVOS (ARTICULO 42 FRACCION I DE LA L.F.A.F.Y

A. DATOS DEL SOLICITANTE:

Apellido Paterno	Apellido Materno	Nombre (s)
Fecha de Nacimiento	Sexo	Lee
Calle	Escribe	Profesion u Oficio
Ciudad, Población o Localidad	Municipio o Delegación	Estado, Distrito
Código Postal.	Teléfono	Nacionalidad

Referencias del Domicilio cuando se requieran.

C. DATOS DE LA NEGOCIACION.

Denominación o Razón Social

Calle	Número
Ciudad, Población o Localización	Código Postal
Municipio o Delegación	Estado o Distrito
Actividad a la que se dedicará	Teléfono

EXPLOSIVOS SOLICITADOS MENSUALMENTE:

(CANTIDADES) Y (TIPOS)

ALTO EXPLOSIVO	
AGENTES EXPLOSIVOS	
ARTIFICIOS	
SUBST. QUIMICAS	
OTROS	

Lugar y fecha

Firma Autorizada.

SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL
DIRECCION GENERAL DEL REGISTRO FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS.
LOMAS DE SOTELO, D.F.

SOLICITUD DE PERMISO EXTRAORDINARIO PARA LA COMPRA DE POLVORA DE EXPLOSIVOS DE ARTIFICIOS O DE SUBSTANCIAS QUIMICAS RELACIONADAS CON LOS MISMOS (ARTICULO 57 DEL REGLAMENTO DE LA LEY FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS).

DATOS DEL SOLICITANTE:

<u>PRIMER APELLIDO</u>	<u>SEGUNDO APELLIDO</u>	<u>PRIMER NOMBRE</u>	<u>SEGUNDO NOMBRE</u>
<u>FECHA DE NACIMIENTO</u>	<u>NACIONALIDAD</u>	<u>SEXO</u>	<u>LEE</u> <u>ESCRIBE</u> <u>PROFESION, OFICIO</u>
<u>OCUPACION</u>	<u>CALLE</u>	<u>NUMERO</u>	<u>CIUDAD, POBLACION O LOCALIDAD</u>
<u>MUNICIPIO O DELEGACION</u>	<u>ESTADO, TERRITORIO O DISTRITO</u>	<u>Z.P.</u>	<u>TELEFONO</u>

REFERENCIAS DEL DOMICILIO CUANDO LAS REQUIERA

DATOS DE LA NEGOCIACION

DENOMINACION O RAZON SOCIAL

<u>CALLE</u>	<u>NUMERO</u>	<u>CIUDAD, POBLACION O LOCALIDAD</u>
--------------	---------------	--------------------------------------

<u>MUNICIPIO O DELEGACION</u>	<u>ESTADO, TERRITORIO O DISTRITO</u>	<u>Z.P.</u>	<u>TEL</u>
-------------------------------	--------------------------------------	-------------	------------

ACTIVIDAD A LA QUE SE DEDICARA

CANTIDADES Y CLASES DE MATERIALES EXPLOSIVOS POR COMPRAR

TIEMPO EN QUE SE CONSUMIRAN LOS MATERIALES SEÑALADOS EN EL PUNTO ANTERIOR

PROTESTO, QUE LOS DATOS ANOTADOS SON VERIDICOS, QUE LA FIRMA ES AUTENTICA Y LA UNICA QUE UTILIZARE EN LOS DOCUMENTOS QUE DIRIJA A LA SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL.

Lugar y Fecha

Firma del solicitante

SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL
 DIRECCION GENERAL DEL REGISTRO FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS.
 LOMAS DE SOTELO, D.F.

REFERENCIAS DEL LUGAR DONDE EL SOLICITANTE CONSUMIRA O USARA LOS EXPLOSIVOS ARTIFICIOS O SUS-
 TANCIAS QUIMICAS RELACIONADAS CON LOS MISMOS, EN LAS OBRAS, OPERACIONES INDUSTRIALES O EXPLO-
 TACION MINERA QUE SEÑALA EN SU GESTION PETITORIA.

(Denominación o Razón Social del peticionario)

SITUACION EXACTA DEL LUGAR DE CONSUMO:

(Referida a puntos conocidos del terreno

para facilitar su localización).

UBICADO EN:

Municipio

Delegación

Estado

Distrito

DISTANCIAS MAS CORTAS, EN SUS ALREDEDORES A:

MTS.

MTS.

MTS.

Casas habitación

MTS

MTS.

Carreteras

Vías Férreas

Lineas eléctricas

Polvorines

"EXISTE O NO" BARRERA DE PROTECCION A:

Casas habitación

Carreteras

Vías férreas

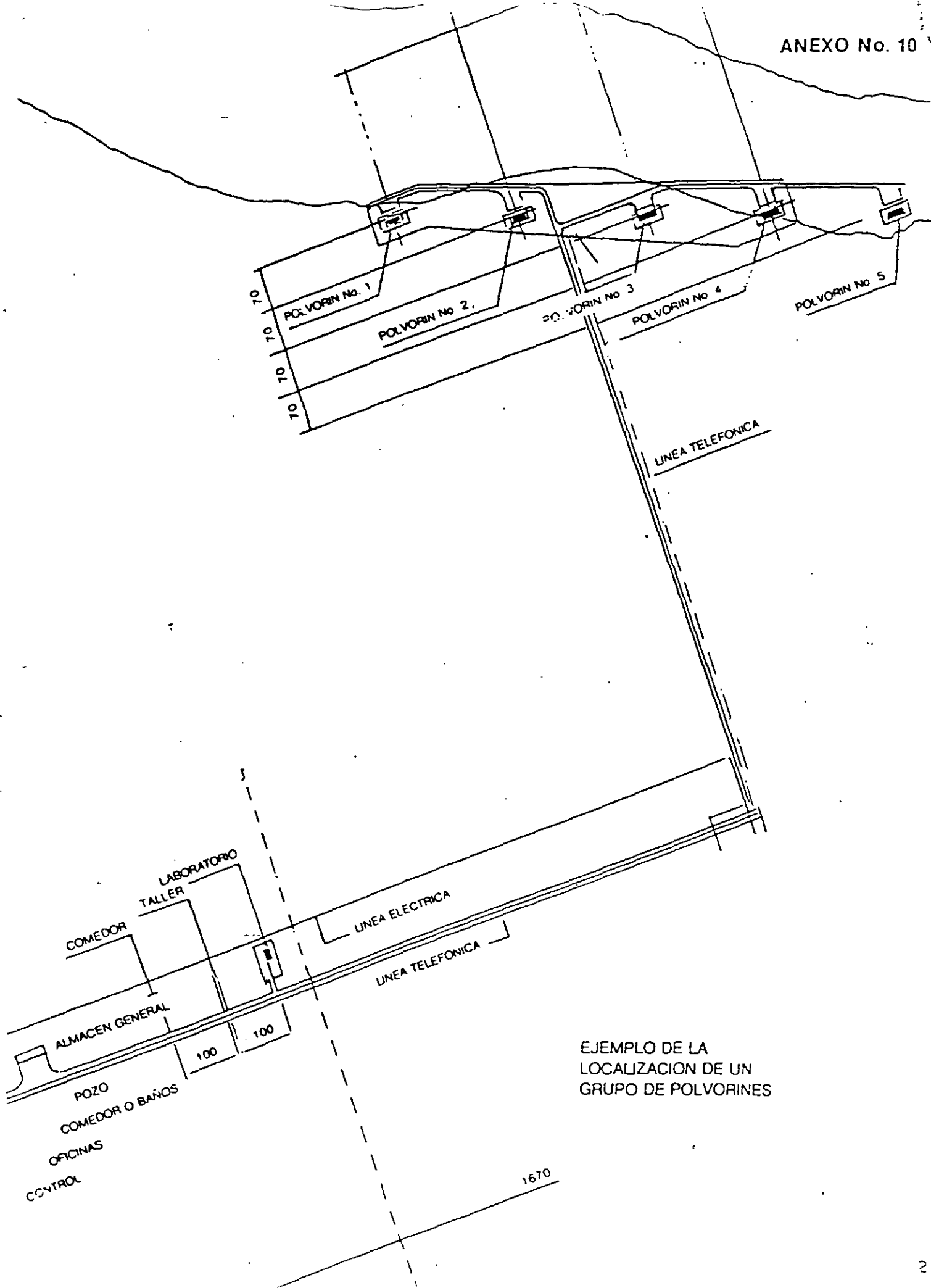
Lineas eléctricas

Polvorines

LUGAR Y FECHA

FIRMA DEL INTERESADO

NOTA: "BARRERA DE PROTECCION", SIGNIFICA CUALQUIER ELEVACION NATURAL DEL TERRENO MURALLA AR-
 TIFICIAL DE ESPESOR NO MENOR DE UN METRO CONSTRUIDA CON TIERRA, ADOBES O SACOS TERRE-
 NOS, O BOSQUE DE TAL DENSIDAD QUE LAS PARTES CIRCUNDANTES QUE REQUIERAN PROTECCION NO
 PUEDAN VERSE DESDE EL LUGAR DE CONSUMO DE EXPLOSIVOS AUN CUANDO LOS ARBOLES ESTEN
 DESPROVISTOS DE HOJAS.



EJEMPLO DE LA LOCALIZACION DE UN GRUPO DE POLVORINES

REFERENCIAS DE POLVORINES

REFERENCIAS DE POLVORINES DONDE EL SOLICITANTE ALMACENARA EXPLOSIVOS, ARTIFICIOS Y/O SUECIAS QUE UTILIZARA EN OBRAS, OPERACIONES INDUSTRIALES, COMERCIALES O EN LA EXPLOTACION MINERA.

POLVORINES No. _____ (o ALMACEN)

NOMBRE _____

RAZON SOCIAL _____

SITUACION EXACTA DEL POLVORIN _____

Referida a puntos conocidos del terreno para facilitar su colocación.

UBICADO EN _____ ó _____

Municipio o Delegación

Estado

Distrito Federal

TIPO _____

Superficial

Semi-enterrado

Enterrado

Socavón

de mina

Móvil

DIMENSIONES INTERIORES _____ mts. _____ mts. _____ mts. VENTILACION _____

Largo

Ancho

Alto

MATERIALES DE CONSTRUCCION DE _____

Cimientos

Muros

Piso

Puertas

Techo

DISTANCIAS MAS CORTAS DEL POLVORIN A: _____ mts. _____ mts. _____

Casas habitación

carreteras

vías

_____ mts. No. _____ mts. SI O NO EXISTE BARRA DE PROTECCION A:

férreas

polvorin

_____ mts. _____ mts. _____ mts. _____ mts. del polvorin

casas habitación

carreteras

vías férreas

líneas eléctricas

ARTICULO Y CANTIDAD POR ALMACENAR: _____

tratándose de explosivos, se tendrá en cuenta: capacidad y tablas de "compatibilidad" y distancia cantidad

VIGILANCIA Y SEGURIDAD: _____

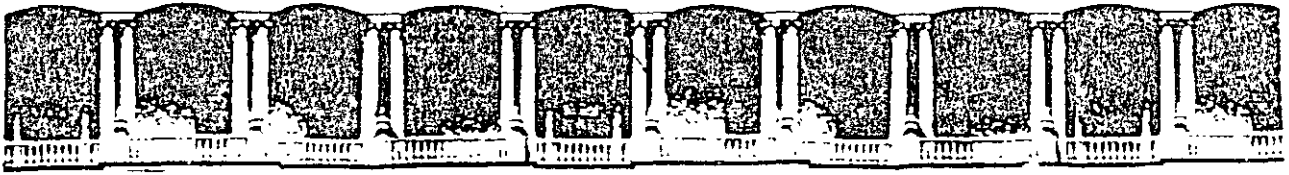
(describirlas)

CASA PROVEEDORA _____ PERMISO GENERAL NUMERO _____

Lugar y fecha

AUTORIZADO

NOTA: "BARRERA DE PROTECCION". SIGNIFICA CUALQUIER ELEVACION NATURAL DEL TERRENO MURALLA ARTIFICIAL DEL ESPESOR O MENOR DE UN METRO CONSTRUIDA CON TIERRA, ADOBES O SACOS TERRE- ROS O BOSQUE DE TAL DENSIDAD QUE LAS PARTES CIRCUNDANTES QUE REQUIERAN PROTECCION PUEDAN VERSE DESDE EL POLVORIN, AUN CUANDO LOS ARBOLES ESTEN PROVISTOS DE HOJA.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

**PROPIEDADES GEOMÉTRICAS Y
MECÁNICAS DE LAS ROCAS**

**ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

PROPIEDADES GEOMETRICAS Y MECANICAS DE LAS ROCAS

Raúl Cuéllar Borja

1.- PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS

1.1.- INTRODUCCION

En este capítulo se describen algunos de los sistemas usuales que se utilizan para describir ya sea en forma gráfica o escrita las características geométricas de la estructura de los macizos rocosos.

1.2.- Mapas geológicos

Estos mapas contienen la delimitación geográfica de las formaciones de roca existentes en el lugar y se aprovechan para señalar mediante una simbología las características de la estructura de los macizos rocosos como son: plegamientos, cabalgaduras, hundimientos, etc., así como los rasgos más significativos de las discontinuidades como son: fracturas o juntas, fallas, planos de estratificación, planos de foliación, oquedades, etc.

Es importante anotar la orientación (rumbo y echado) y espaciamiento de las discontinuidades, así como una descripción de las características de las caras o planos de discontinuidad. Por ejemplo: Los términos cerradas o abiertas se aplican para describir el grado

de estanqueidad de las discontinuidades, esta información debe acompañarse de una descripción del material de relleno. También deben anotarse las características de los plaus en los que están contenidas las caras de las juntas, por ejemplo: si el plaus es recto o alabeado y si las caras son lisas, rugosas o escalonadas. A estas características de los plaus de las juntas se les puede asignar un número en función de su resistencia al corte.

Existen dos formas básicas para representar las estructuras y los rasgos estructurales.

1) Mapas con la localización geográfica de estructuras y rasgos estructurales, anotando sus características físicas de orientación y posición y 2) Gráficas en las que se muestra la frecuencia relativa de las discontinuidades, mostrando el intervalo de variación de las orientaciones que ocurren en el sitio.

Ambos sistemas tienen sus ventajas y limitaciones.

El primer sistema es preferido para usos generales. Permite la construcción de secciones transversales en cualquier área crítica particular del proyecto, ya sea una ladera o la pared de una excavación subterránea. De esta manera se puede identificar la presencia de alguna discontinuidad cuya orientación sea adversa a alguna excavación.

En este sistema se incluyen también los mapeos de socavones y lumbreras de exploración geológica.

La simbología de banderas de Mueller es muy adecuada en este sistema de representación. En las Figs 1 y 2 se presentan ejemplos de estas simbologías.

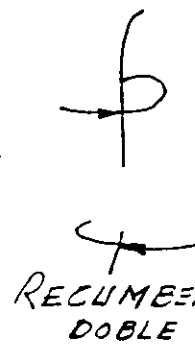
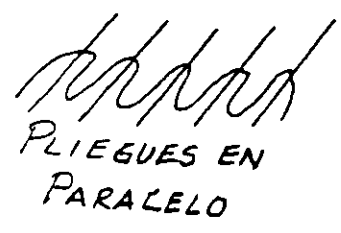
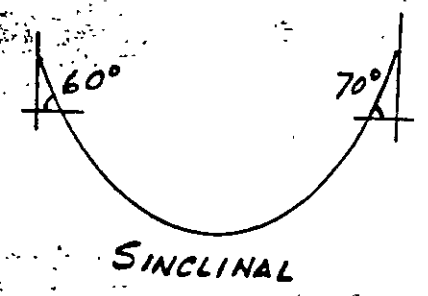
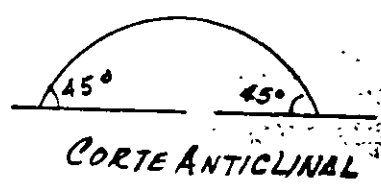
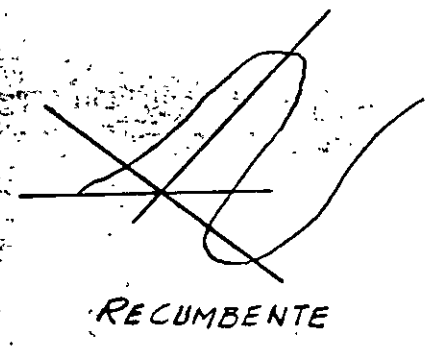
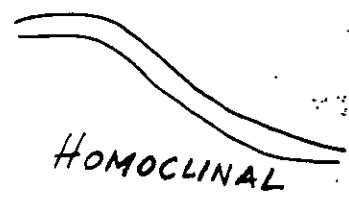
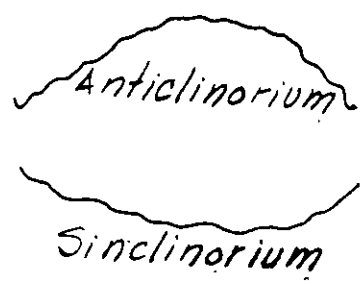
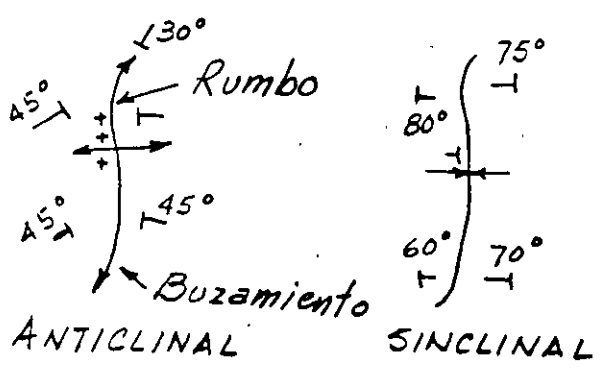
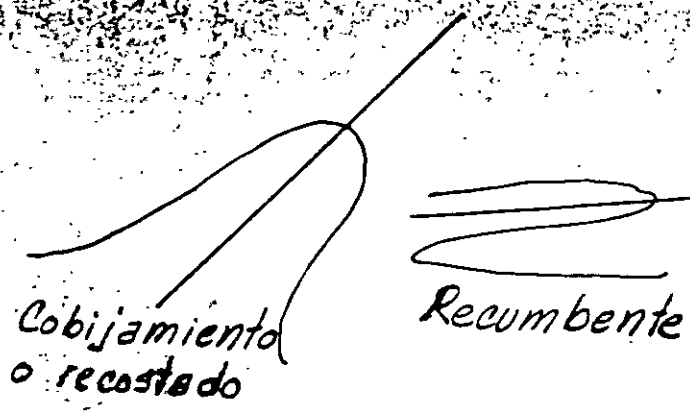
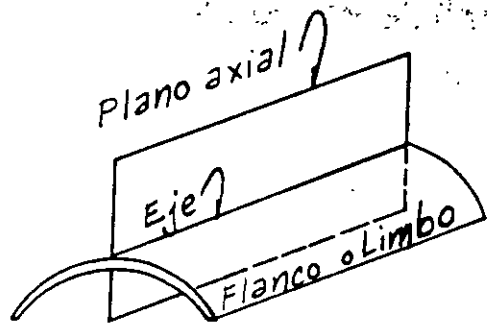
Las gráficas estadísticas más usuales son: a) La roseta de fallas y fracturas y b) Las proyecciones estereográficas.

Las ventajas de estos sistemas es que permiten ubicar un gran número de observaciones y pueden sacarse valores "promedio". Hay que tener cuidado con esto pues el peligro puede venir de una sola discontinuidad mayor, y que no necesariamente se encuentre en el promedio.

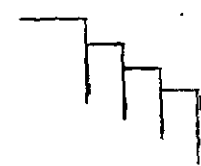
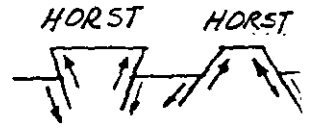
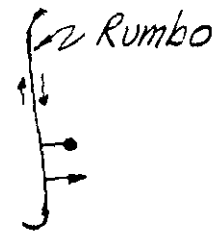
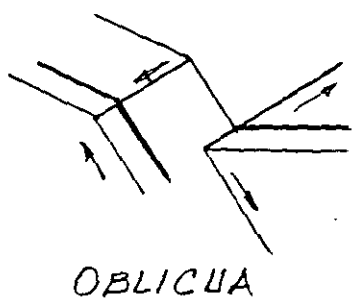
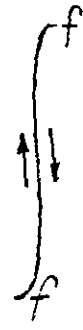
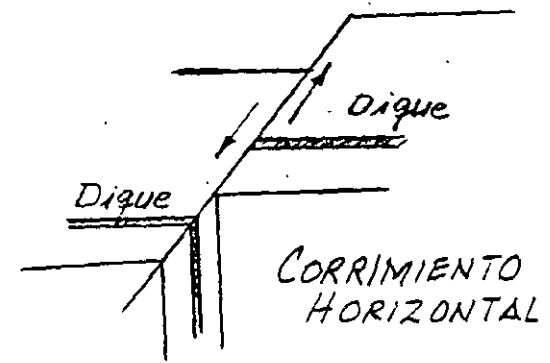
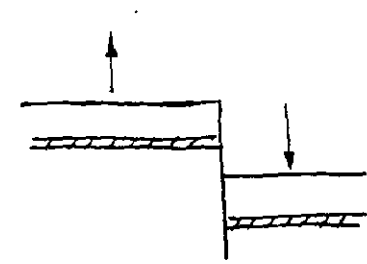
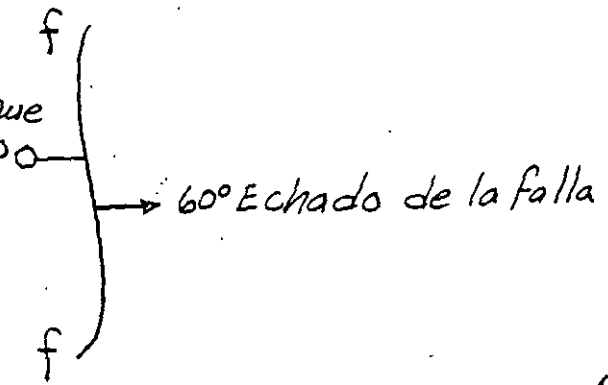
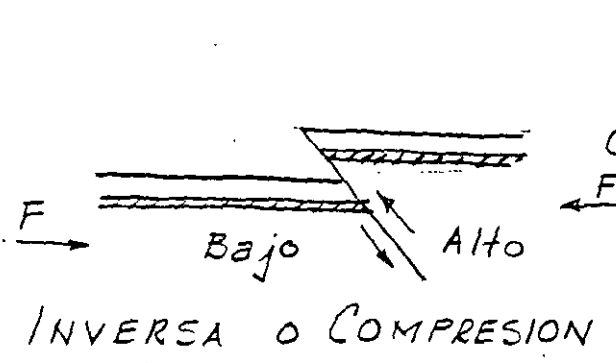
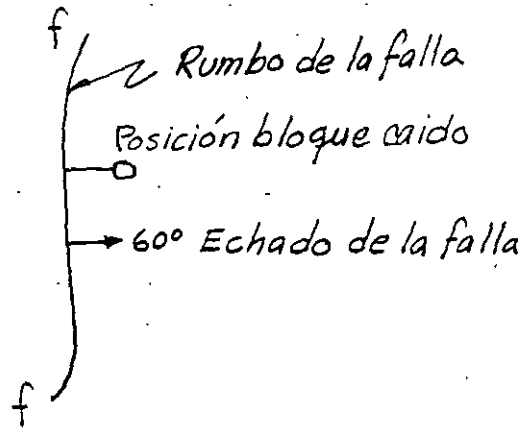
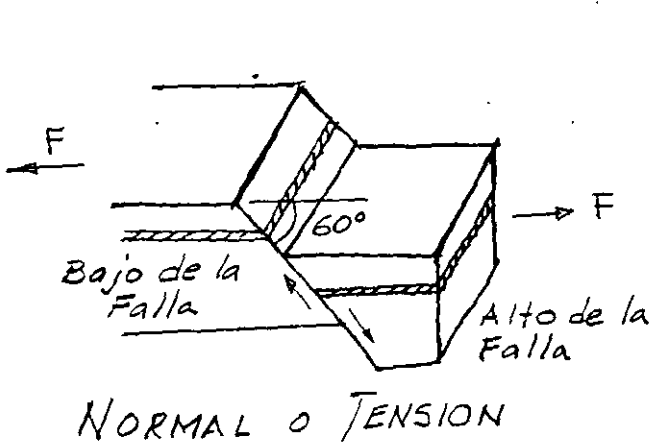
En la Fig 3 se presenta una roseta de fracturas y fallas y en las Figs. 4 y 5 un sistema de representación estereográfica con base en el hemisferio inferior.

1.3. Clasificación de la roca "in situ" para propósitos ingenieriles.

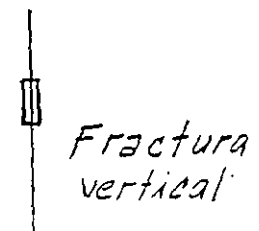
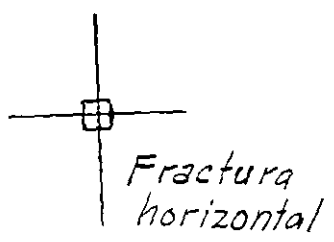
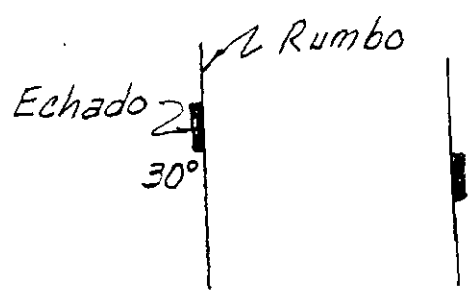
Además de los mapas y las gráficas estadísticas de las discontinuidades geológicas, es deseable tener alguna forma de clasificación que permita la caracterización de los macizos rocosos. El propósito de esta clasificación es para facilitar la comunicación entre ingenieros



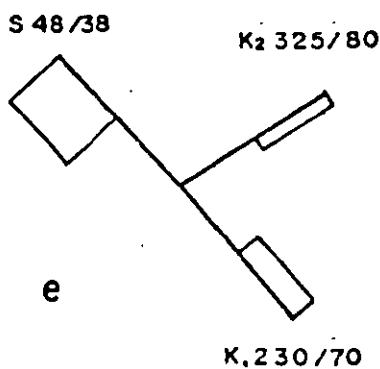
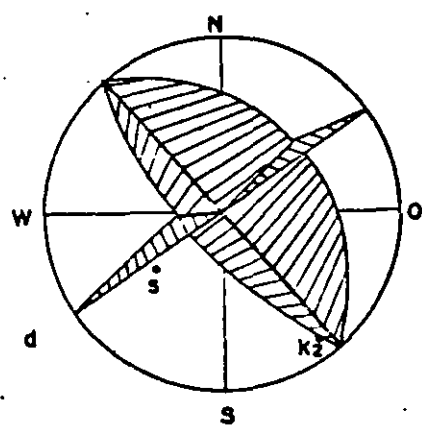
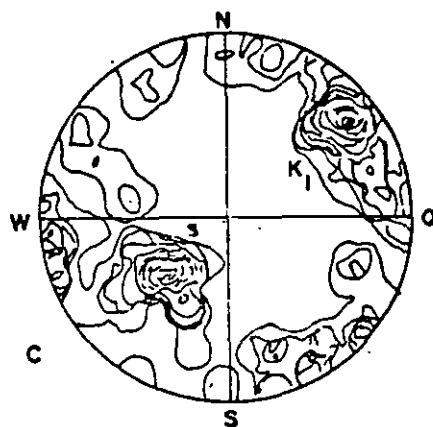
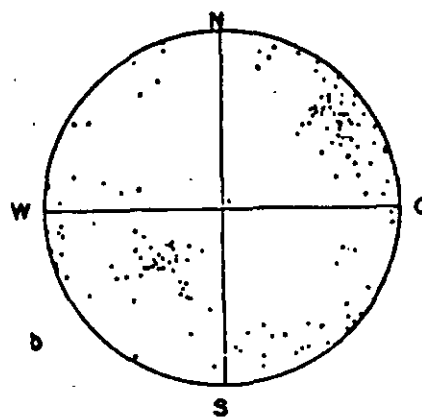
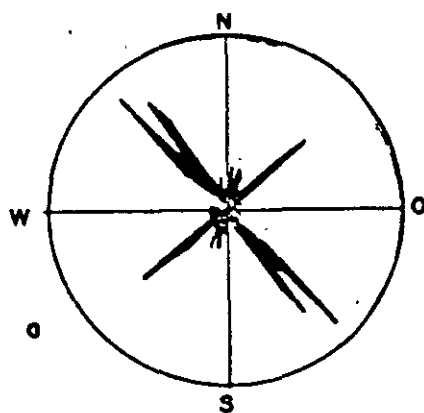
FALLAS



ESCALERA ECHELON



Representación de planos estructurales —



- a) Rosa de vientos
- b) Diagrama de puntos (polos)
- c) Diagrama de frecuencias
- d) Circulos grandes y polos
- e) Cuadrados unitarios segun MULLER

.PREPARACION DE DIAGRAMAS

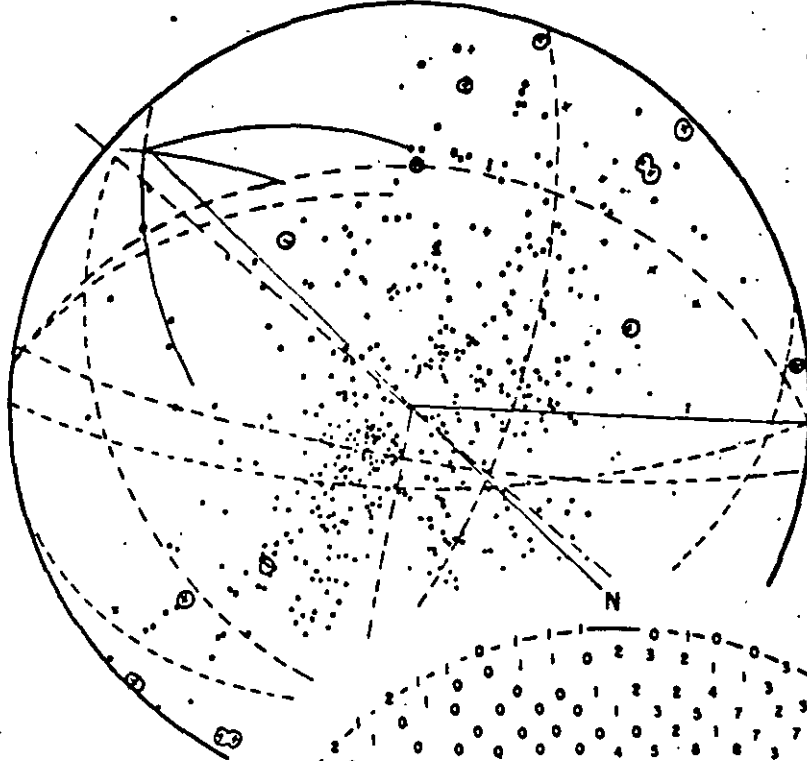
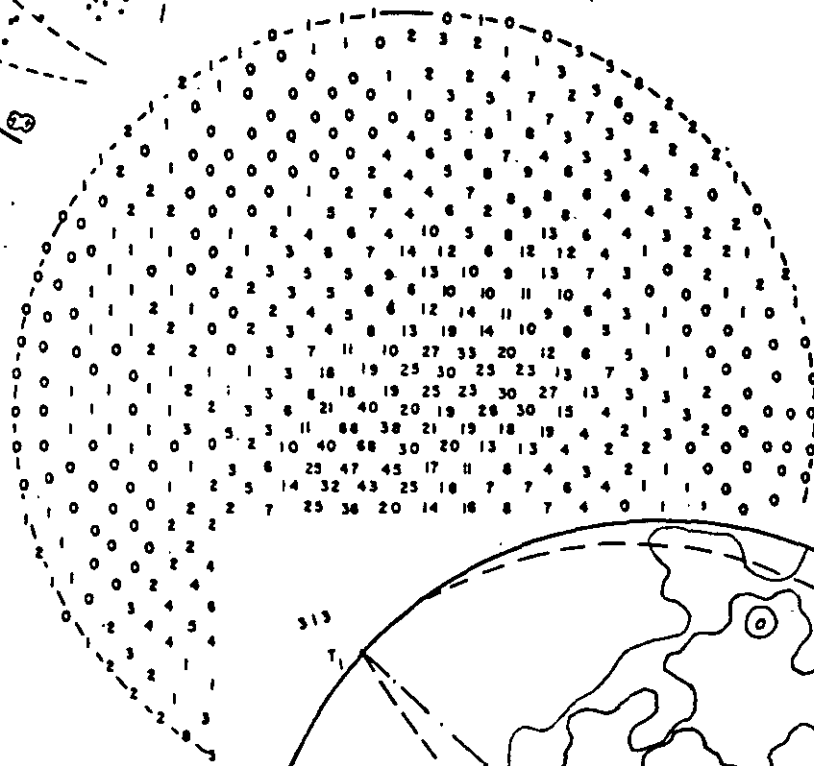


Diagrama de puntos



Conteo

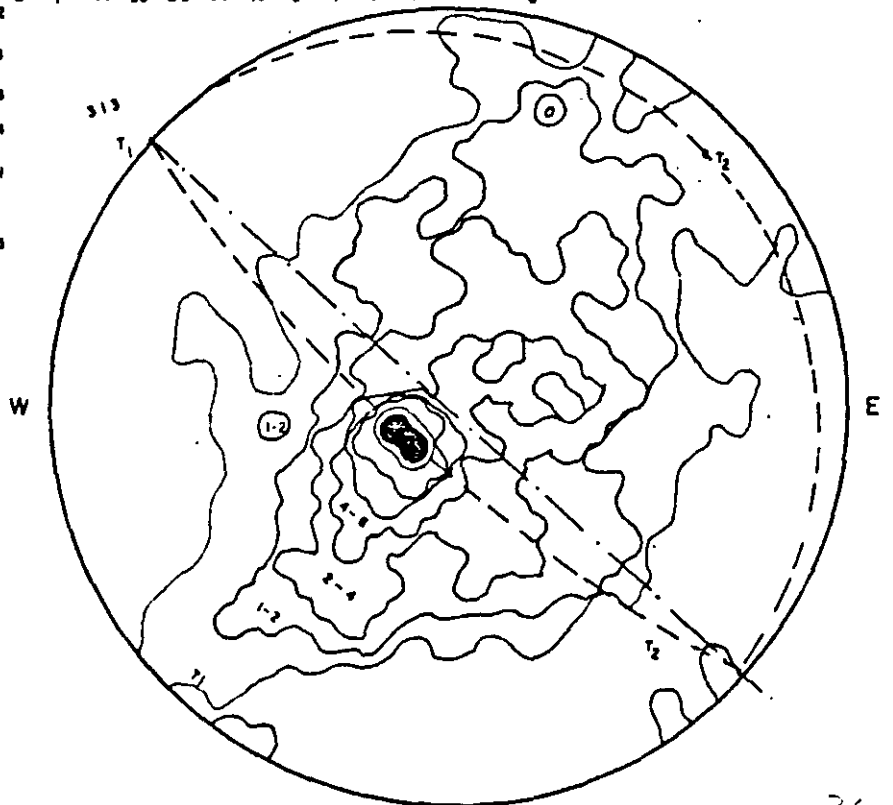
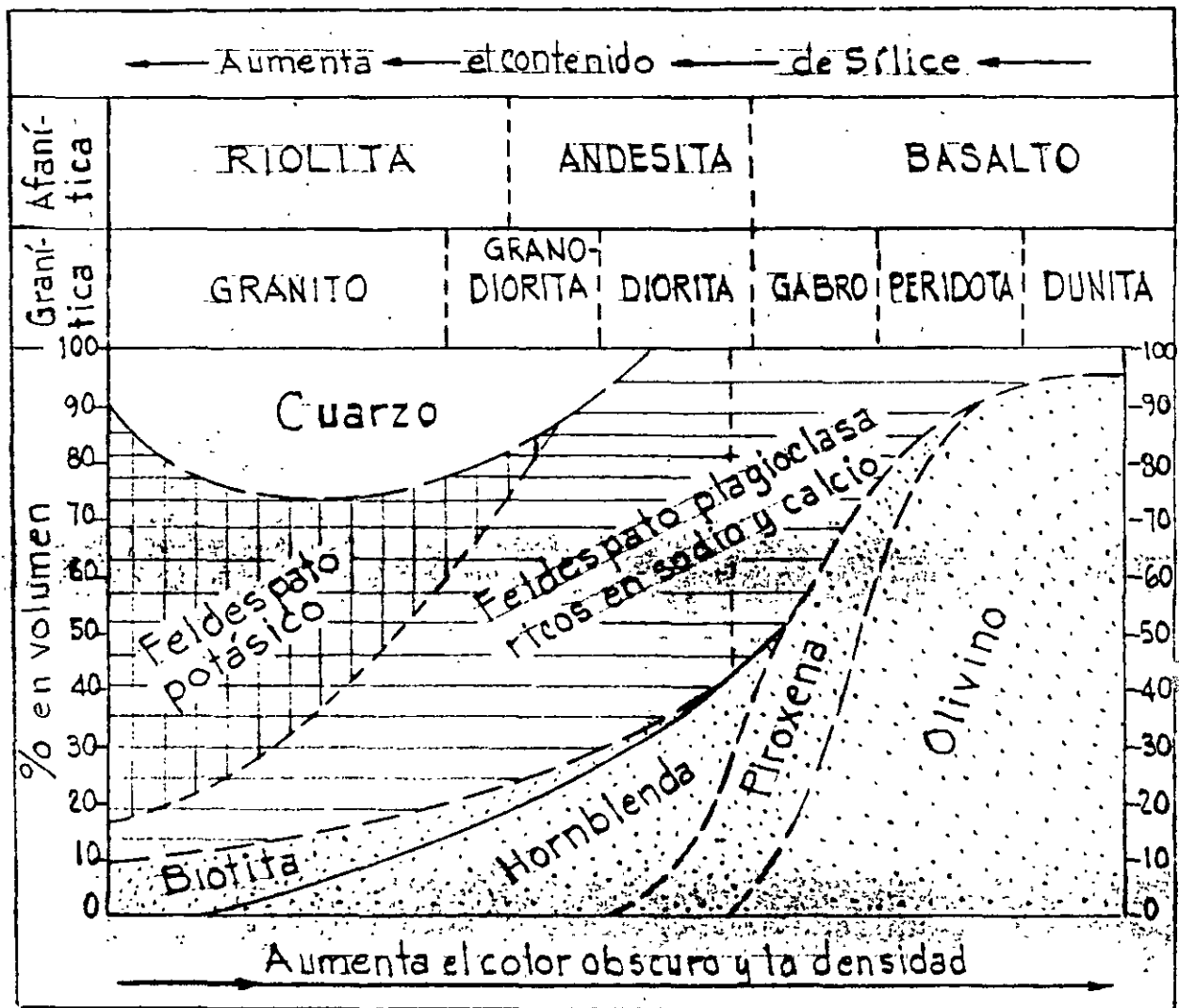


Diagrama de frecuencia



COMPOSICION MINERALOGICA DE LAS ROCAS

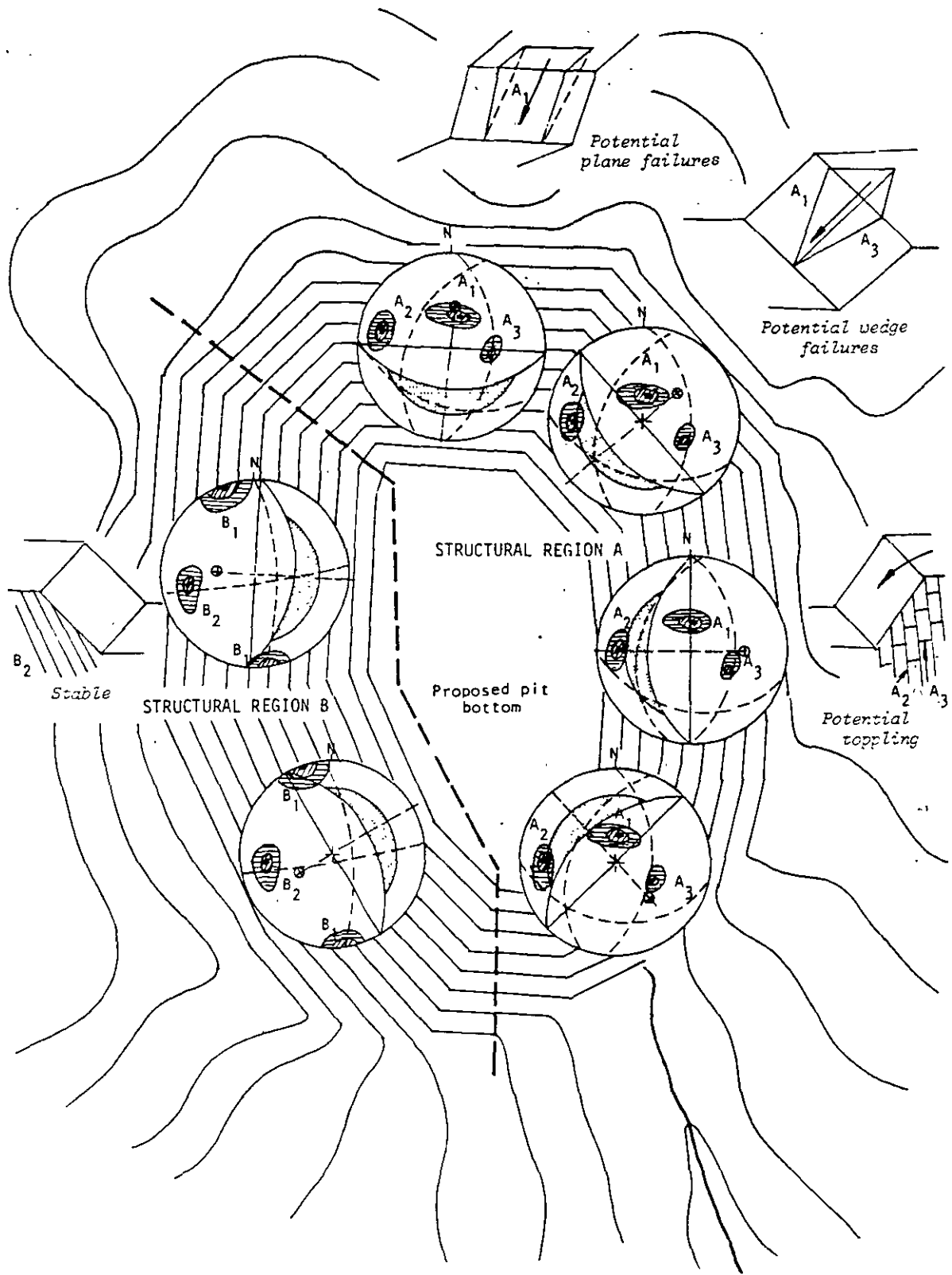
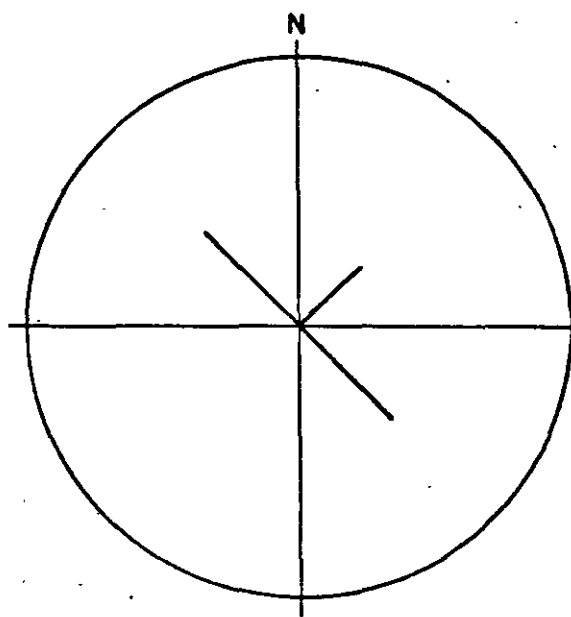


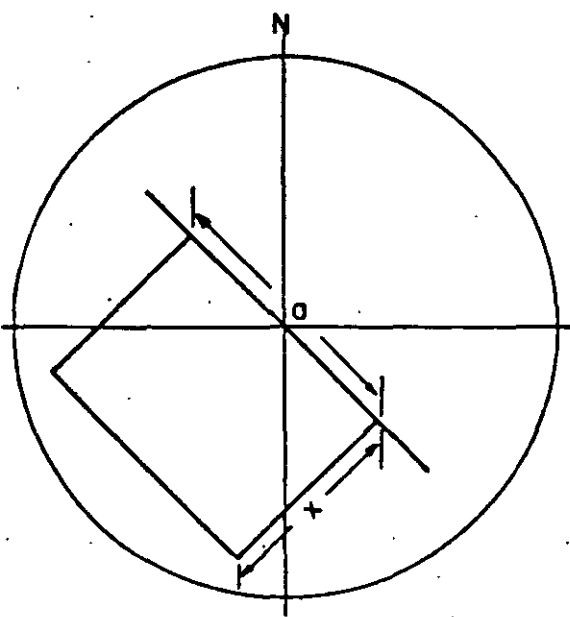
Figure 21 : Presentation of structural geology information and preliminary evaluation of slope stability of a proposed open pit mine.

La banderola de MÜLLER

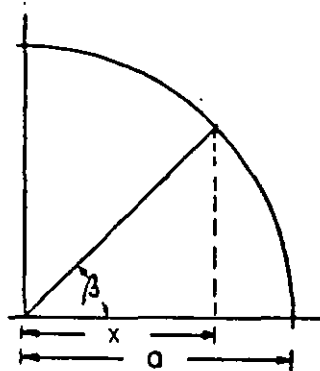
La representación de un plano geológico por medio del escorzo de un cuadrado unitario



Simbolo convencional

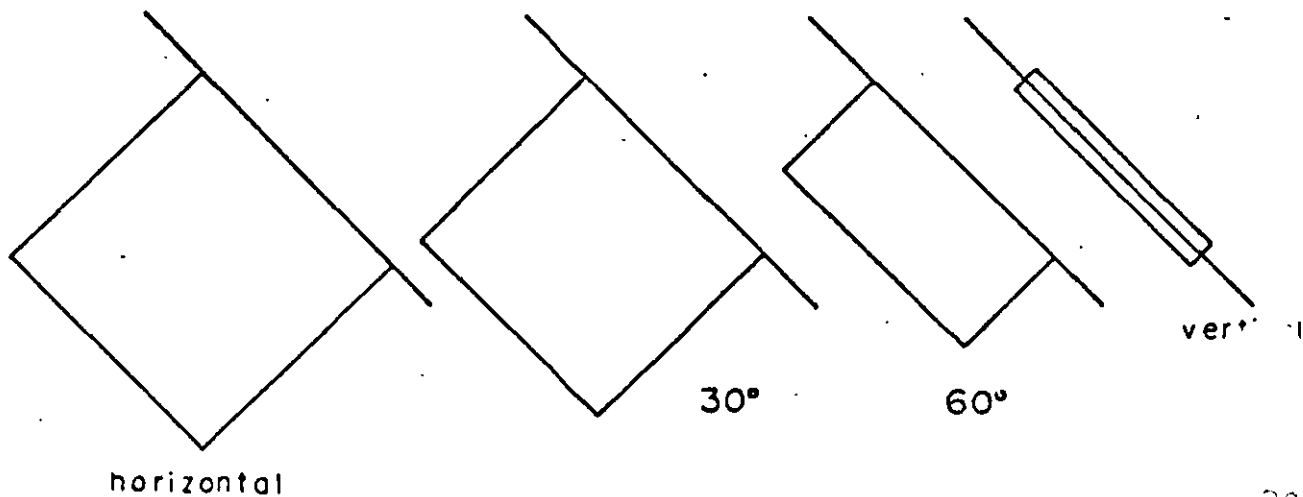


"Banderola de MÜLLER"



Determinación gráfica del escorzo x

$$x = a \cdot \cos \beta$$



geotecnistas, proyectistas y contratistas.

Una propuesta de Don H. Deere que proporciona una terminología uniforme para la descripción de juntas es la siguiente:

DESCRIPCION	Espaciamiento de juntas	
	Sist. Inglés	Sist. Métrico
Muy cercanas	Menos de 2"	Menos de 5 cm
Cercanas	2" - 1'	5 cm - 30 cm
Medianamente cercanas	1' - 3'	30 cm - 1 m
Espaciadas	3' - 10'	1 m - 3 m
Muy espaciadas	Más de 10'	Más de 3 m

TERMINOLOGIA DESCRIPTIVA PARA EL ESPACIAMIENTO DE JUNTAS

En los siguientes apartados se describirán dos métodos generales para calificar la calidad de la roca "in situ" basadas sobre la cantidad relativa de fracturamiento y alteración.

En uno de los métodos se utiliza una recuperación de núcleos modificada como base de la clasificación y en el otro, se utiliza la velocidad sísmica.

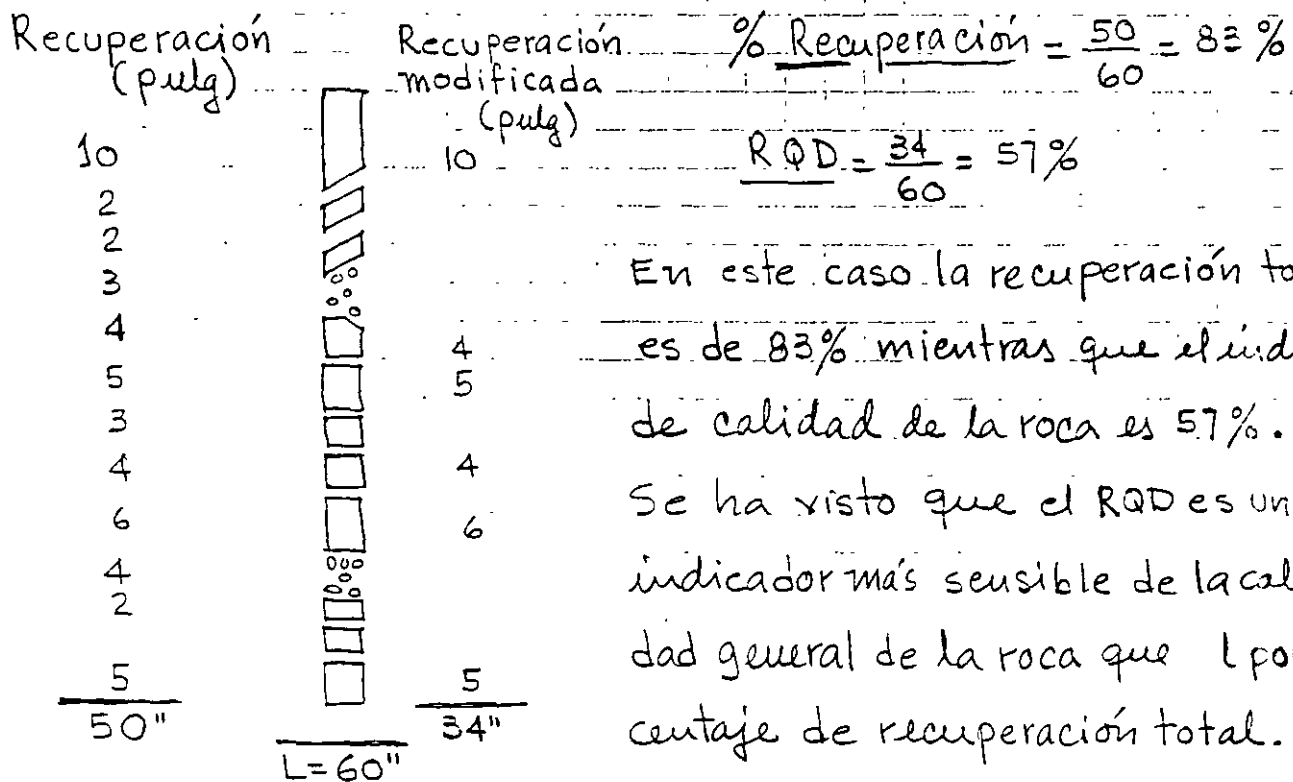
1.3.1.- Índice de Calidad de la Roca, R.Q.D.

(Rock quality designation)

El índice de calidad de la roca (RQD) está basado sobre un procedimiento de recuperación de núcleos modificado, el cual está apoyado indirectamente sobre el número de fracturas y la cantidad de alteración o suavidad de la roca como se observa en los núcleos recuperados en un barrenamiento.

En lugar de contar las fracturas, se obtiene una medida indirecta mediante la suma de todos los fragmentos duros sanos con longitud ≥ 10 cm.

Ejemplo:



En este caso la recuperación total es de 83% mientras que el índice de calidad de la roca es 57%. Se ha visto que el RQD es un indicador más sensible de la calidad general de la roca que el porcentaje de recuperación total.

Si el núcleo se rompe por manejo o por efectos de la perforación p. ej. si la superficie de la fractura se observa fresca de berán unirse los dos fragmentos y considerarse como una sola pieza.

Este criterio puede cambiarse cuando se trate de rocas sedimentarias con estratificación delgada y rocas metamórficas foliadas. Sin embargo este sistema ha sido aplicado exitosamente aún para lutitas, siendo necesario realizar inmediatamente el registro después de sacar los núcleos del muestreador y antes del efecto de fracturamiento por secado al aire.

Este método penaliza la roca con pobre recuperación. Esto es apropiado porque una recuperación pobre generalmente coincide con un calidad pobre. Esto no siempre es cierto pues el equipo de perforación y la técnica empleada pueden ocasionar pobre recuperación. Por esta razón se recomienda el uso del doble barril giratorio con diámetro mínimo NX ($2\frac{1}{8}$ "

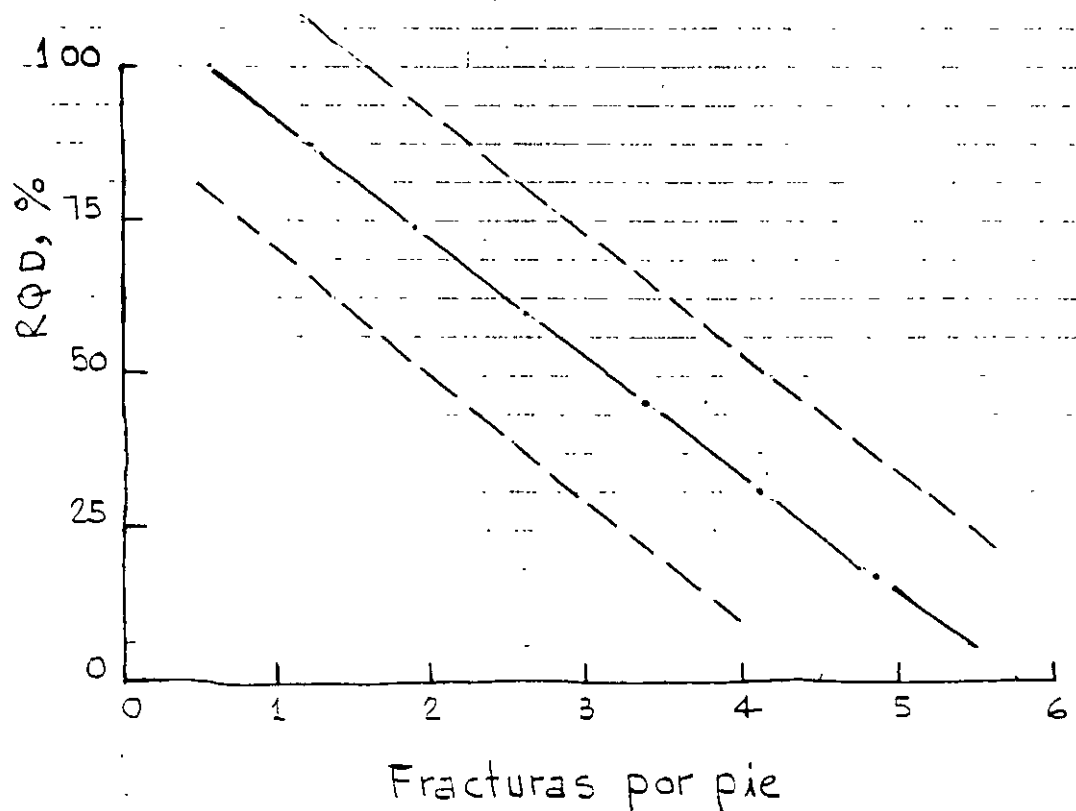
Tan simple como parece este método, se ha encontrado que existe una buena correlación entre los valores numéricos del RQD y la calidad ingenieril de las rocas.

El RQD usualmente ha sido utilizado por algunas Compañías Americanas, Consultores en Geotecnia y Contratistas para la evaluación de la calidad de la roca.

Indice de Calidad de roca RQD, %	Descripción de la Calidad
0 - 25	Muy pobre
25 - 50	Pobre
50 - 75	Regular
75 - 90	Buena
90 - 100	Excelente

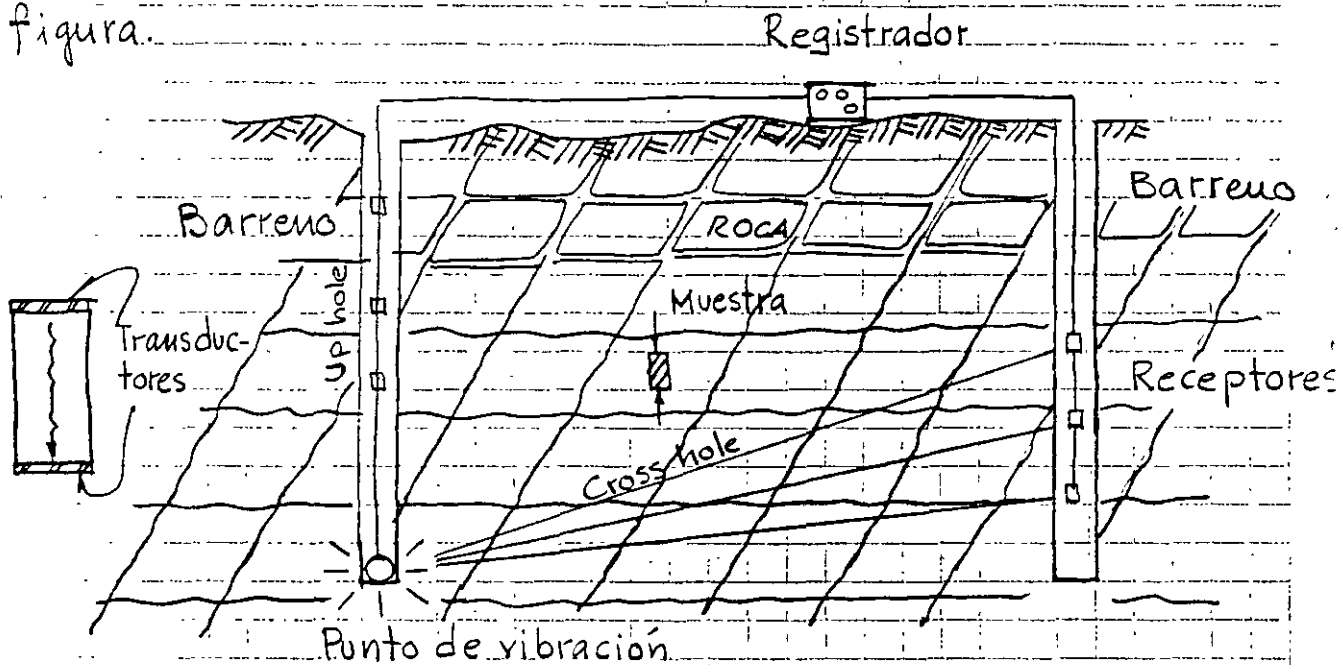
RELACION ENTRE EL RQD Y LA CALIDAD DE LA ROCA

A continuación se presenta la correlación entre la frecuencia de fracturas y la calidad RQD, observándose una correlación lineal con límites aceptables.



1.3.2. Relación de velocidades sísmicas

El efecto de las discontinuidades en la masa de roca puede ser estimado por comparación de la velocidad de la onda compresional "in situ" con la velocidad sónica de laboratorio obtenida en núcleos intactos de la misma roca como se observa en la siguiente figura.



RELACION DE VELOCIDADES COMO INDICE DE CALIDAD DE ROCA ;

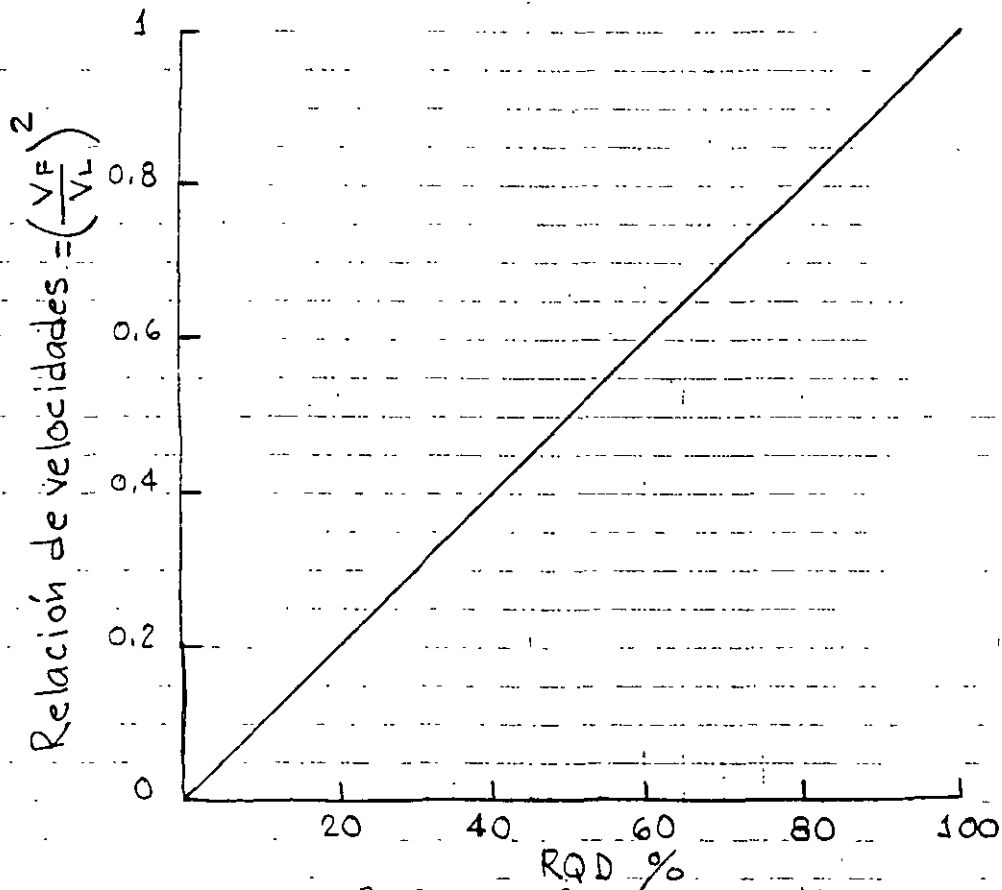
$$\text{Relación de velocidad} = \frac{V_F}{V_L} ; \begin{array}{l} \text{Velocidad de campo} \\ \text{Velocidad de lab.} \end{array}$$

La diferencia entre estas dos velocidades dilatantes es ocasionada por las discontinuidades estructurales existentes en el campo.

La relación entre estas ondas compresionales V_F/V_L , donde V_F y V_L son las velocidades de ondas compresionales de la masa de roca "in situ" y de un espécimen intacto fue propuesto

por Onoderá, 1963.

Para una roca masiva de alta calidad con pocas juntas, la relación de velocidades se aproxima a la unidad.



CORRELACION ENTRE EL RQD Y LA RELACION DE VELOCIDADES $(\frac{V_F}{V_L})^2$

La velocidad sísmica debe determinarse en núcleos sujetos a un esfuerzo axial igual al que produce la cobertura de roca a la misma profundidad a la que fue tomada la muestra y con un contenido de agua equivalente al de la roca "in situ". La velocidad sísmica es mejor obtenida entre barrenos con el sistema "Up-hole" o "Cross-hole" que mediante refracción superficial.

Parece que el cuadrado de la relación de velocidades es intercon-
sistente con el RQD, pero todavía hay poca información.

2.- PROPIEDADES MECANICAS DE LA ROCA

2.1.- Introducción

En muchos problemas de la mecánica de rocas las propiedades ingenieriles de la roca intacta son de importancia primordial. En otros casos resulta más importante el comportamiento de la roca "in situ" con sus inherentes discontinuidades geológicas.

2.2.- Propiedades ingenieriles de la roca intacta.

2.2.1.- Resistencia en tensión

La determinación de la resistencia a la tensión por extensión directa de un espécimen cilíndrico ha sido difícil de realizar, pues los dispositivos de sujeción introducen flexiones.

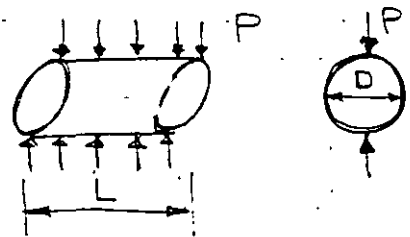
A causa de la dificultad arriba mencionada es más rápido obtener la resistencia en tensión en forma indirecta mediante la prueba "Brasileña". En esta prueba la probeta cilíndrica se ensaya acostada aplicando una carga lineal diametralmente opuesta.

La resistencia a la tensión σ_t se calcula mediante la expresión:

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

en donde:

P = carga a la falla ; D = diámetro
L = longitud del espécimen



Otra prueba indirecta para determinar la resistencia en tensión de la roca es la "Carga puntual" que se realiza aplicando una carga puntual de compresión sobre la superficie curva de un espécimen cilíndrico con su eje horizontal. Esta carga produce esfuerzos de tensión perpendiculares al eje de carga. La resistencia a la tensión σ_t está dada por una expresión empírica:

$$\sigma_t = \frac{0.96 P}{D^2}$$

en donde:

P = carga de falla en lb y D = diámetro en pulg.

Miller relacionó esta resistencia en tensión de punta con la resistencia uniaxial de compresión mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_c(\text{ult}) = 21 \sigma_t + 4000 \text{ lb/pulg}^2$$

en donde $\sigma_c(\text{ult})$ = resistencia en compresión y

σ_t = resistencia en tensión bajo carga puntual.

Para propósitos ingenieriles se tiene suficiente aproximación suponer una resistencia a la tensión comprendida entre 5 y 10% de la resistencia en compresión.

No se requiere mayor aproximación en la determinación en vista del amplio intervalo de variación en la resistencia, sobre todo en rocas metamórficas y sedimentarias con estratificación delgada.

2.2.2. - Resistencia en compresión simple

El comportamiento de la roca intacta bajo compresión uniaxial está influenciada por las características intrínsecas de la prueba como son la relación de esbeltez, la velocidad de carga y las condiciones de fricción de los apoyos.

En especímenes con relación de esbeltez pequeña no pueden desarrollarse los planos de cizalla por el efecto de fricción de los apoyos, resultando un valor mayor de la resistencia en compresión. Obert y Duvall han encontrado una relación empírica entre la resistencia a la compresión y la relación de esbeltez como sigue:

$$\sigma_{a(L/D)} = \sigma_{a1} \left(0.778 + \frac{0.222}{L/D} \right)$$

en donde: $\sigma_{a(L/D)}$ = resistencia en compresión para $L/D \neq 1$

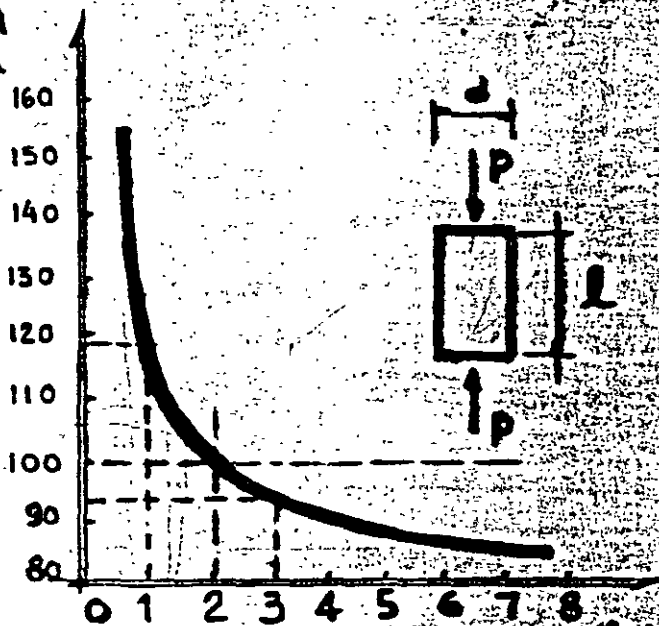
y σ_{a1} es la resistencia en compresión para $L/D = 1$

Se recomienda una relación de esbeltez entre 2 y 2.5

para asegurar una distribución de esfuerzos más o menos uniforme en la muestra alejándose también del efecto de fricción de los cabezales. En la Fig. se presenta en forma gráfica la relación entre la resistencia en compresión simple y la esbeltez del espécimen.

EFFECTO DE LA RELACION DE ESBELTEZ EN LA RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE

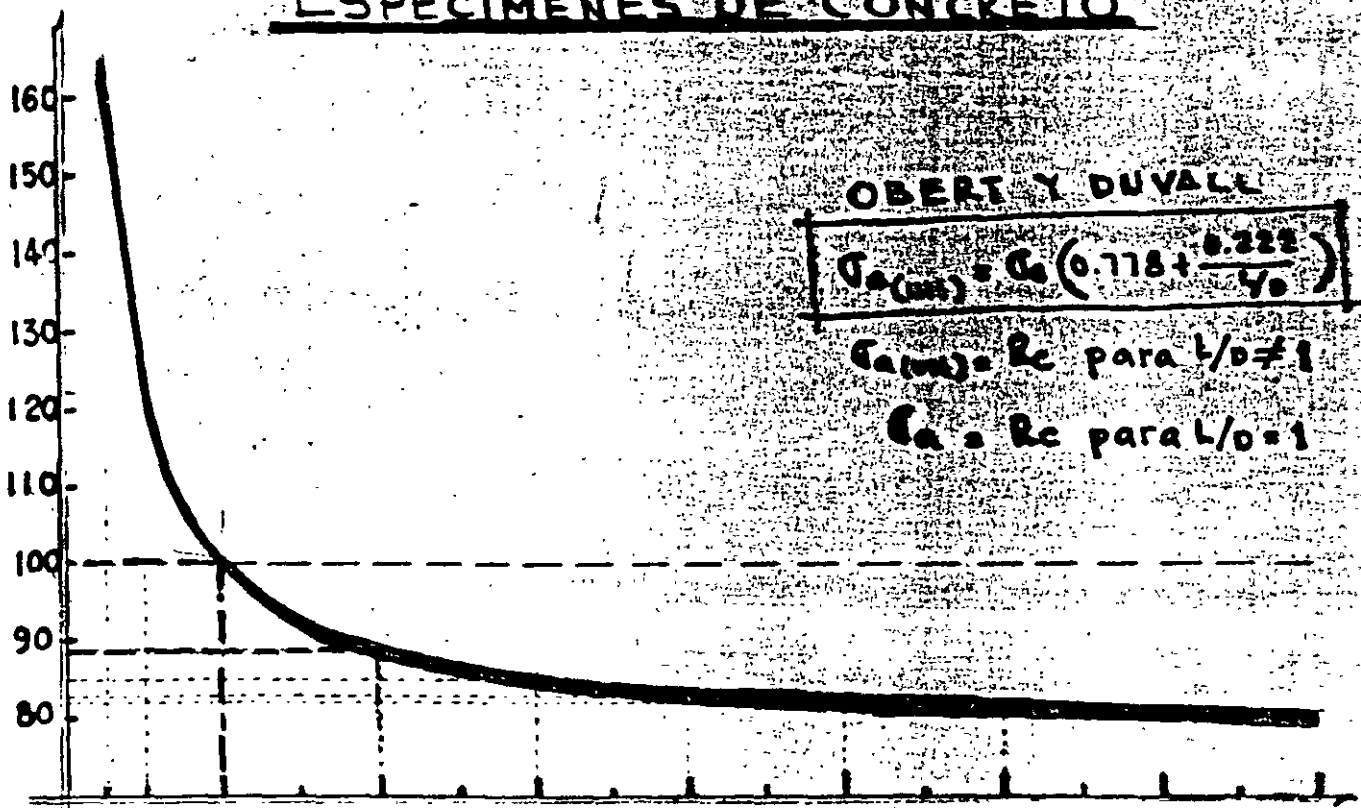
Resistencia relativa (%)



(l/d) Relación de esbelteces

ESPECIMENES DE CONCRETO

RESISTENCIA EN COMPRESION RELATIVA (%)



OBERT Y DUVALLE

$$C_{a(l/d)} = C_c \left(0.778 + \frac{0.222}{l/d} \right)$$

$C_a = C_c$ para $l/d \neq 1$

$C_a = C_c$ para $l/d = 1$

1

2

3

4

5

6

7

RELACION DE ESBELTES

h/d

PILARES DE ROCA

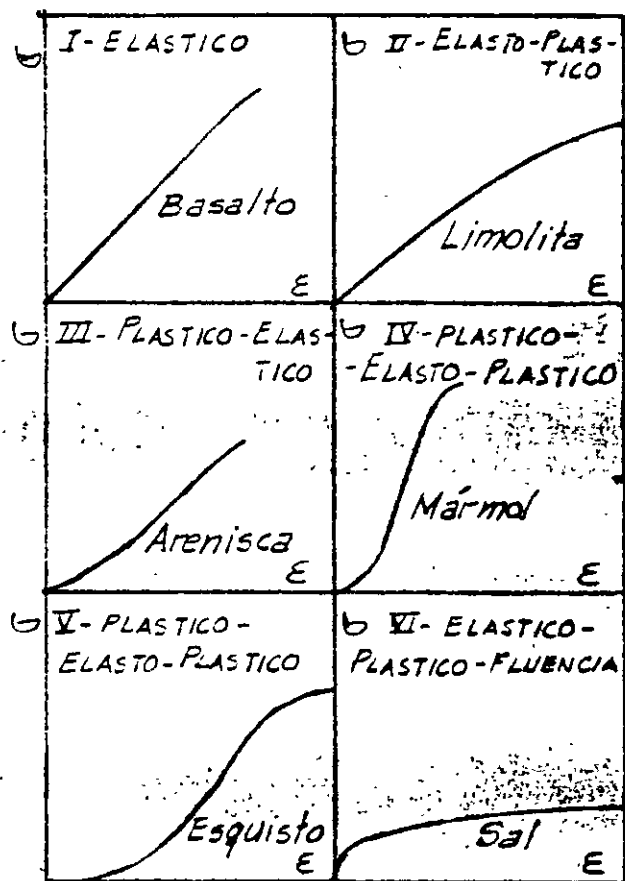
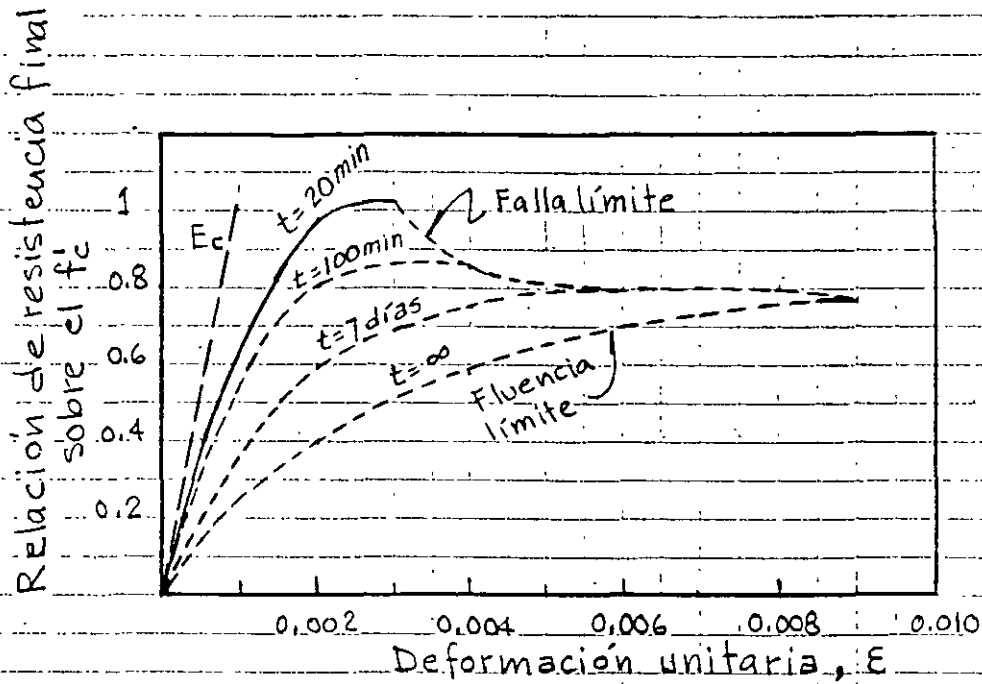


Fig. CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION TÍPICAS PARA ROCAS A LA FALLA EN COMPRESION SIMPLE



INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE CARGA EN LA RESISTENCIA Y MÓDULO EN ESPECIMENES DE CONCRETO

En la Fig. — se presenta varias gráficas esfuerzo-deformación en ensayos de compresión simple para varios tipos de roca.

A continuación se presentan algunos valores de resistencia obtenidos en varios tipos de roca

TIPO DE ROCA	σ_a (UIH) (lb/pulg ² × 10 ³)	c, Cohesión (lb/pulg ² × 10 ³)	ϕ (grados)	$N_\phi = 1 + \frac{c}{\sigma_a}$
Granito	Intervalo	1.4-5.8	51-58	8-17
	Promedio	3.6	55	11
Calizas	Intervalo	0.5-5	37-58	-13
	Promedio	2.5-3.3	50	8
Areniscas	Intervalo	0.6-6	48-50	6-7
	Promedio	1.6-4.1	48	6

$$N_\phi = \frac{1 + c}{\sigma_a}$$

La velocidad de carga afecta tanto la resistencia en compresión como el módulo elástico. En la siguiente tabla se presentan los resultados obtenidos para dos velocidades de carga con la arenisca Berea y un Gabro

Roca	Resistencia en compresión simple (lb/pulg ²)		
	Tiempo a la falla = 30 seg	Tiempo a la falla = 0.03 seg	Incremento en resistencia (%)
Arenisca Berea	8 000	12 000	50
Gabbro	31 000	40 000	30

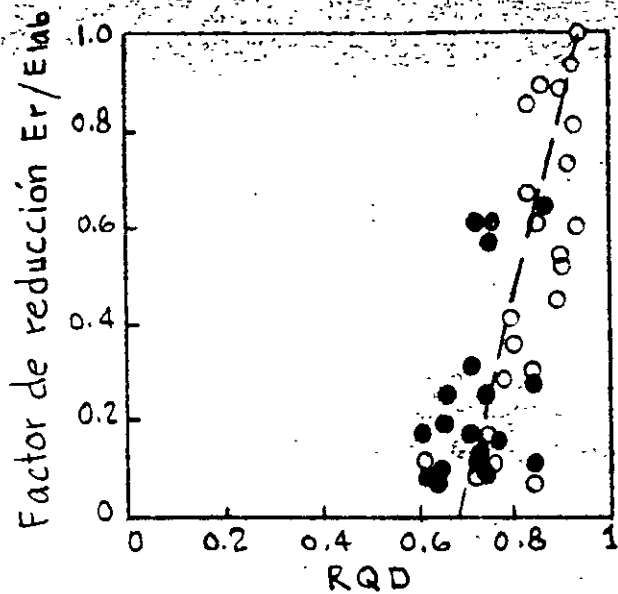
En el concreto simple sucede lo mismo, al incrementar la velocidad de carga, la resistencia y el módulo elástico aumentan y la deformación unitaria disminuye. Resultados similares se han obtenido en rocas carbonatadas de manera que pudiera esperarse este mismo efecto en otros tipos de roca. Werker y Watstein encontraron diferencias despreciables en resistencia variando la velocidad de carga entre 10 y 100 lb/pulg²/seg, por lo que se ha considerado que este tipo de prueba se realice con velocidades de carga comprendidas entre esos límites.

2.3 Propiedades ingenieriles de la roca "in situ"

En la Fig. se presenta la variación del factor de reducción contra calidad de la roca (RQD) a partir de pruebas de placa flexible de 34" de diámetro en granitos de la Presa Dworshak, considerando al factor de reducción como la relación entre módulos elásticos de campo y laboratorio.

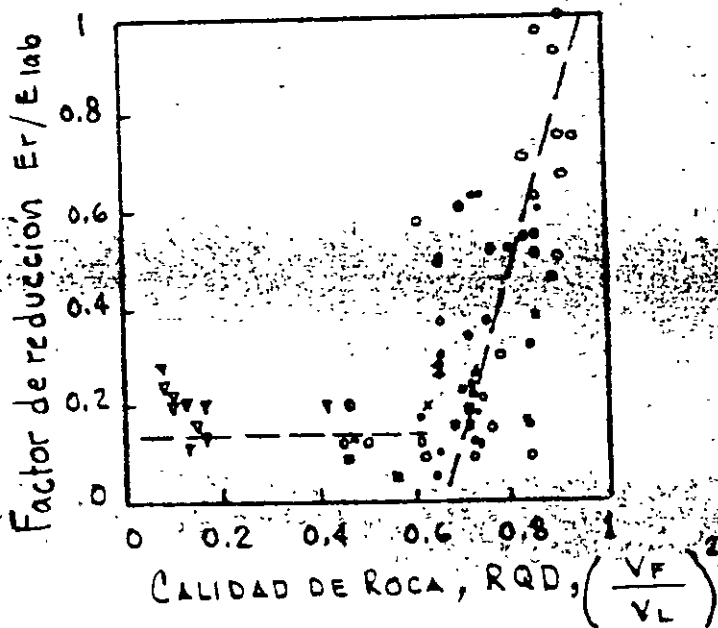
Se observa que los módulos de deformación son consistentemente más altos con la profundidad que los módulos superficiales, y que a mayor calidad de roca el factor de reducción va aproximándose a la unidad.

En la Fig. se presenta la variación entre la calidad de roca, RQD, o, $(V_F/V_L)^2$ contra el factor de reducción observándose que para valores de RQD menores de 65% el factor de reducción varía más o menos entre 0.1 y 0.2 y que para valores de RQD mayores de 65% se tiene una relación lineal con el factor de reducción. Para valores de RQD entre 90 y 100% el factor de reducción varía entre 0.8 y 1.



○ Medidas profundas
● Medidas superficiales

VARIACION DEL FACTOR DE REDUCCION CONTRA CALIDAD DE LA
ROCA (RQD) EN PRUEBAS DE PLACA $\phi 34''$ EN GRANITOS DE
LA PRESA DWORSHK

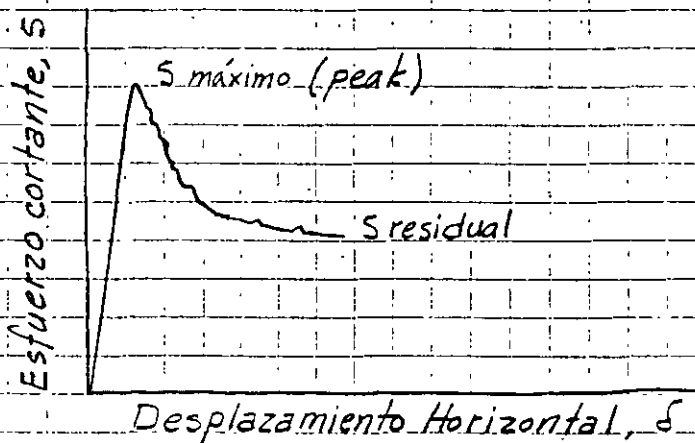


REF. ROCK MECHANICS
Stagg y Zienkiewicz
Ed. John Wiley & Sons 1968

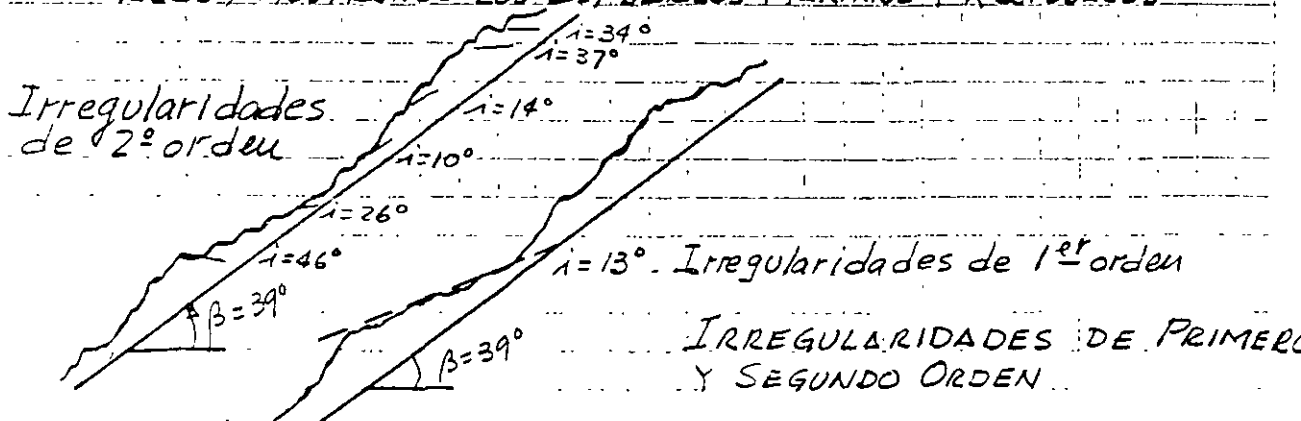
2.3.1. Resistencia al esfuerzo cortante

La resistencia al esfuerzo cortante "in situ" depende de los siguientes factores: a) del material de relleno b) del espesor de la fractura c) de la irregularidad del plano de falla y d) de las irregularidades secundarias del plano de falla.

A continuación se presenta una gráfica típica de esfuerzo cortante - desplazamiento, obtenida en ensayos de campo

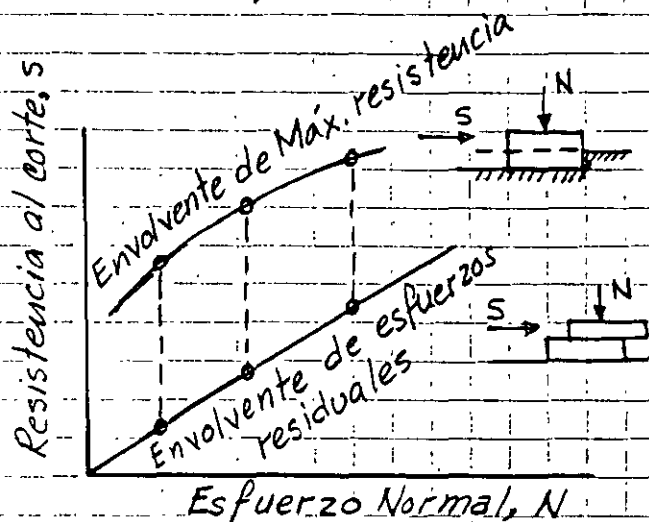


RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES, MOSTRANDO LOS ESFUERZOS MÁXIMOS Y RESIDUALES

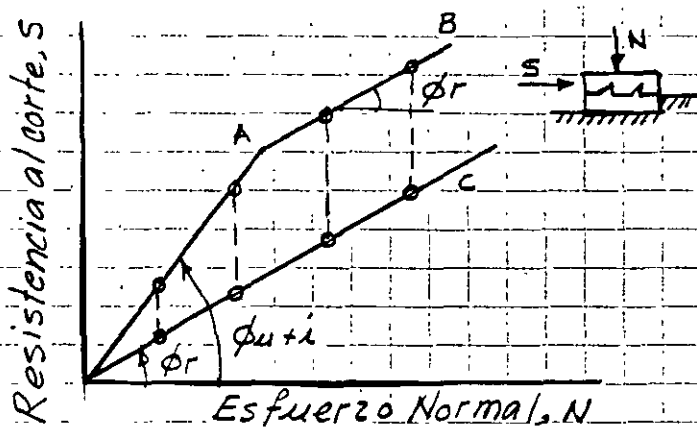


Se ha obtenido por F.D. Patton que $\alpha = \pm 10$ a 15° como componente de resistencia adicional por las irregularidades "in situ".

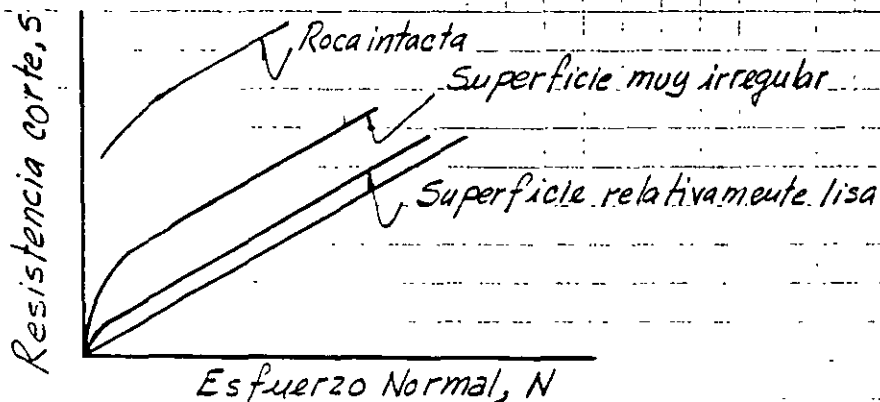
Efecto de las irregularidades del plano de falla.



ESFUERZOS CORTANTES MÁXIMOS Y RESIDUALES PARA ROCA INTACTA



ENVOLVENTES DE FALLA PARA SUPERFICIES IRREGULARES



ENVOLVENTES DE FALLA COMUNES PARA MACIZOS ROCOSOS

rugosa escalonada

Angostura

$\phi > 50^\circ$

R1

Suave escalonada

R2

Lisa escalonada

R3

Rugosa ondulada

Chicoasén $\phi 14^\circ$

R4

Suave ondulada

R5

Lisa ondulada

R6

Rugosa plana

Itzantun $\phi 10^\circ$

R7

Suave plana

R8

Lisa plana

R9

FIGURA N° .- JUNTAS RUGOSAS CERRADAS.

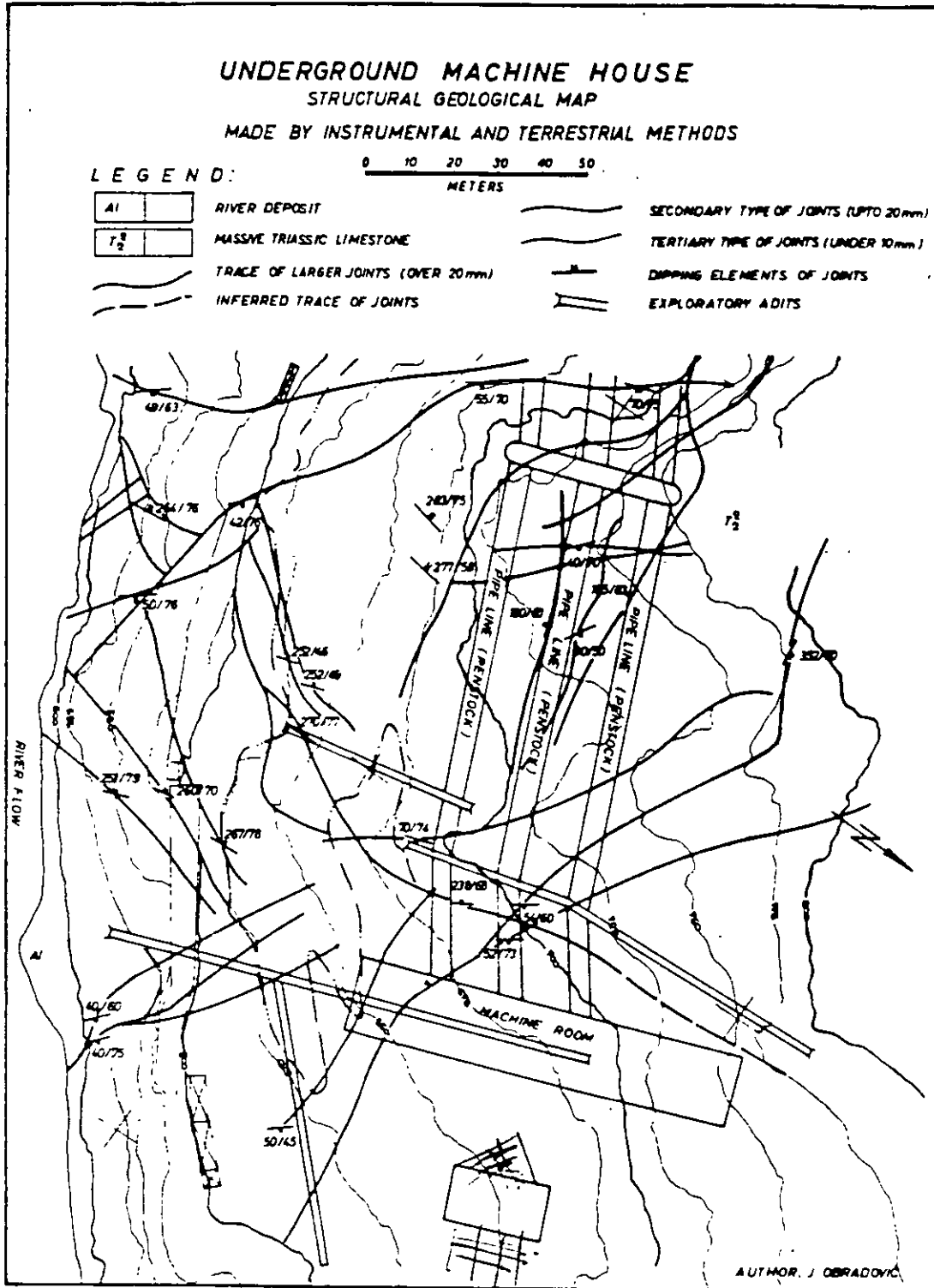
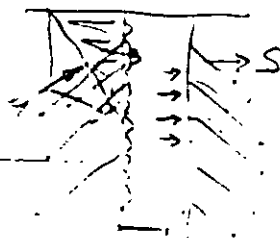


Fig 1. Underground machine house. Structural geological map.

5 *



$$P_s = 4 - 10t / w : 2$$

$$d_1'' = 40t \cdot 0.5 \text{ m}$$

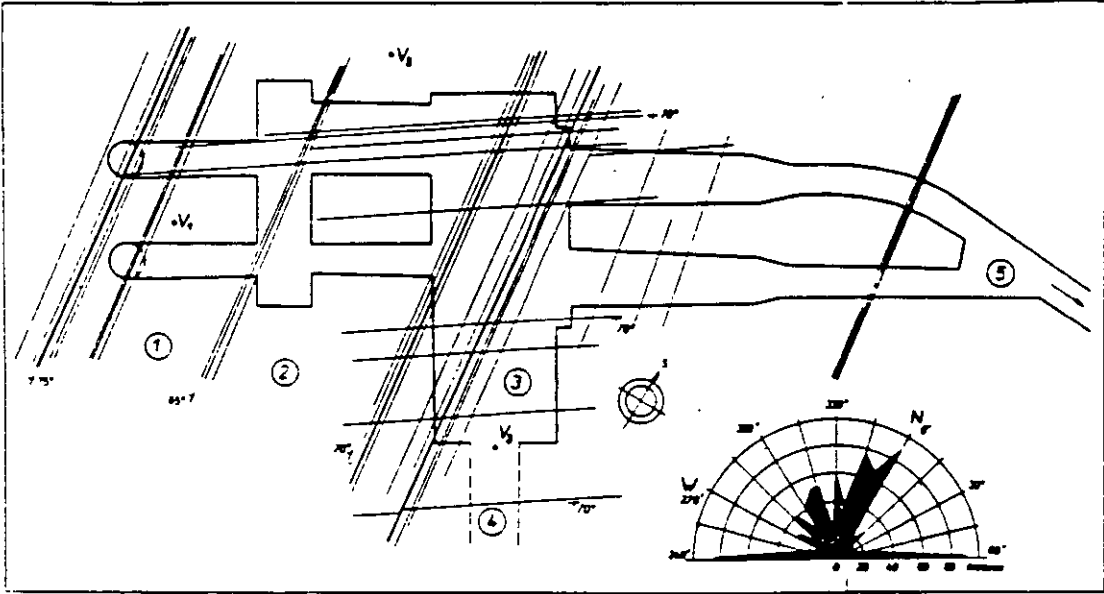


Fig. 2. Horizontal section of the underground openings. The main structural lines found in pilot tunnels are indicated in the situation. All measured joints are evaluated in the rose diagram. 1 - penstock, 2 - inlet gate chamber, 3 - opening for the engine room, 4 - inclined tunnel, 5 - discharge tunnel, V₁ - V₃ - exploration core borings.

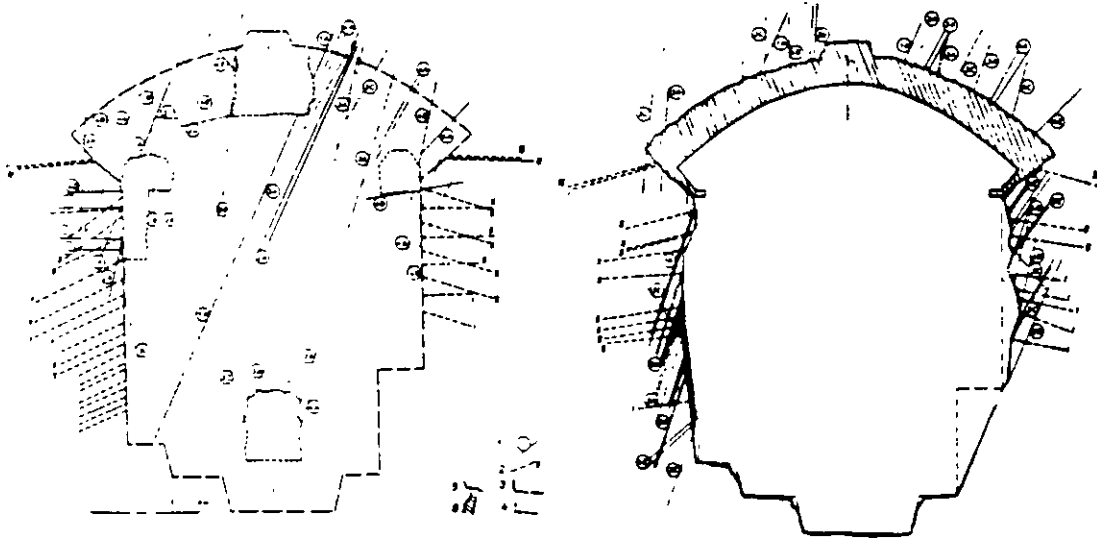


Fig. 3. Typical cross-section of the main cavern. A - distribution of the anchored steel bolts proposed on the basis of the structural conditions of granite found in pilot drifts B - structural conditions found during the full-scale excavation and bolts already fixed. 1 - lines of intersection of joint planes with the section plane, type of joint is designed, 2 - bolts with lengths marked, 3 - schematic line of the full excavation, 4 - outline of the excavation for pilot drifts, 5 - actual outlines of the full-scale excavation, 6 - concrete protecting vault and concrete seal in the rock face.

ta el montaje utilizado por la Oficina de Estudios Experimentales de la Comisión Federal de Electricidad. El equipo consta de un dispositivo de carga (gato, columna y placa de apoyo), un plato plano Freyssinet y un dispositivo de medición de los desplazamientos superficiales (marco fijo y micrómetros). La prueba permite obtener una relación entre los desplazamientos superficiales w y la carga aplicada P . Para una placa de carga de radio a e infinitamente flexible, la expresión de lucida de la teoría de la elasticidad es

$$w = \frac{4(1-\nu^2)}{\pi^2 E a^2} r P \left[\int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2} \sin^2 \theta} d\theta - \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \int_0^{\pi/2} \frac{d\theta}{\sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2} \sin^2 \theta}} \right] \quad (11.35)$$

ecuación que se simplifica notablemente en casos particulares:

$$w = \frac{2(1-\nu^2)P}{\pi E a}, \quad \text{si } r = 0 \quad (11.36)$$

$$w = \frac{4(1-\nu^2)P}{\pi^2 E a}, \quad \text{si } r = a \quad (11.37)$$

donde E es el módulo de Young, ν la relación de Poisson y r la distancia del punto de medición al centro de la placa de carga.

Para una placa de carga infinitamente rígida la ecuación anterior se transforma en:

$$w (r < a) = P \frac{1-\nu^2}{2Ea} \quad (11.38)$$

$$w (r > a) = P \frac{1-\nu^2}{\pi E a} \arcsen \frac{a}{r} \quad (11.39)$$

Estas expresiones permiten la determinación del módulo de Young E y la relación de Poisson ν de la masa rocosa, supuesta homogénea y elástica. Sin embargo, la roca no es homogénea y en la cercanía de la superficie siempre existe una capa de material descomprimido y alterado. Con objeto de obviar esta dificultad, se ha recomendado hacer las mediciones de los desplazamientos superficiales lejos de la placa de carga (Duffaut y Lakshamanan, 1965), mediciones que son más representativas del comportamiento de la masa sana, o bien, basarse en el desplazamiento de un punto localizado sobre el eje de la placa de carga y a una profundidad tal que quede localizado en la zona inalterada de la roca. En tal caso, la placa de carga flexible es anular, de radios interior a_1 y exterior a_2 , a fin de permitir el paso de un dispositivo de medición del desplazamiento de un punto ubicado sobre el eje del anillo de carga y a una profundidad z . El desplazamiento w_z de ese punto está dado por la ecuación

$$w_z = \frac{P}{\pi E (a_2^2 - a_1^2)} \left\{ \left[(1+\nu)z^2 \right] - \left[(a_2^2 + z^2)^{-1/2} - (a_1^2 + z^2)^{-1/2} \right] \div \left[2(1-\nu^2) \right] \left[(a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\} \quad (11.40)$$

Pero la roca no es un material elástico lineal. En efecto, al trazar las curvas de w vs P , no se

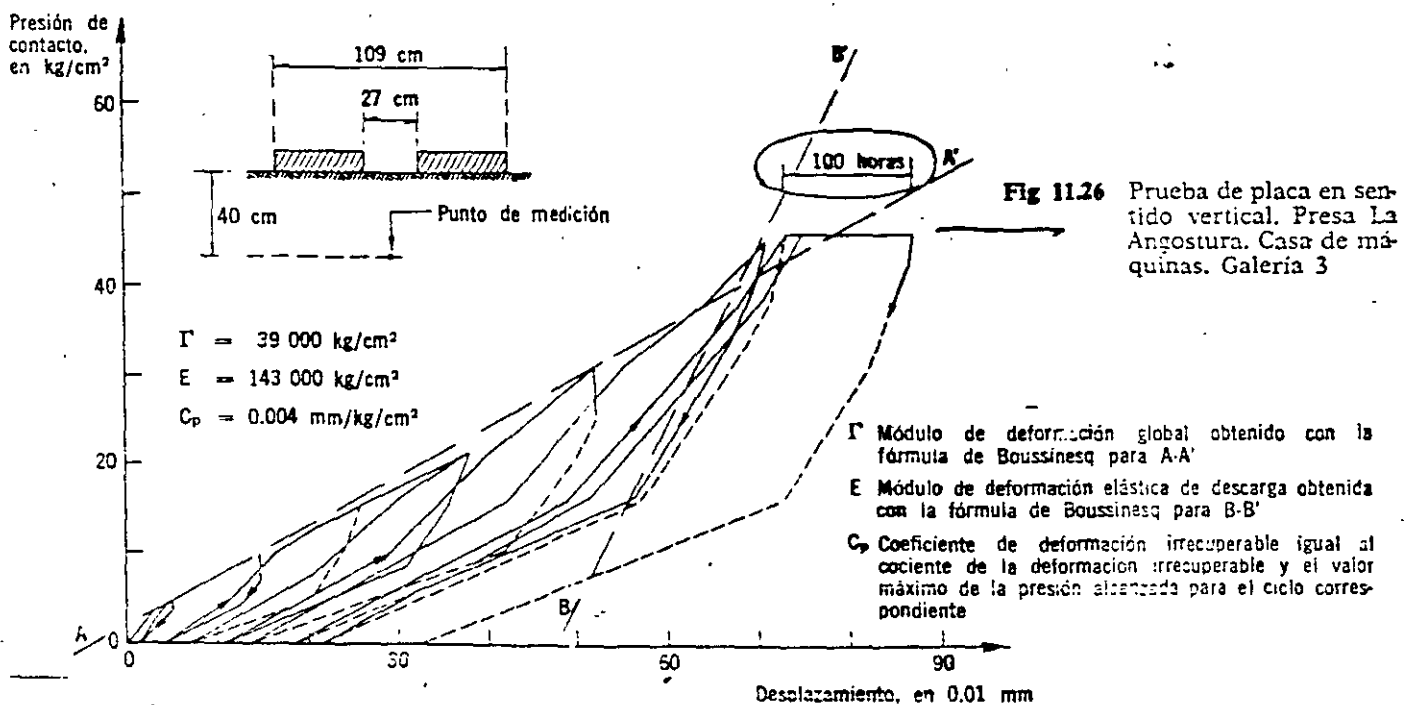
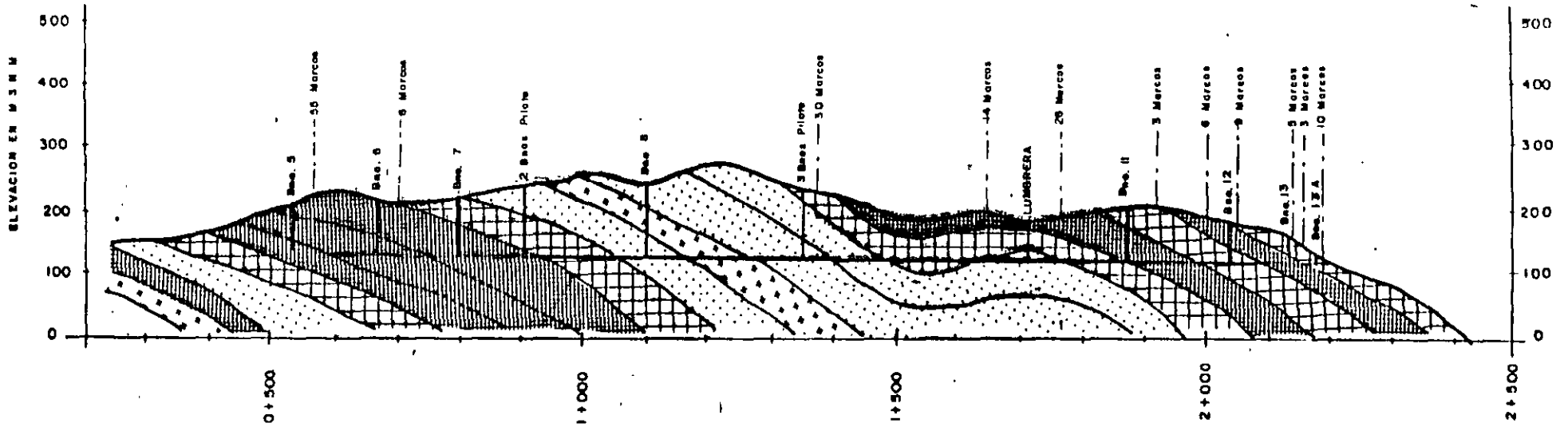
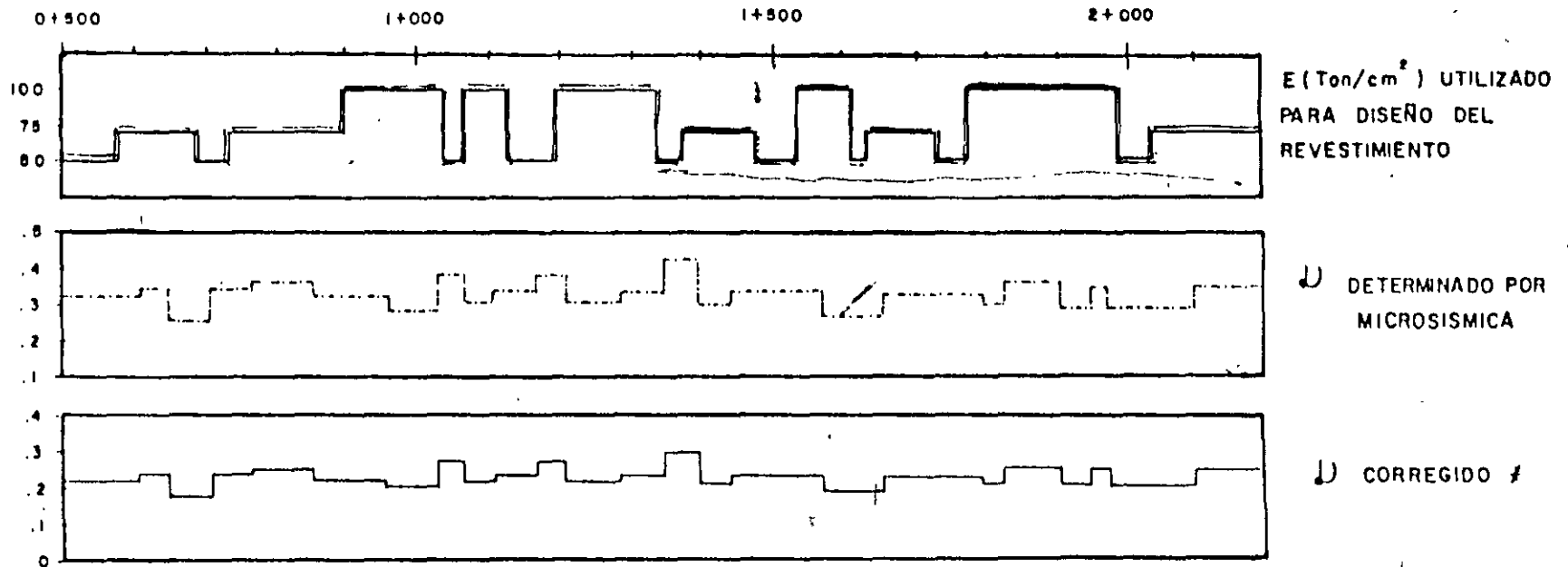


FIG. 5

P. H. BACURATO, SIN.

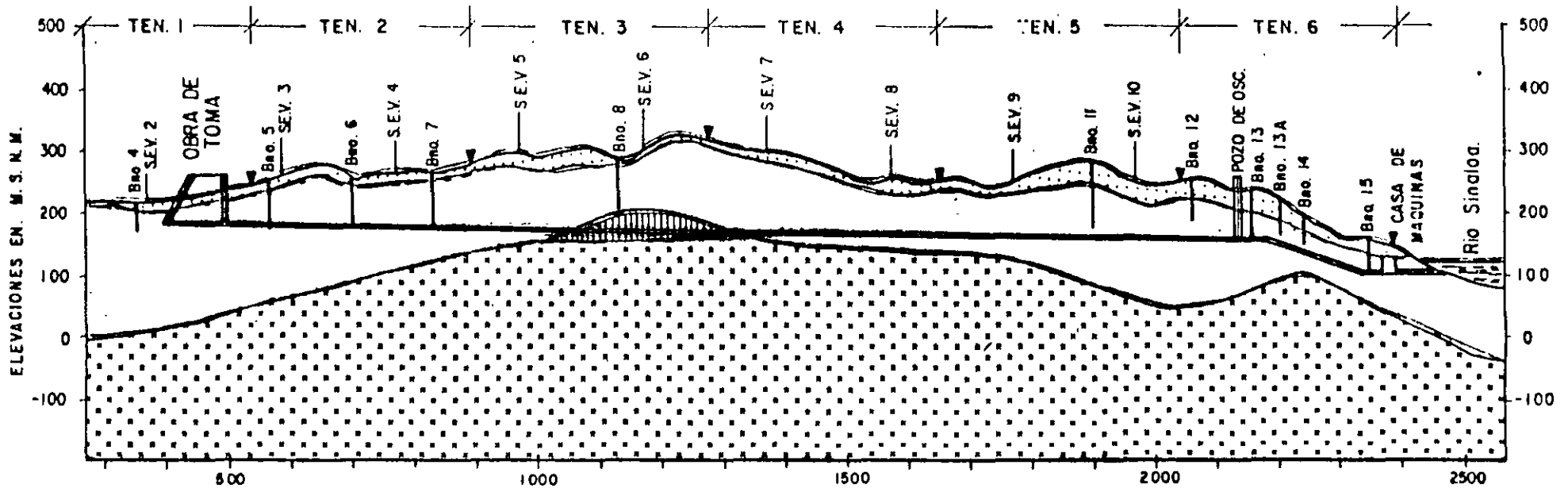


ESCALA: 1:10,000



f SEGUN MYUNG Y STURDEVANT, 1970.

P. H. BACURATO, SIN.



ESCALA: 1: 10,000





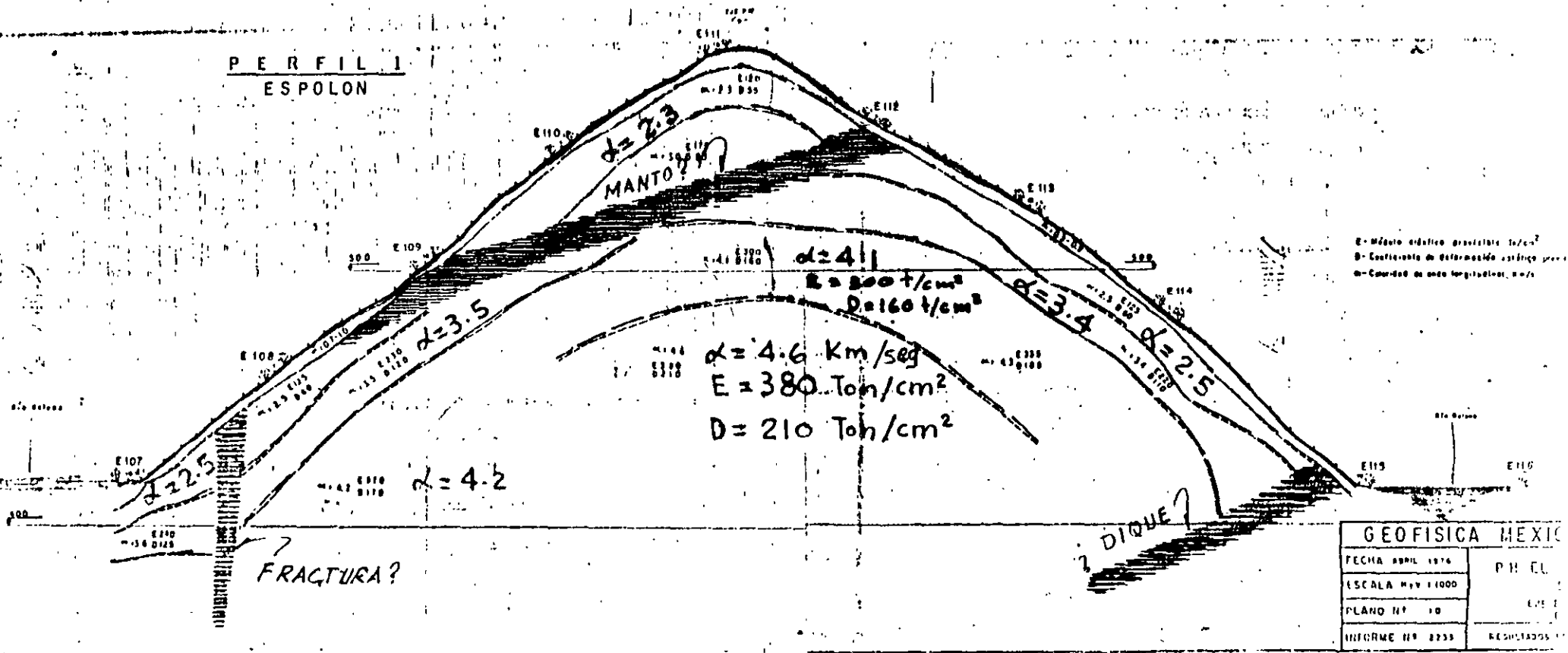
-  ZONA DE EXCELENTE CALIDAD ($V > 5000$ m/s. , $200 < \rho < 7800$ OHM-m)
-  ZONA DE BUENA CALIDAD ($3564 < V < 4864$ m/s. , $138 < \rho < 777$ OHM-m)
-  ZONA DE REGULAR CALIDAD (V Indeterminada , $\rho = 64$ OHM-m)
-  ZONA DE MALA CALIDAD ($826 < V < 1136$ m/s. , $34 < \rho < 280$ OHM-m)

Fig. 2 DETERMINACION DE CALIDAD DE ROCA MEDIANTE ESTUDIOS GEOFISICOS DE SISMICA DE REFRACCION Y SONDEOS GEOELECTRICOS EN EL P.H. BACURATO, SIN.

PERFIL 1
ESPOLON



GEOFISICA MEXICO	
FECHA ABRIL 1976	P.H. EL
ESCALA MAY 1:1000	
PLANO N° 10	
INFORME N° 8233	REGISTROS N°

ZONA INESTABLE - CASA DE MÁQUINAS

CASO J. - PESO PROPIO

1200 -
1150 -
1100 -
1050 -
1000 -
950 -

RIO

SECCION TRANSVERSAL

ANGULO DE FRICCION REQUERIDO

DOVELA 1

$$W_1 = \frac{120 \times 40}{2} \times 2.4 = 5760 \text{ t/m}$$

$$W_{1N} = 3600 \text{ t/m}; W_{1T} = 4500 \text{ t/m}$$

$$F_{2A} \text{ ACTUANTE} = W_{1T} = 4500 \text{ t/m}$$

$$F_{2A} \text{ RESISTENTE} = N \cdot \tan \phi; \phi = 45^\circ$$

$$\therefore F_{2A} \text{ RESIST} = 3600 \text{ t/m}$$

$$\text{Factor de Seguridad F.S.} = \frac{F.R.}{F.A.} = \frac{3600}{4500} = 0.8$$

$$F_{2A} \text{ en Desequilibrio} = F.A. - F.R.$$

$$F.D. = 4500 - 3600 = 900 \text{ t/m}$$

$$\text{Empuje} = 585 \text{ ton/m}$$

DOVELA 2

$$W_2 = \frac{75 \times 40}{2} \times 2.4 = 5400 \text{ t/m}$$

$$W_{2N} = 5400; W_{2T} = 0$$

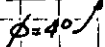
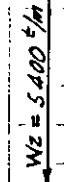
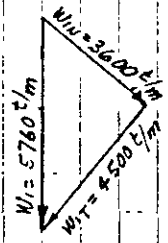
$$F_{2A} \text{ Actuante} = \text{Empuje} = 585 \text{ t/m}$$

$$F_{2A} \text{ Resistente} = N \cdot \tan \phi; \phi = 4^\circ$$

$$\therefore F.R. = 5400 \cdot \tan 4^\circ = 378 \text{ t/m}$$

$$\text{Factor de Seg. F.S.} = \frac{F.R.}{F.A.} = \frac{378}{585} = 0.65 < 1$$

EQUILIBRIO INESTABLE



CONCLU

El ángulo de fricción requerido y el ángulo residual son + iguales. Sin embargo, durante la masa de suelos y rocas estuvo desplazándose. Las causas posibles de esta ruptura son: a) Existencia de empuje hidrostático

fricción 3 años

$$\tan \phi = \frac{585}{5400} = 0.1083 \Rightarrow \phi =$$

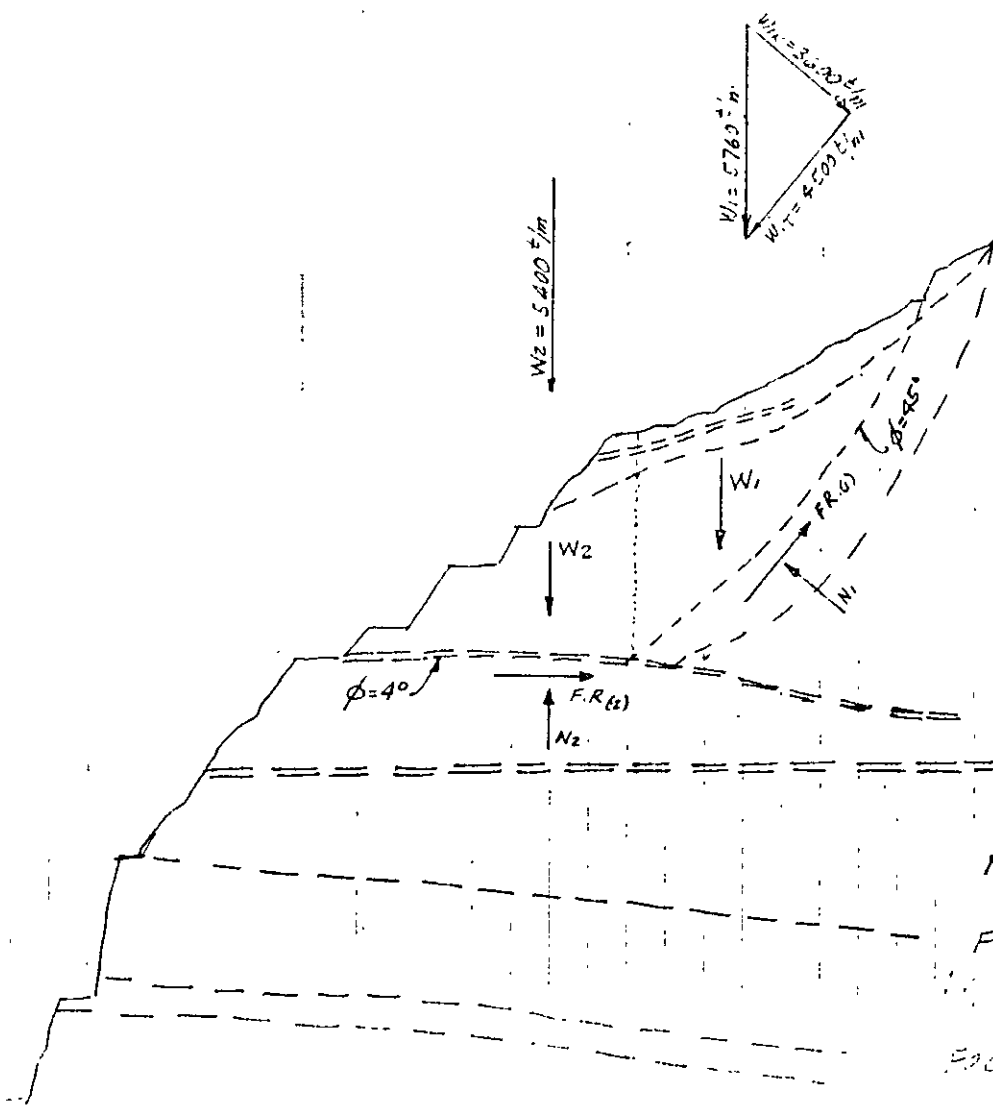
ANGULO DE FRICCION RESIDUAL: $6^\circ \leq \phi \leq 9^\circ$

ESTADO INESTABLE - COTA DEMARQUILLO

CASO 1 - PESO PROPIO

1200 -
1100 -
1000 -
900 -
800 -
700 -
600 -
500 -
400 -
300 -
200 -
100 -
R.D.

SECCION TRANSVERSAL



DOVELA 1

$$W_1 = \frac{120 \times 40}{2} \times 2.4 = 5760 \text{ t/m}$$

$$W_{1N} = 3600 \text{ t/m}; W_{1T} = 4500 \text{ t/m}$$

$$F_{ZA} \text{ ACTUANTE} = W_{1T} = 4500 \text{ t/m}$$

$$F_{ZA} \text{ RESISTENTE} = N \cdot \tan \phi; \phi = 45^\circ$$

$$\therefore F_{ZA} \text{ RESIST} = 3600 \text{ t/m}$$

$$\text{Factor de Seguridad } F.S. = \frac{F.R.}{F.A.} = \frac{3600}{4500} = 0.8$$

$$F_{ZA} \text{ en Desequilibrio} = F.A. - F.R.$$

$$= D. = 4500 - 3600 = 900 \text{ t/m}$$

$$\text{Empuje} = 585 \text{ ton/m}$$

DOVELA 2

$$W_2 = \frac{75 \times 40}{2} \times 2.4 = 5400 \text{ t/m}$$

$$W_{2N} = 5400; W_{2T} = 0$$

$$F_{ZA} \text{ Actante} = \text{Empuje} = 585 \text{ t/m}$$

$$F_{ZA} \text{ Resistente} = N \tan \phi; \phi = 4^\circ$$

$$\therefore F.R. = 5400 \tan 4^\circ = 378 \text{ t/m}$$

$$\text{Factor de Seg. } F.S. = \frac{F.R.}{F.A.} = \frac{378}{585} = 0.65 < 1$$

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EMPUJE

$$\tan \phi = \frac{585}{5400} = 0.1083 \Rightarrow \phi = 6.1^\circ$$

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR PESO PROPIO

El ángulo de fricción real y el ángulo de fricción aparente son iguales. Si además el empuje a lo largo de la superficie de falla es desequilibrado, la...

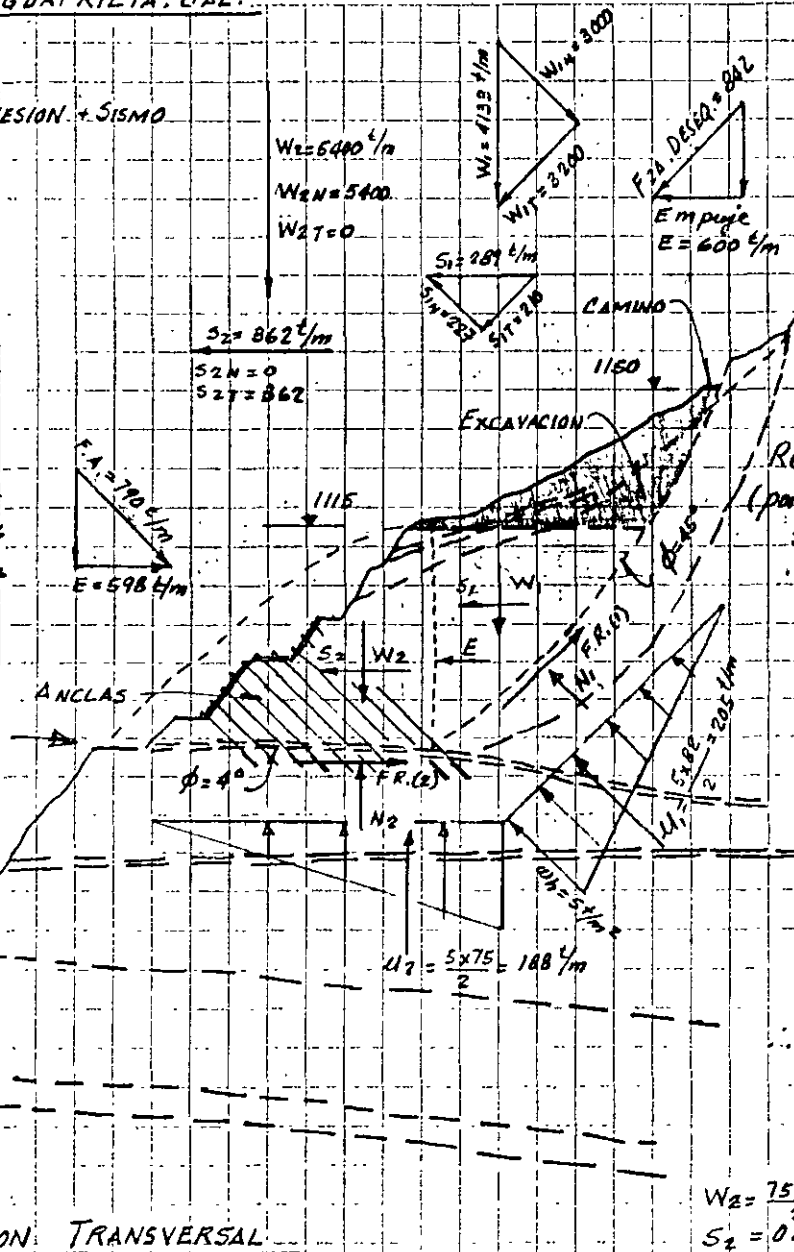
ZONA INESTABLE, CASA DE MAQUINAS

CASO 5... EXCAVACION HASTA EL. 1115 + SUBPRESION + SISMO

1200
1150
1100
1050
1000
950

COSTO ANCLAS DE 40M

CAP.	F.S. = 1	SEPARACION	P. U.	IMPORTE
260 ton	356	4 x 4 m	29.03×10^6	$10,335 \times 10^6$
90 ton	1027	2.4 x 2.4 m	10.54×10^6	$18,845 \times 10^6$



DOVELA 1
 $W_1 = \frac{82 \times 42}{2} \times 2.4 = 4138 \text{ t/m}$
 Coef. sismico = 0.29
 Rel. aress = 0.67

Reduccion: $C = 0.2 \times 0.67 \times 50\% \Rightarrow C = 0.067$
 (por frecuencias diferentes)
 $S_1 = 0.067 \times W_1 = 0.067 \times 4138 = 289 \text{ t/m}$
 $S_2 = 227 \text{ t/m}; S_1T = 210 \text{ t/m}$

Fza. Resist. = $N \tan \phi; \phi = 45^\circ$
 $N = W_1 \sin - U_1 = 3000 - 227 = 2568 \text{ t/m}$
 $\therefore F.R.(1) = 2568 \text{ t/m}$

Fza. Actante = $W_1T + S_1T = 3200 + 210 = 3410 \text{ t/m}$
 Factor de Seg. $F.S. = \frac{F.R.}{F.A.} = \frac{2568}{3410} = 0.75 < 1$ Inest.

Fza. en Desequilibrio = $F.A. - F.R.$
 $= 3200 + 210 - 2568 = 842$
 \therefore Empuje = 600 ton/m.

DOVELA 2

$W_2 = \frac{75 \times 60}{2} \times 2.4 = 5400 \text{ ton/m}$
 $S_2 = 0.067 \times 5400 = 362 \text{ ton/m}$
 Fza. Normal $N_2 = W_2 \sin - U_2 = 5400 - 188 = 5212 \text{ t/m}$
 Fza Resist. = $N \tan \phi; \phi = 4^\circ; F.R. = 5212 \tan 4^\circ = 364$
 Fza. Actante = Empuje + Sismo
 $F.A. = 600 + 362 = 962 \text{ ton/m}$
 Factor de seguridad $F.S. = \frac{F.R.}{F.A.} = \frac{364}{962} = 0.38 < 1$

SECCION TRANSVERSAL

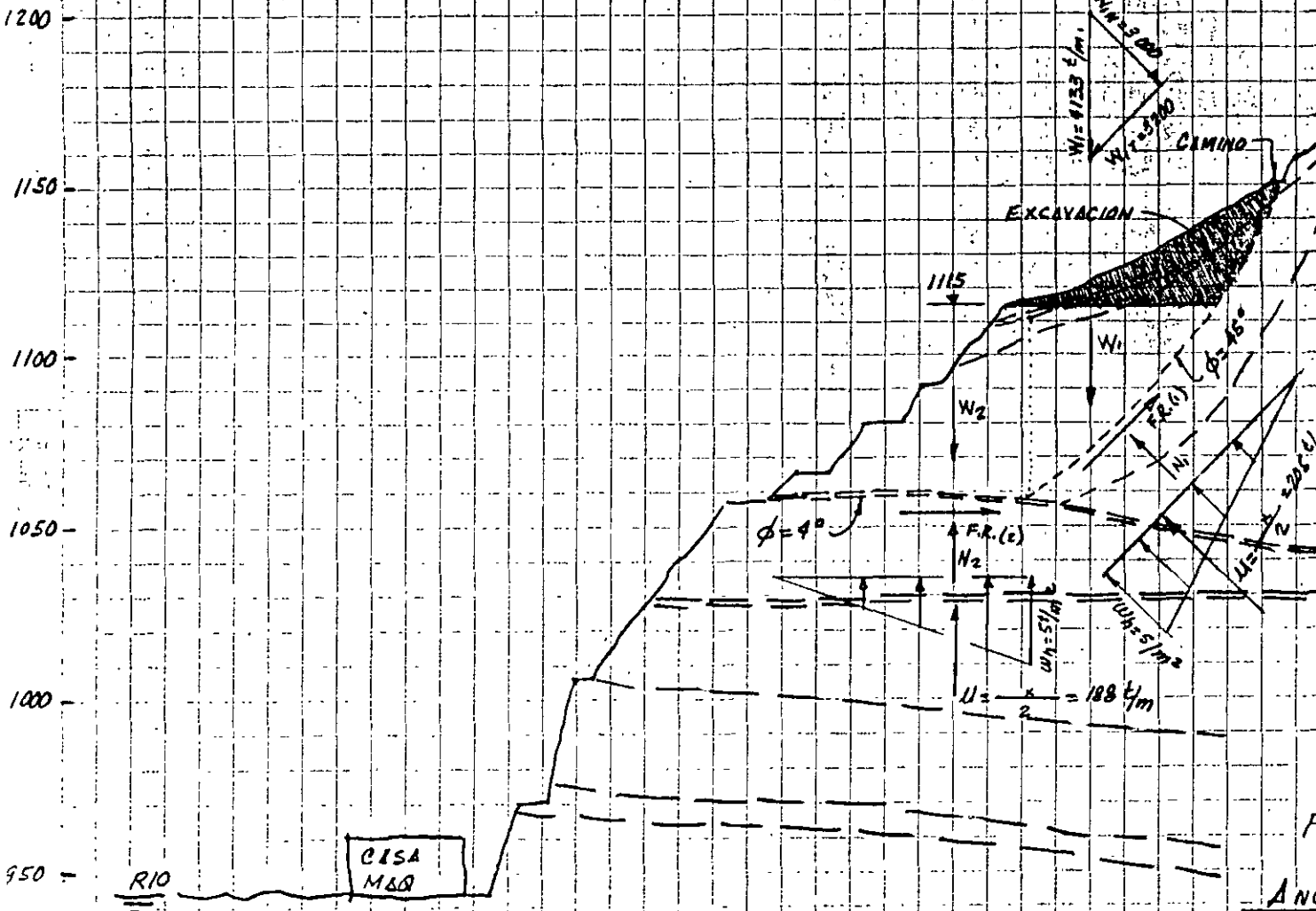
Fza. de Anclaje (F.A.); $\text{Empuje} = F.A. \cos 45^\circ + F.A. \cos 45^\circ \tan \phi$
 $F.A. = \frac{598}{1.7565} = 790 \text{ t/m}$
 Fza. Total de anclaje = $790 \times 180 \times 65\% = 92,430 \text{ ton}$
 Superficie de Anclaje = $40 \times 150 = 6000 \text{ m}^2$

$\alpha_{\text{seg}} = \frac{962}{5212} = 10.5^\circ$

EQUILIBRIO INESTABLE

ZONA INESTABLE - CASA DE MAQUINAS

CASO 4... PESO PROPIO + SUBPRESION
EXCAVANDO HASTA EL. 1115



DOVELA 1

$$W_1 = \frac{82 \times 42}{2} \times 2.4 = 4133 \text{ t/m}$$

$W_{1N} = 3000$; $W_{1T} = 3200$

Subpresión $u = 205 \text{ t/m}$

Fza. Actante $F_A = 3200 \text{ t/m}$

Fza. Resist. $= N \tan \phi$; $\phi = 45^\circ$
 $= (3000 - 205) = 2795 \text{ t}$

F.S. $= \frac{FR}{F_A} = \frac{2795}{3200} = 0.87 < 1$
 INESTABLE

Fza. Descg $= F_A - FR = 3200 - 2795 = 405 \text{ t/m}$

Empuje $E = 290 \text{ t/m}$

DOVELA 2

$$W_2 = \frac{75 \times 60}{2} \times 2.4 = 5400 \text{ t/m}$$

$W_{2N} = 5400$; $W_{2T} = 0$

Subpresión $u = 188 \text{ t/m}$

Fza. Actante = Empuje = 290 t/m

Fza. Resist. $FR = N \tan \phi$; $\phi = 4^\circ$
 $F.R = (5400 - 188) \tan 4^\circ = 365 \text{ t/m}$

Fact. Seg $FS = \frac{FR}{F_A} = \frac{365}{290} = 1.26 > 1$ EQUILIB. ESTABLE

ANGULO DE FRICCION REQUERIDO

$$\tan \phi = \frac{290}{5400} = 0.054 ; \phi = 3.1^\circ$$

ANGULO DE FRICCION RESIDUAL (LABORATORIO)

$$6^\circ \leq \phi_R \leq 9^\circ$$

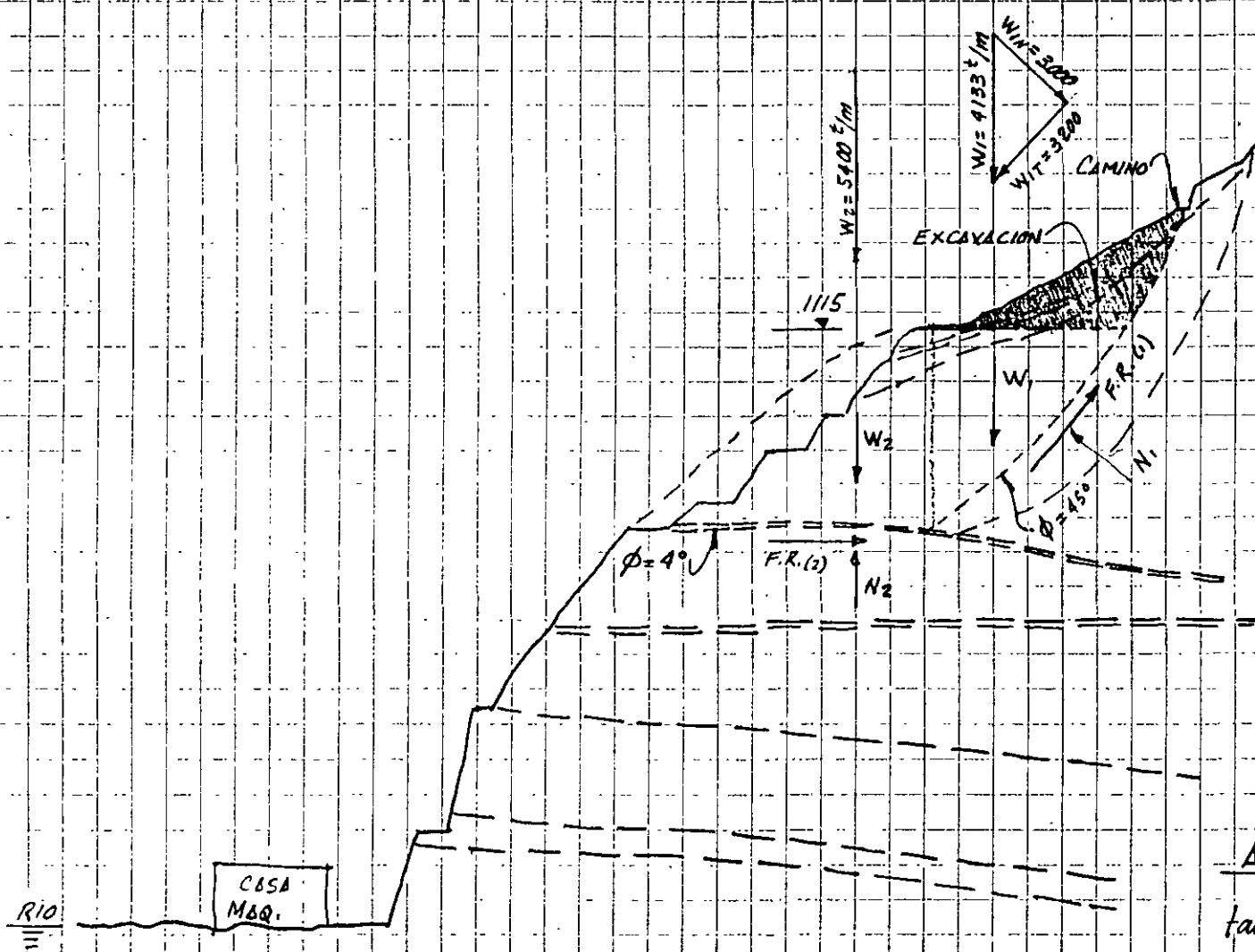
SECCION TRANSVERSAL

CONCLUSION:
 El ángulo de fricción requerido $\phi_R = 3.1^\circ$; es menor que el ϕ_R de Laboratorio y algo menor que el ϕ_R histórico $= 4^\circ$; Por tanto la excavación hasta El. 1115 debe resultar suficiente para estabilizar la masa de Suelos y Rocas inestable.

ZONA INESTABLE - CASA DE MAQUINAS

CASO.3 - PESO PROPIO EXCAVANDO HASTA EL 1115

1200
1150
1100
1050
1000
950



DOVELA 1

$$W_1 = \frac{82 \times 42}{2} \times 2.4 = 4132 \text{ t/m}$$

$$W_{1N} = 3000; W_{1T} = 3200$$

$$\text{Fza. Resist. } F.R. = N \tan \phi; \phi = 45^\circ$$

$$\therefore F.R. = 3000$$

$$\text{Fza. Actante; } F.A. = W_{1T} = 3200$$

$$\text{Factor. Seg. } F.S. = \frac{F.R.}{F.A.} = \frac{3000}{3200} = 0.94 < 1$$

INESTABLE

$$\text{Fza. cu Deseg.} = F.A. - F.R. = 200 \text{ t/m}$$

$$\text{Empuje: } E = 143 \text{ t/m} \quad \checkmark$$

DOVELA 2

$$W_2 = \frac{75 \times 60}{2} \times 2.4 = 5400 \text{ t/m}$$

$$W_{2N} = 5400; W_{2T} = 0$$

$$\text{Fza. Actante; } F.A. = \text{Empuje} = 143 \text{ t/m}$$

$$\text{Fza. Resistente } F.R. = N \tan \phi; \phi = 40^\circ$$

$$\therefore F.R. = 5400 \tan 40^\circ = 378 \text{ t/m}$$

$$\text{Fact. Seg } F.S. = \frac{F.R.}{F.A.} = \frac{378}{143} = 2.64 > 1$$

EQUIL. ESTABLE

ANGULO DE FRICCION REQUERIDO:

$$\tan \phi = \frac{143}{5400} = 0.0265; \phi = 1.6^\circ$$

ANGULO DE FRICCION RESIDUAL (LAB)

$$6^\circ \leq \phi_R \leq 9^\circ$$

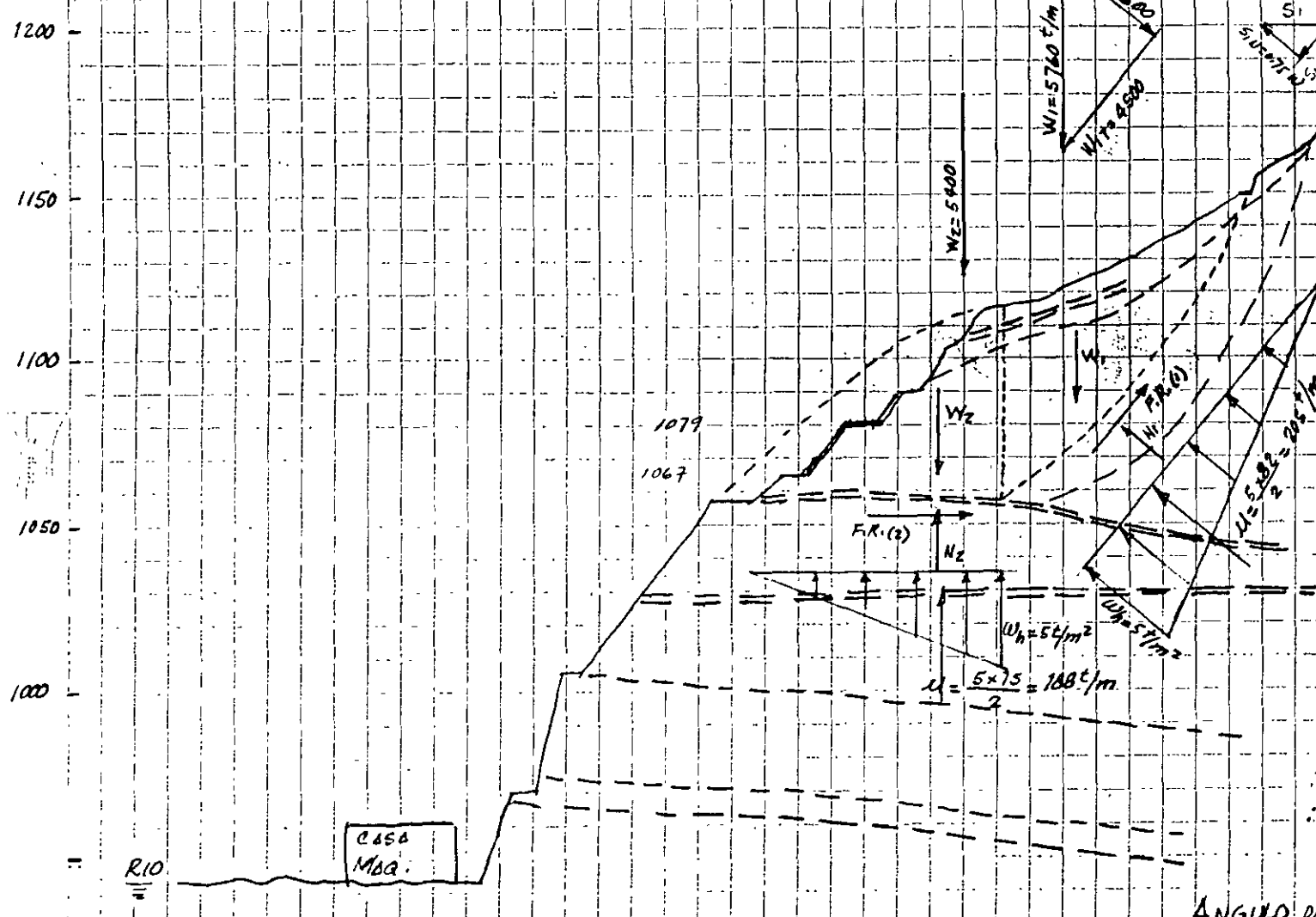
SECCION TRANSVERSAL

CONCLUSION:

El ángulo de fricción requerido $\phi = 1.6^\circ$ es menor que el ángulo de fricción residual de labo $6^\circ \leq \phi_R \leq 9^\circ$ y es menor que el ángulo de fricción residual histón $\text{valuado en } \pm 4^\circ$

ZONA INESTABLE - CASA DE MAQUINAS

CASO 2.- PESO PROPIO + SUBPRESION



DOVELA 1

$$W_1 = \frac{120 \times 40}{2} \times 2.4 = 5760 \text{ t/m}$$

$$W_{1N} = 3600 ; W_{1T} = 4500 \text{ t/m}$$

Subpresión 5 t/m^2 ; $u = 205 \text{ t/m}$

FZA. ACTUANTE: $F_A = 4500 \text{ t/m}$

FZA. RESISTENTE: $F_R = N \tan \phi$

$$N = W_{1N} - u = 3600 - 205 = 3395 \text{ t/m}$$

$$\text{Factor Seg. F.S.} = \frac{F_R}{F_A} = \frac{3395}{4500} = 0.75 < 1$$

FZA. en Desequilibrio = $4500 - 3395$

F.D. = 1105 t/m

Empuje = 718 t/m

DOVELA 2

$$W_2 = \frac{75 \times 40}{2} \times 2.4 = 5400 \text{ t/m}$$

$$W_{2N} = 5400 ; W_{2T} = 0$$

FZA. ACTUANTE = EMPUJE = 718 t/m

FZA. RESISTENTE = $N \tan \phi$; $\phi = 4^\circ$

Subpresión 5 t/m^2 ; $u = 188 \text{ t/m}$

$$\therefore F.R. = (N - u) \tan \phi = (5400 - 188) \tan \phi = 365$$

$$\text{Factor de Seg. F.S.} = \frac{F.R.}{F.A.} = \frac{365}{718} = 0.51 < 1$$

ANGULO DE FRICCION REQUERIDO EQUILIBRIO
INESTABLE

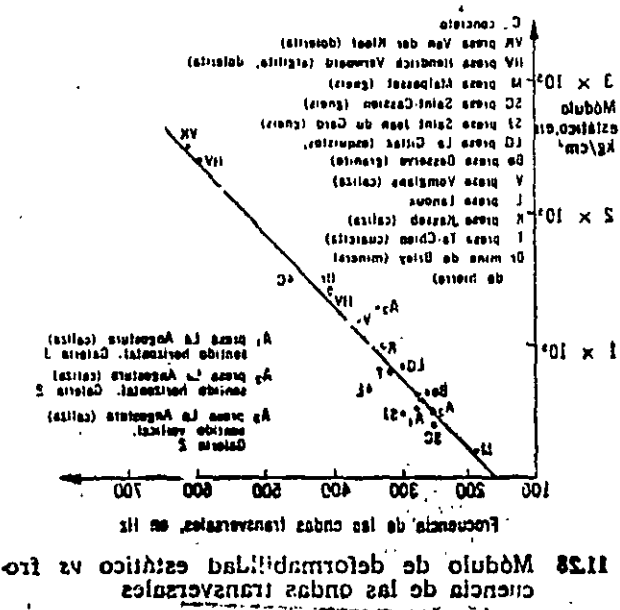
$$\tan \phi = \frac{718}{5219} = 0.1375; \phi = 7.8^\circ$$

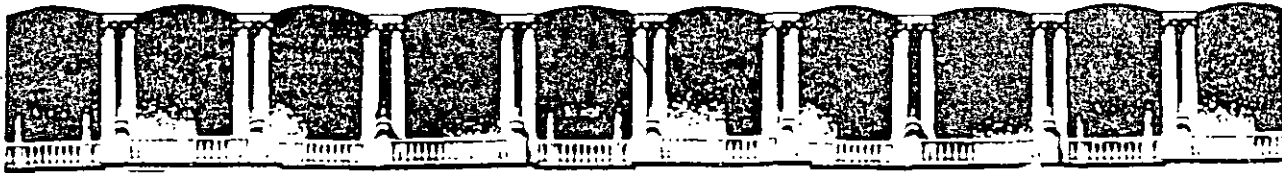
ANGULO FRICCION RESIDUAL: $6^\circ \leq \phi_R \leq 9^\circ$

(LABORATORIO)

SECCION TRANSVERSAL

CONCLUSION:
El ángulo de fricción requerido se incrementa de 7.4° a 9.4° y es algo mayor que el residual puesto, que la masa de suelos y rocas estuvo desplazándose.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

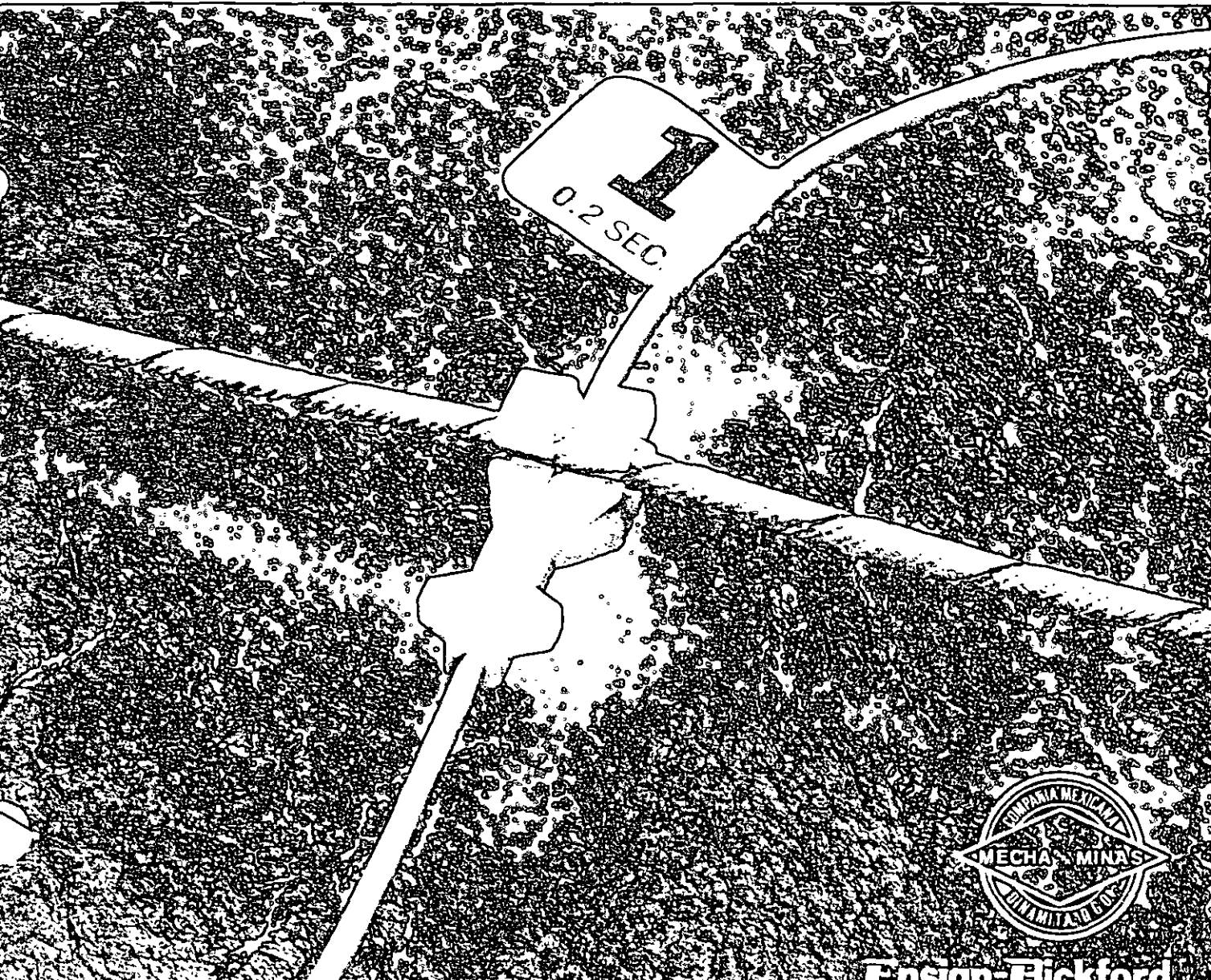
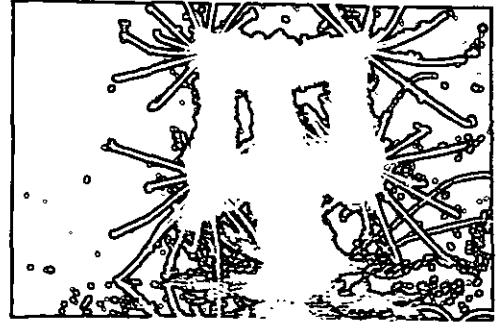
TEMA

**EL SISTEMA INICIADOR DE VOLADURAS
SUBTERRÁNEAS MÁS EFICIENTE Y MODERNO**

**ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

NONE[®] Primadet

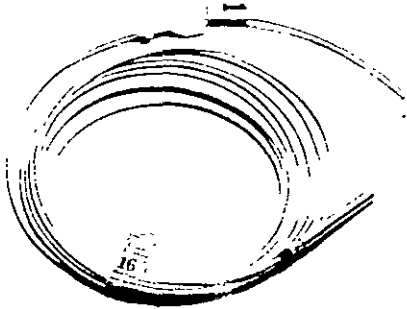
...El sistema iniciador de voladuras subterráneas más eficiente y moderno.



Ensinger-Bickford

Ahora las voladuras subterráneas de alta eficiencia se hacen con Nonel Primadet, el sistema iniciador con retardo del tipo No-Eléctrico que transmite confiablemente una señal al fulminante, sin afectar al agente explosivo normalmente usado en el barreno y también sin presentar los problemas de iniciación que pudieran surgir con el uso de los sistemas eléctricos existentes

Nonel es un sistema de transmisión de señal No-Eléctrica y no disruptivo que inicia con seguridad un fulminante en forma instantánea o con el tiempo de retardo seleccionado. Este sistema, puede ser iniciado mediante un "detonador de impacto", cordón detonante o por un fulminante ordinario.



Tipos y aplicaciones del sistema:

I. — Iniciadores con retardo No-Eléctrico, tipo "LP", nonel primadet.

Se utilizan como medio de iniciación dentro de los barrenos, por lo general donde hay una cara libre como Túneles, tiros, rampas, contrapozos, etc. (El tubo Nonel es de color Amarillo)

II. — Iniciadores con Retardo No-Eléctrico, Tipo "MS", Nonel Primadet

Se utilizan como medio de iniciación dentro de los barrenos, por lo general donde hay 2 o más caras libres, por ejemplo: Rebajes, trabajos de construcción, Bancos, etc. (El tubo Nonel es de color naranja)

Características Técnicas.

Ambos tipos de iniciadores constan de 4 componentes principales

1) **Tubo Nonel.** Es un tubo de plástico laminado que contiene sobre su superficie interna una pequeña capa de material reactivo, solamente una libra, (0.453 Kg) de este material por cada 70,000 pies (21,336 mts) de tubo. Cuando el tubo Nonel es iniciado ya sea por fulminante ordinario, cordón detonante o detonador de impacto, transmite confiablemente una señal de baja energía de un punto a otro, aproximadamente a 6,000 pies/seg (2,000 Mts/seg). La detonación es conducida por una cantidad tan pequeña de material reactivo que la superficie exterior del tubo permanece intacta durante y después del funcionamiento, por tal motivo el tubo no deflagra, ni detona ningún tipo de explosivo comercialmente disponible con el cual entre en contacto, únicamente inicia al detonador con retardo no eléctrico.

El extremo libre del tubo contiene un sello ultrasónico que evita la entrada de humedad del ambiente al interior del tubo.

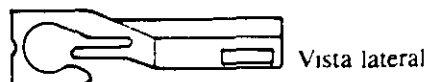
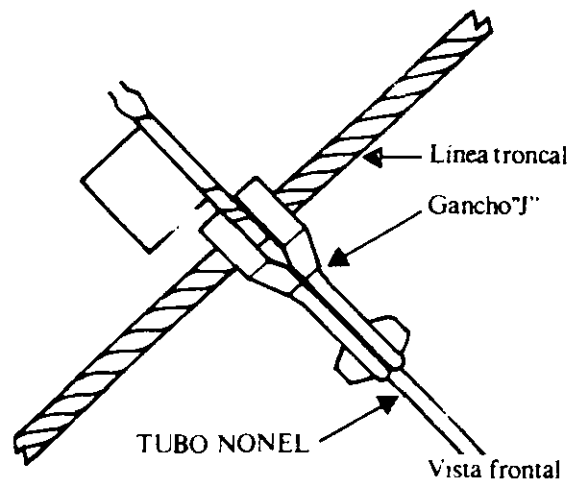
2) Detonador con retardo no eléctrico

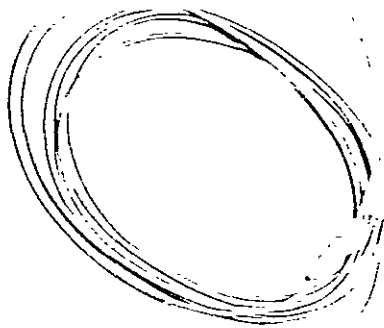
Los detonadores no-eléctricos con retardo son iniciados por la onda que viaja a través del tubo Nonel.

En particular los detonadores de los sistemas "LP" y "MS" tienen potencia equivalente a la de un fulminante No. 12, esta característica hace que los barrenos secos menores a 3 pulgadas, cargados neumáticamente con ANFO bien formulado, sean confiablemente iniciados por los detonadores no eléctricos Nonel Primadet sin la ayuda de ninguna clase de CEBO.

3) Gancho "J"

Es un gancho de plástico totalmente inertes que facilita la conexión del tubo Nonel con la línea troncal de Cordón detonante Primacord.





4) Etiqueta

El último componente del sistema es una etiqueta con un código de colores, la cual indica El tipo de retardo "MS" o "LP" el número de período de retardo, así como el tiempo nominal de disparo.

Ventajas:

Seguridad: No requiere de modificaciones tales como cortes, uniones o separaciones. El sistema Nonel Primadet deberá usarse tal como llega de fábrica evitando así la generación involuntaria de condiciones de riesgo.

El tubo Nonel no puede ser iniciado por transmisores de radio de alta frecuencia, electricidad estática o extraña flama, fricción o impactos encontrados en condiciones normales de manejo.

De uso sencillo y flexible: La conexión del sistema es bastante simple ya que los componentes se surten totalmente ensamblados. Además, ningún tipo de conocimientos sobre conexión de circuitos eléctricos es necesario.

Sistema No-Eléctrico. No es necesario entrenar y reentrenar personal en el manejo de complejos circuitos eléctricos. Este es el sistema más sencillo que se dispone para aplicaciones donde una ilimitada secuencia de retardos es requerida.

Sin ruido. El sistema de iniciación no-eléctrico Nonel Primadet disminuye los niveles de ruido, ya que se transmite en muda.

Tiempos de retardo disponibles.

Tabla 1

Iniciadores con retardo no eléctricos		Iniciadores con retardo no eléctricos	
"MS" Nonel Primadet Tubo Color Naranja		"LP" Nonel Primadet Tubo Color Amarillo	
Periodo	Retardo	Periodo	Retardo
1	- 25 Milisegundos	1/2	- 0.1 Segundos
2	- 50 "	1	- 0.2 "
3	- 75 "	1 1/2	- 0.3 "
4	- 100 "	2	- 0.4 "
5	- 125 "	2 1/2	- 0.5 "
6	- 150 "	3	- 0.6 "
7	- 175 "	4	- 1.0 "
8	- 200 "	5	- 1.4 "
9	- 250 "	6	- 1.8 "
10	- 300 "	7	- 2.4 "
11	- 350 "	8	- 3.0 "
12	- 400 "	9	- 3.8 "
13	- 450 "	10	- 4.6 "
14	- 500 "	11	- 5.5 "
15	- 600 "	12	- 6.4 "
		13	- 7.4 "
		14	- 8.5 "
		15	- 9.6 "



Tabla 2

Tabla de equivalencias entre retardos de Nonel Primadet "MS" y "LP"

Para tener un Retardo de Tiempo de retardo (MSEG)	Ud. puede usar cualquiera de los siguientes productos	
	Nonel MS (Tubo Naranja)	Nonel LP (Tubo Amarillo)
100	4	1/2
200	8	1
300	10	1 1/2
400	12	2
500	14	2 1/2
600	15	3

Servicio

Cia. Mexicana de Mecha para Minas S.A. pone a su disposición personal especializado para asesorarle en el uso y aplicación de los productos NONEL PRIMADET.

Además de mantener constantemente la suficiente existencia del producto para satisfacer cualquier necesidad en el menor tiempo posible.

Empaque

Longitud de Iniciadores con retardo. No-Eléctricos Nonel Primadet MS y LP		Unidades/ Caja	Peso/ Caja	
(Pies)	(Mts)		Lbs.	Kgs.
12	3.65	500	51	(23)
16	4.87	400	48	(21.8)
20	6.09	300	41	(18.6)
30*	9.14	200	30	(13.6)
50*	15.24	100	30	(13.6)
60*	18.30	100	32	(14.5)
80*	24.38	100	37	(16.8)

Las dimensiones de la caja son 24 pulg. x 17 pulg. x 12 pulg. (0.61 x 0.43 x 0.305 Mts)

* Las longitudes 30, 50, 60 y 80 pies son disponibles sólo para los detonadores No-Eléctricos "MS" Nonel Primadet

Importante Debido a los diversos factores fuera de nuestro control, que intervienen en el uso de este producto, el fabricante no ofrece garantía, ni adquiere responsabilidad alguna.

Consúltenos:

Calle Zacatecas No. 120 Ote.
Gómez Palacio, Dgo., C.P. 35080 México
Teléfonos 91 (17) 14-03-78 y 14-08-99

EXPLO

Emulsiones para Plasteo



Usos

- Minería a cielo abierto.
- Minería subterránea.
- Canteras.
- Construcción.

Este producto es especial para aquellas operaciones que requieren fragmentar rocas fuera de especificación, resultado de las voladuras primarias por problemas de geología estructural local u otros.

Beneficios

- Por su alta presión de detonación tiene mayor poder de fragmentación permitiendo una alta productividad del equipo de carga, acarreo y trituración.
- Por su consistencia permite una gran adherencia en los puntos de aplicación, sin importar la acción de la gravedad.

PROPIEDADES

Densidad gr/cc	1.18
Vel. Detonación m/s	5400
R W S	94
R B S	128
ASV. (KJ/100g)	354
Resistencia al Agua	Excelente
Clasificación de Gases	Nº 1
Sensitividad > 0 °C	Cápsula No 6 Nudo E - Cord Int.

R W S = Potencia relativa al peso
R B S = Potencia relativa al volumen
A S V = Valor de la fuerza absoluta



Explosivos

EXPLO
Emulsiones para Plasteo

EXPLO

Emulsiones para Plasteo

EXPLO
Emulsiones para Plasteo

Empaque

- Este producto es empacado en bolsas de polietileno en forma de almohadas de 1 Kg./cu.
- Su venta se hace en cajas de 25 Kg.

Vida Util

- Doce meses después de su fabricación en condiciones normales de almacenamiento.

Almacenamiento

- Este producto debe ser almacenado en polvorines ventilados y secos a temperaturas óptimas menores de 25°C.
- Estibar no más de 10 cajas.
- La rotación de este producto debe ser en forma sistemática para evitar rezagos.

Transportación

- En vehículos autorizados por la Secretaría de la Defensa Nacional con fundamento en la Ley Federal de Armas de Fuego y Explosivos y su reglamento, así como por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes con fundamento en la Ley de Caminos, Puentes, Autotransporte Federal, y el Reglamento para el Transporte de Materiales y Residuos Peligrosos.



Explosivos

ICI Explosivos México

Explosivos Mexicanos S.A. de C.V.
San Lorenzo No. 1009 Col del Valle.
CP. 03100 México D.F.
Tel: 229-5900 Fax: 229-5929.

Estas informaciones están basadas en la experiencia de **ICI Explosivos** y se ofrecen como parte del servicio a sus clientes.

Se recomienda que los Productos Explosivos sean siempre manejados y usados por personas con suficiente conocimiento técnico para poder apreciar el riesgo que acompañe su uso.

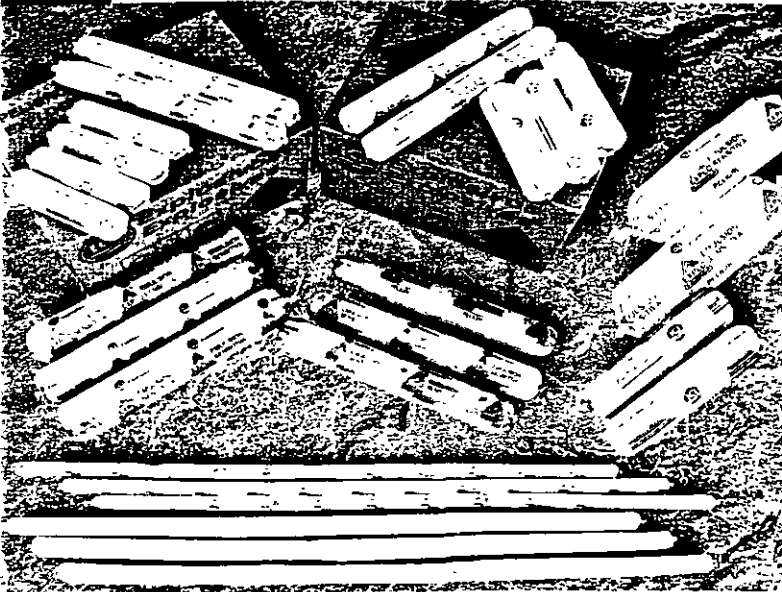
ICI Explosivos NO GARANTIZA los resultados FAVORABLES ni asume RESPONSABILIDAD alguna por cuanto a la aplicación de sus sugerencias



Impreso en México

EXPLO

Emulsiones Sensitivas



Usos

- Minería a cielo abierto.
- Minería subterránea.
- Canteras.
- Construcción.

Beneficios

- Por su alta velocidad genera un mayor poder de iniciación de agentes explosivos.
- Mayor poder de fragmentación en el fondo del barreno permitiendo un mejor desparte.
- Se logra hasta un 98% de acoplamiento en el barreno con cartuchos cortados.
- Por su alta presión de detonación desarrolla mayor fracturamiento en la roca.

EXPLO
Emulsiones Sensitivas

PROPIEDADES	Diámetro Pequeño	Diámetro Intermedio	Diámetro Grande
Densidad gr/cc	1.10	1.15	1.18
Vel. Detonación m/s	5200	5400	5400
R W S	94	94	94
R B S	123	128	132
ASV. (KJ/100 g)	354	354	353
Resistencia al Agua	Excelente	Excelente	Excelente
Clasificación de gases	N° 1	N° 1	N° 1
Sensitividad > 0 °C	Capsula No.6. Nudo E-Cord Int.	Capsula No.6. E-Cord Int.	Capsula No.6. E-Cord Int.
Sensitividad A 0 °C	Nudo E-Cord Int.	Nudo E-Cord Int.	Nudo E-Cord Int.

R W S = Potencia relativa al peso
R B S = Potencia relativa al volumen
A S V = Valor de la fuerza absoluta



Explosivos

EXPLO

Emulsiones Sensitivas

EXPLO

Emulsiones Sensitivas

Empaque

- Este producto es empaclado en cartuchos con una película trilaminada, la cual tiene las siguientes características:
 - Altamente resistente al rasgado
 - No trasmite aceite
 - Contiene una barrera a gases

Tamaño Cartucho Plg.	Cartucho por Caja de 25 Kg.
1 X 8	210 ± 5
2 X 16	25
4 X 16	6
5 X 6.25	4

Si requiere producto con otras dimensiones favor de comunicarse al Depto. de Ventas al Tel. 221-5910

Vida Util

- Doce meses después de su fabricación en condiciones normales de almacenamiento.

Almacenamiento

- Este producto debe ser almacenado en polvorines ventilados y secos a temperaturas óptimas menores de 25°C.
- Estibar no más de 10 cajas.
- La rotación de este producto debe ser en forma sistemática para evitar rezagos.

Transportación

- En vehículos autorizados por la Secretaría de la Defensa Nacional con fundamento en la Ley Federal de Armas de Fuego y Explosivos y su reglamento, así como por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes con fundamento en la Ley de Caminos, Puentes, Autotransporte Federal, y el Reglamento para el Transporte de Materiales y Residuos Peligrosos.



Explosivos

ICI Explosivos México
Explosivos Mexicanos S.A. de C.V.
San Lorenzo No. 1009 Col del Valle.
CP. 03100 México D.F.
Tel: 229-5900 Fax: 229-5929.

Estas informaciones están basadas en la experiencia de **ICI Explosivos** y se ofrecen como parte del servicio a sus clientes.

Se recomienda que los Productos Explosivos sean siempre manejados y usados por personas con el suficiente conocimiento técnico para poder apreciar el riesgo que acompañe su uso.

ICI Explosivos NO GARANTIZA los resultados FAVORABLES ni asume RESPONSABILIDAD alguna por cuanto a la aplicación de sus sugerencias.



Impreso en Mexico

ANFOMEX "X"

Agente Explosivo



Usos

Se utiliza como carga de columna en:

- Minería a cielo abierto
- Canteras
- Construcción

Beneficios

- Economía por su bajo costo.
- Mejor distribución en el barreno por su granulometría.
- Producto con antiapelmazante.
- Mayor contenido de energía.
- Mayor rendimiento.

PROPIEDADES

Densidad gr/cc	.80
Vel. Detonación m/s	3200*
R W S	106
R B S	101
ASv. (Kj/100g)	399
Resistencia al Agua	NULA
Clasificación de Gases	Nº 2
Sensitividad	Alto explosivo

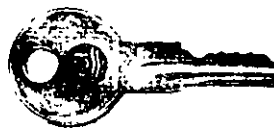
* Esta velocidad es medida en tubo de 4"

R W S = Potencia relativa al peso
R B S = Potencia relativa al volumen
A S V = Valor de la fuerza absoluta



Explosivos

SIEMPRE



MANTENGA LOS EXPLOSIVOS BAJO LLAVE Y ALEJADOS DE LOS NIÑOS.

ANFOMEX "X"
Agente Explosivo

ANFOMEX "X"

Agente Explosivo

Empaque

- Es empacado en bolsas de 25 Kg. de papel doble con forro interno de plástico.

Vida Util

- Tres meses después de su fabricación en condiciones normales de almacenamiento.

Almacenamiento

- Este producto debe ser almacenado en polvorines ventilados y secos a temperaturas óptimas menores de 25°C.
- Estibar no más de 10 sacos.
- La rotación de este producto debe ser sistemática para evitar rezagos.

Transportación

- En vehículos autorizados por la Secretaría de la Defensa Nacional con fundamento en la Ley Federal de Armas de Fuego y Explosivos y su reglamento, así como por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes con fundamento en la Ley de Caminos, Puentes, Autotransporte Federal, y el Reglamento para el Transporte de Materiales y Residuos Peligrosos.



Explosivos

ICI Explosivos México

Explosivos Mexicanos, S.A. de C.V.
San Lorenzo No. 1009 Col del Valle.
CP. 03100 México D.F.
Tel. 229-5900 Fax: 229-5929.

Estas informaciones están basadas en la experiencia de **ICI Explosivos** y se ofrecen como parte del servicio a sus clientes.

Se recomienda que los Productos Explosivos sean siempre manejados y usados por personas con el suficiente conocimiento técnico para poder apreciar el riesgo que acompañe su uso.

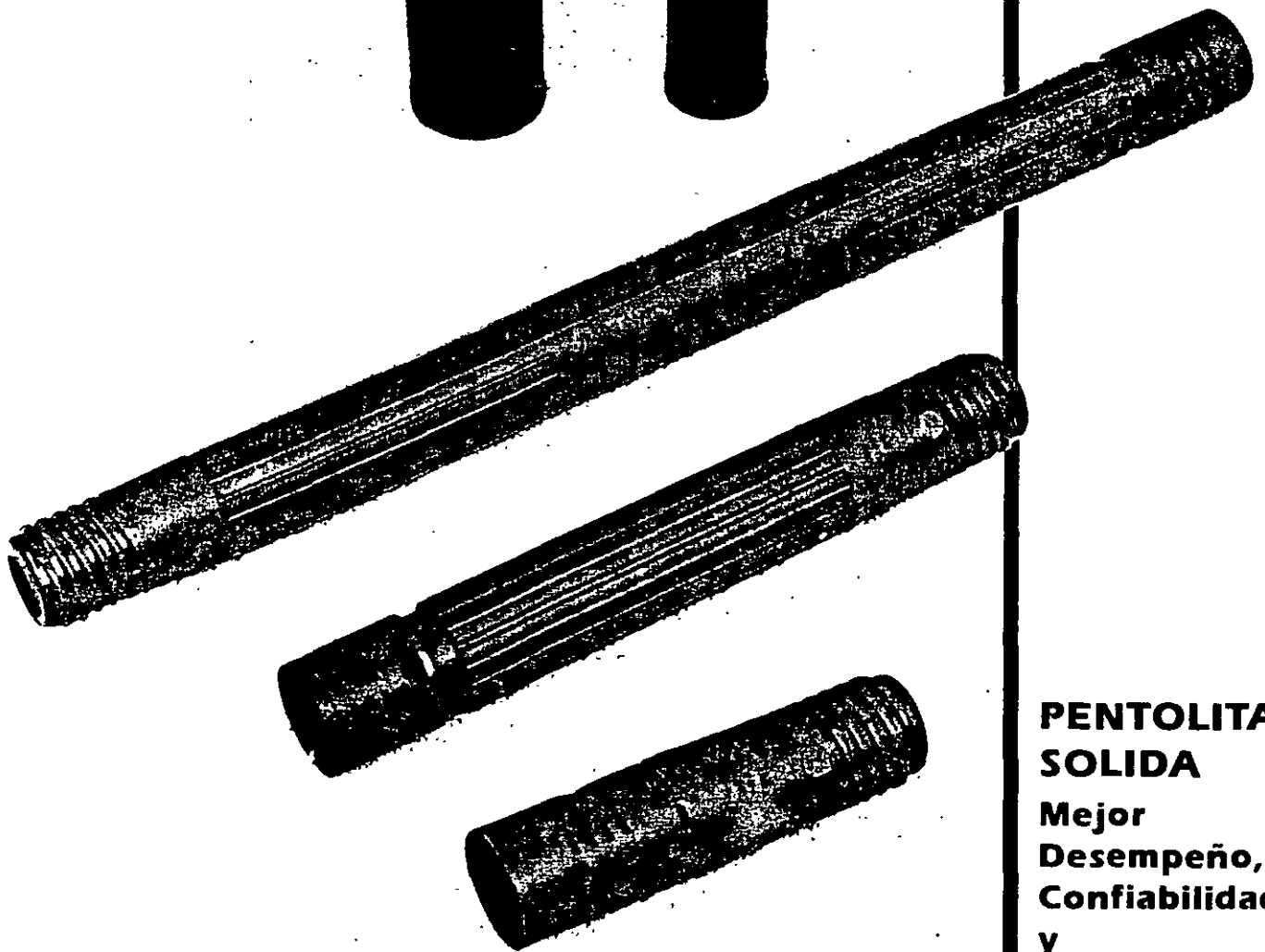
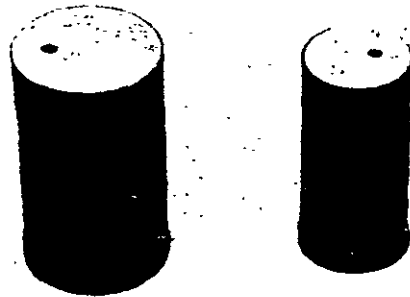
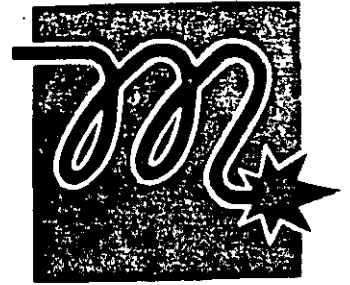
ICI Explosivos NO GARANTIZA los resultados FAVORABLES ni asume RESPONSABILIDAD alguna por cuanto a la aplicación de sus sugerencias



BOOSTERS

MECHA PARA MINAS

Eficiencia de iniciación de
alta energía



**PENTOLITA
SOLIDA**

**Mejor
Desempeño,
Confiabilidad
y
Seguridad.**



INTRODUCCION

Cía. Mexicana de Mecha para Minas, fabricante de iniciadores no eléctricos para voladuras desde 1935, ha incorporado a su línea de productos, los iniciadores de alta presión, BOOSTERS MECHA PARA MINAS en diversas presentaciones.

Esta nueva línea de Boosters, es producida en su planta de Dinamita, Dgo., con la tecnología de Trojan Corporation, líder mundial en la fabricación de boosters y bajo los estándares de calidad certificada internacionalmente por la Norma ISO 9002, lo que asegura su eficiencia en aplicaciones de voladuras y exploración sísmográfica.

VENTAJAS

Los Boosters Mecha para Minas, ofrecen un mejor desempeño, cuando son utilizados con detonadores comerciales o cordón detonante, son confiables, seguros y de alta eficiencia por estar formulados con Pentolita (PETN y TNT)

No contienen nitroglicerina, son impermeables y su vida útil es ilimitada si se le almacena adecuadamente.

Además de soportar bajas temperaturas y de no exudar peligrosos aceites explosivos, pasan las pruebas estándar de disparo con rifle y pruebas de fuego, fricción e impacto.

BOOSTER MECHA PARA MINAS

Los Boosters Mecha para Minas, proporcionan la fuerza de conducción requerida para generar la máxima energía iniciadora en sus voladuras.

- ▶ Combinando, alta velocidad de detonación, 26,000 pies/seg. (7,925 m/seg) con densidad de 1.60 gr./cc. se obtiene una presión de detonación de 250 Kbar
- ▶ Incluyen en su construcción una cavidad profunda que admite cualquier detonador.
- ▶ Una curva en el interior del Booster sirve de protección a la línea de señal del detonador, tubo, cables eléctricos o mecha de seguridad
- ▶ $Presión = 2.5 \times Densidad \times Velocidad^2 \times 10^6$

PRESENTACIONES

16 - 25



UNIDAD

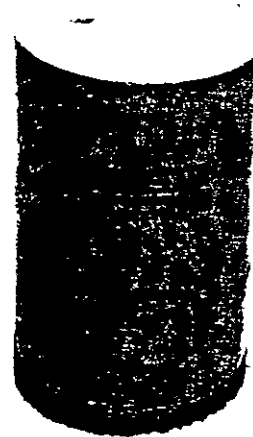
16 ONZAS,
454 grs.

2 1/4" x 4 3/4"
57 mm. x 120 mm.

CAJA

60 Lbs./60 unidades
27 Kg./60 unidades

32 - 25



UNIDAD

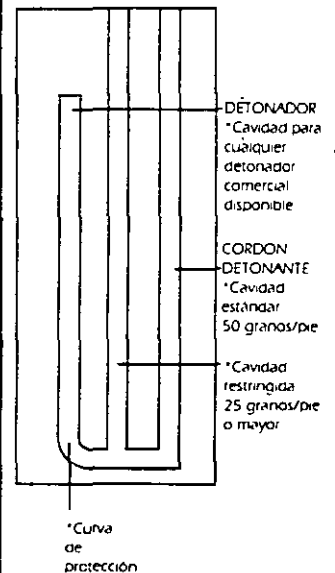
32 ONZAS
908 grs.

3 1/8" x 5"
79 mm x 127 mm.

CAJA

60 Lbs./30 unidades
27 Kg./30 unidades

SECCION LONGITUDINAL



BOOSTER SISMICO

Mecha para Minas

FUNCIONAMIENTO

- ▶ Aplicación en pozos profundos, 4.5 m. a 150 m. ó mayor.
- ▶ Su desempeño no se ve afectado por columnas hidrostáticas.
- ▶ Alcanza su velocidad máxima de detonación en pocos milímetros
- ▶ Atenúa bajas frecuencias y acentúa altas frecuencias
- ▶ Fabricado con materiales vírgenes de alta calidad, no se utilizan subproductos o sensibilizadores internos
- ▶ Contiene dos cavidades para aceptar dos detonadores.

PRESENTACIONES

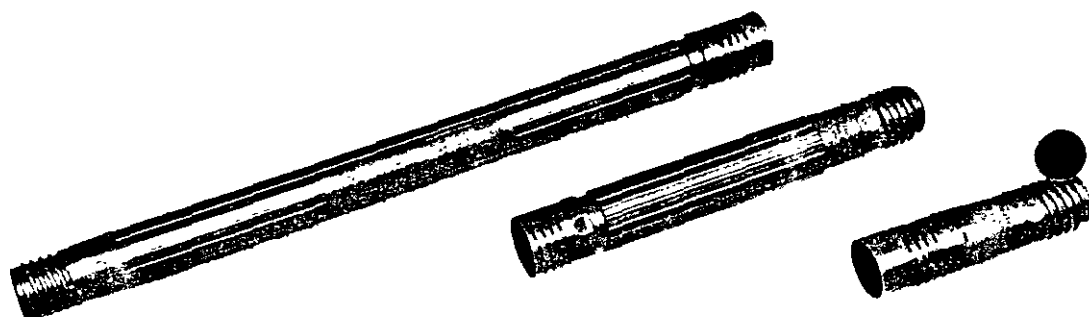
ADVERTENCIA

ATENCION

La información y recomendaciones descritas en este boletín, no cubren todas las posibles aplicaciones del producto o variaciones de las condiciones bajo las cuales éste puede ser utilizado. Las recomendaciones incluidas están basadas en la experiencia, investigación y pruebas del fabricante, quien trata de ser preciso, pero no se otorga ninguna garantía, expresa o supuesta. Además, las especificaciones aquí contenidas, son todas nominales las cuales representan nuestra producción normal. El producto descrito puede ser sujeto a cambio. Favor de comunicarse con el fabricante para cualquier aclaración.

NO GARANTIAS O RESPONSABILIDAD

El producto descrito aquí, es vendido COMO TAL y sin ninguna garantía, expresa o supuesta, derivada de la Ley u otra manera, inclusive cualquier garantía sin límites o comercialización o conveniencia de cualquier propósito. El comprador y usuario acuerdan además liberar al vendedor de cualquiera y todas las responsabilidades derivadas de la compra o uso del producto aquí descrito, independientemente de que tal responsabilidad sea causada por negligencia del vendedor o basada sobre responsabilidades estrictas del producto ó sobre principios de indemnización o contribución.



5.5 lb.

UNIDAD
88 ONZAS
2 495 grs
2 1/4" x 29 1/2"
57 mm x 749 mm.
CAJA
55 lbs./10 unidades
25 Kg./10 unidades

2.5 lb.

UNIDAD
40 ONZAS
1,134 grs.
2 1/4" x 15 3/4"
57 mm. x 400 mm.
CAJA
50 lbs./20 unidades
22.7 Kg./20 unidades

1 lb.

UNIDAD
16 ONZAS
454 grs.
2 1/4" x 8"
57 mm. x 203 mm.
CAJA
40 lbs./40 unidades
18.1 Kg./40 unidades



Compañía Mexicana de Mecha para Minas, S.A. de C.v.

Zacatecas 120, Ote. Col. Las Rosas, Gómez Palacio, Dgo
C.P. 35090 Tels.: (17) 14 0378 (17) 14 7006 Fax: (17) 15 0344

Agentes Explosivos ANFO EMULGEL LD ANFO EMULGEL C

Combinación perfecta de potencia
sensibilidad y economía

Los agentes explosivos ANFO EMULGEL LD y ANFO EMULGEL C se constituyen como la alternativa más confiable de ANFOS de alta potencia en cargas de columna, ofreciendo un inmejorable nivel de confiabilidad en su iniciación.

Nuestros productos ANFO EMULGEL LD y ANFO EMULGEL C están fabricados bajo un balance exacto de materias primas de un alto nivel de calidad, evitando la desintegración del *pellet* lo que facilita su cargado, tanto en vaciado directo en minería a cielo abierto como un cargador neumático en minería subterránea.

Así mismo no contiene ningún componente que pueda causar malestar físico, por lo tanto representa una opción innegable como un producto seguro.

Al ofrecer dos alternativas de producto como son nuestros ANFO EMULGEL LD y ANFO EMULGEL C, el usuario cuenta con elementos necesarios de aplicación que solventarán sus requerimientos tanto de concentración de energía como de ahorro por densidades, obteniendo los resultados requeridos mediante una fragmentación adecuada y por consiguiente bajos costos.

DATOS TECNICOS

	Dinitramex C	Dinitramex LD
Velocidad de Detonación (pies/seg)	9,000-14,000	6,000-9,000
Densidad (grs/cc)	0.84	0.68
Valores de Energía (cal/gr)	926	840
Presión de Detonación (Kbars)	65	56
Resistencia de Agua	Pobre	Pobre
Diámetro Crítico	7/8"	7/8"
Sensibilidad	al Cebo 7/8" x 5"	al Cebo 7/8" x 5"

Para mayores informes consulte nuestro Departamento Técnico
y de Servicio EMULGEL 91 (492) 34136 FAX (492) 34173

ANFO EMULGEL
Dinitramex®

Nonel Primadet conector bidireccional

Empaque

Tiempos
(Milisegundos)

Código de color

9 Ms	Verde
17 Ms	Amarillo
25 Ms	Rojo
35 Ms	Negro
65 Ms	Blanco

Los blocks de plástico están codificados con colores, según los diversos tiempos de retardo. Cada caja contiene 50 Conectores Bidireccionales. La caja pesa 10 lbs. (4.54 kgs.) y mide 14" x 12" x 7 3/4" (35 x 30 x 20 cm)



Nonel Primadet línea de entrada sin ruido

Longitud de la Línea	Unidades/Caja	Peso/Caja	Dimensiones de la Caja
200 pies (60.96 Mts)	8	10Lb. (4.5 kgs)	3/4" x 10 3/4" x 9 1/2"
500 pies 52.40 mts)	8	19Lb. (8.6 kgs)	3/4" x 16 3/4" x 7"
1000 pies (304.80 mts.)	4	18Lb. (8.2 kgs)	3/4" x 16 3/4" x 7"

Ventajas:

Seguridad: No requiere modificaciones, tales como cortes, uniones o separaciones. El sistema Nonel Primadet deberá usarse tal como llega de fábrica evitando así la generación involuntaria de condiciones de riesgo.

El tubo Nonel no puede ser iniciado por transmisores de radio de alta frecuencia, electricidad estática o extraña, flama, fricción o impactos encontrados en condiciones normales de explotación.

De uso sencillo y flexible: La conexión del sistema es bastante simple pues los componentes se surten totalmente ensamblados. Además, ningún tipo de conocimiento sobre conexión de circuitos eléctricos es necesario.

Sistema No-Eléctrico: No es necesario entrenar y re-entrenar personal en el manejo de complejos circuitos eléctricos. Este es el sistema más sencillo al que se dispone, para aplicaciones donde una iluminación adecuada de retardos es necesaria.

Sin Ruido: El sistema Nonel Primadet no es ruidoso. La señal que viaja dentro del tubo es muda.

Economía: La flexibilidad del sistema al combinar los Conectores Bidireccionales de superficie con cualquiera de los productos Nonel Primadet mencionados, no hará necesario un alto inventario de las diversas longitudes y períodos de retardo existentes.

Servicio:

Cia. Mexicana de Mecha para Minas, S.A., pone a su disposición personal especializado para asesorarle en el uso y aplicación de los productos NONEL PRIMADET.

Además de mantener constantemente la suficiente existencia del producto para satisfacer cualquier necesidad en el menor tiempo posible.

Importante: Debido a los diversos factores fuera de nuestro control, que intervienen en el uso de este producto, el fabricante no ofrece garantía, ni adquiere responsabilidad alguna.



Ensign-Bickford

Consúltenos:

Cia. Mexicana de Mecha para Minas, S.A. de C.V.
Calle Zacatecas No. 120 Ote
Gómez Palacio, Dgo., C.P. 35080, México
Teléfonos 91 (17) 14-03-78 y 14-08-99

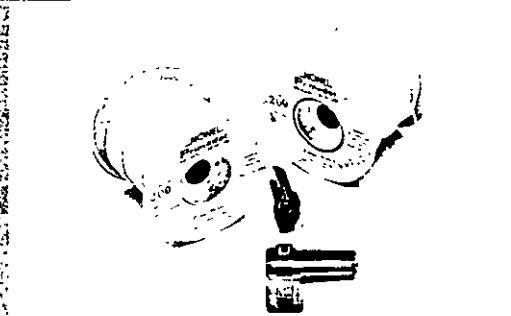
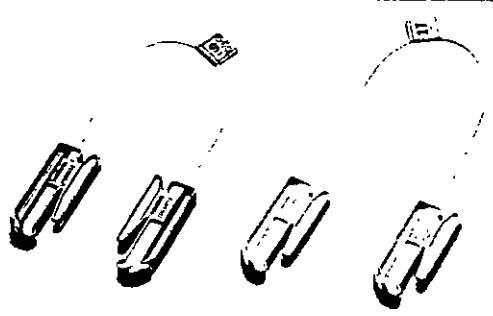
entrada de humedad del ambiente al interior del tubo.

2. - **Detonador con retardo no-eléctrico.** Los detonadores no eléctricos con retardo son iniciados por la onda que vaja a través del tubo Nonel. El detonador tiene integrado un elemento retardador no eléctrico de milisegundos.

Este detonador iniciará todos los boosters disponibles, así como cualquier explosivo sensible a fulminante

3. - **Etiqueta.** Una etiqueta indica el periodo y/o tiempo nominal de disparo

Esta etiqueta está localizada justamente abajo del sello ultrasónico en el extremo del tubo Nonel.



Tiempos de retardo disponibles y empaque de Nonel Primadet para trabajo pesado "HD"

Nonel Primadet de longitud larga para trabajo pesado (L L H D)

Periodo	Retardo (Milisegundos)
1	25
2	50
3	75
4	100
5	125
6	150
7	175
8	200
9	250
10	300
11	350
12	400
13	450
14	500
15	600

Periodo	Tiempo (Milisegundos)
1	25
2	50
3	75
4	100
5	125
6	150
7	175
8	200
9	250
10	300
11	350
12	400
13	450
14	500
15	600

Los HD son empacados en cajas de embarque, conteniendo 250 Unidades por caja. En esta caja de embarque, hay 10 subempaques con 25 unidades cada uno. El peso total es de 14 Lbs (6.350 Kgs) y mide 14" x 12" x 7 3/4" (0.35 x 0.305 x 0.196 mts)

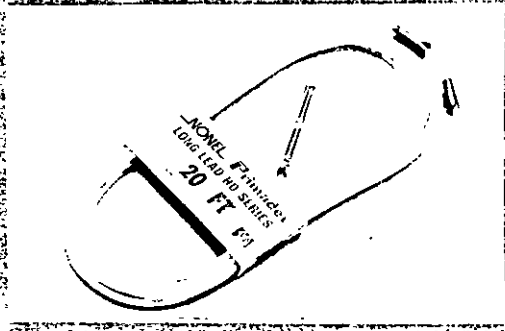
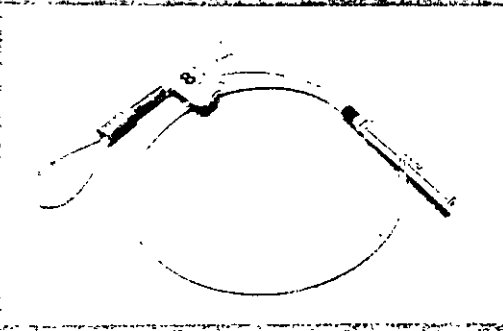
Empaque de Nonel Primadet de longitud larga para trabajo pesado (LLHD)

Longitud		Peso	Caja	Dimensiones	
(Ft)	(Mts)	(Lbs)	(Kgs)	(Plgs)	(Mts.)
20	6.09	39	17.69	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
30	9.14	41	18.59	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
40	12.19	44	19.96	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
50	15.24	47	21.32	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
60	18.28	49	22.22	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
(80)*	24.38	41	18.59	22 1/2 x 10 x 20	0.57 x 0.254 x 0.508
(100)*	30.48	46	20.87	22 1/2 x 10 x 20	0.57 x 0.254 x 0.508
(200)*	60.96	52	23.59	22 1/2 x 10 x 20	0.57 x 0.254 x 0.508

*Cada Unidad viene en carretes de 4" x 3" (10 cm x 7.5 cm)

Ahora las voladuras de alta eficiencia a cielo abierto, o en las que se requieren intervalos de retardo debido a restricciones por vibraciones, se hacen con Nonel-Primadet, el sistema iniciador con retardo del tipo No-Eléctrico que transmite confiablemente una señal al fulminante sin afectar al agente explosivo normalmente usado en la columna del barreno y también: sin presentar los problemas de iniciación que pudieran surgir con el uso de los sistemas eléctricos existentes.

Nonel es un sistema de transmisión de señal No-Eléctrica y Ni Disruptivo que inicia con seguridad un fulminante en forma instantánea o con el tiempo de retardo seleccionado. Este sistema, puede ser iniciado mediante un "detonador de impacto", con cordón detonante o por un fulminante ordinario.



Tipos y aplicaciones

I.- Iniciadores con retardo No-Eléctricos Nonel Primadet

Para trabajo pesado "H D" Se utilizan como medio de iniciación con retardo, dentro del barreno en conjunto con Cordón Detonante Primacord de bajo peso de núcleo. Diseñado para funcionar en aquellas voladuras que contienen barrenos de diferentes longitudes o bancos a diferentes alturas.

La longitud del Tubo Nonel en este sistema es fija, 30 pulgs. (0.762 mts.). En un extremo tiene un fulminante de potencia 12 y en el otro tiene un "ojal" formado por tubo Nonel, que es donde se sujeta el cordón detonante. El "ojal" está sujetado por un seguro plástico de color naranja. Existen 15 períodos de retardo disponibles.

Nonel Primadet "HD" también tiene aplicación en minería subterránea, por ejemplo en barrenaciones en abanico.

II.- Iniciadores con retardo No-Eléctrico Nonel Primadet de Longitud larga para trabajo pesado "LLHD".

Están formados por un tubo Nonel diseñado para tener más resistencia a la abrasión y a la tensión.

Encuentran su principal aplicación en barrenos de media a gran profundidad, donde se requiere una carga de columna con explosivo sensible al fulminante, sin que el tubo Nonel deflagre o detone la carga explosiva. La potencia del detonador con retardo no-eléctrico equivale a la de un fulminante Núm. 12 y se dispone de los mismos períodos de retardo que en el "H D".

III.- Conectores de Retardo Bidireccionales para superficie Nonel Primadet.

Este accesorio consta de un tubo nonel de aproximadamente 18 pulgadas (45.72 cm.) de longitud, de color transparente cuyos extremos están sujetos a idénticos detonadores no eléctricos con retardo, equivalentes a un fulminante con potencia No. 8, que a su vez se encuentran insertados en bloques de plástico. El

sistema de retardo entre barrenos en un voladura donde sólo Cordón detonante es utilizado como línea troncal para iniciación en superficie. Este propósito se logra al cortar el Cordón detonante de la citada línea troncal y unir los extremos con los bloques de plástico del Conector. Estos Conectores son bidireccionales porque transmiten la señal en ambos sentidos.

IV.- Iniciadores con retardo No Eléctrico Nonel Primadet, Línea de entrada sin ruido.

Esta diseñado para utilizarse como un iniciador primario tanto en minería como en construcción.

Las líneas de entrada sin ruido están empacadas en carretes para facilitar su aplicación y desplegado. Cuando todo el personal y equipo han sido evacuados del área de la voladura, el "poblador", que es el block plástico que contiene el Primadet (detonador) a la línea troncal de la plantilla que va a ser volada.

El "poblador" va descarretando el tubo Nonel hasta un lugar seguro donde lo iniciará.

La línea de Entrada sin Ruido es iniciada mediante un disparador de impacto Nonel.

Características técnicas, componentes del sistema

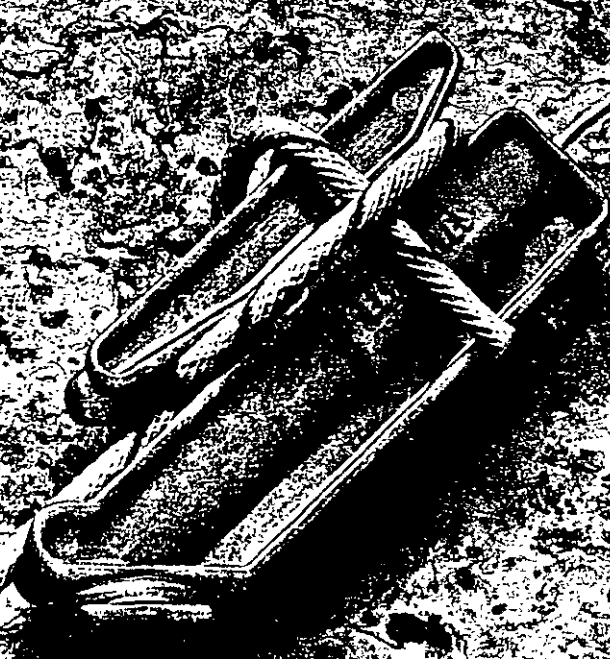
1.- **Tubo Nonel.** Es un tubo de plástico laminado que contiene sobre su superficie interna una pequeña capa de material reactivo; solamente una libra (0.453 Kg) de este material por cada 70,000 pies (21,336 m) de tubo.

Cuando el tubo Nonel es iniciado, ya sea por un "detonador de impacto", fulminante ordinario o Cordón detonante, transmite confiablemente una señal de baja energía de un punto a otro y aproximadamente a 2,000 Mts./Seg.

La detonación es sostenida por una cantidad tan pequeña de material reactivo que la superficie exterior del tubo permanece intacta durante y después del funcionamiento; por tal motivo, el tubo no deflagra ni detona ningún tipo de explosivo comercialmente disponible. El extremo libre del tubo contiene un sello ultrasónico que evita la

NONEL® Primadet

...El sistema iniciador de voladuras a cielo abierto más eficiente y moderno.



ALISO
SW
6



Empire-Howard

AD-10



20

83

022

NO

Introducción

Ahora las voladuras subterráneas de alta eficiencia se hacen con Primadet, el sistema iniciador con retardo del tipo "No-Eléctrico" y no disruptivo, que transmite confiablemente una señal al fulminante con el tiempo de retardo seleccionado, sin afectar al agente explosivo normalmente usado en el barreno y sin los problemas de iniciación que pueden surgir con el uso de los sistemas eléctricos existentes.

El sistema Primadet, puede ser iniciado mediante un "Detonador de impacto", cordón detonante o por un fulminante ordinario.

Características Técnicas

El sistema iniciador Primadet MS y LP consta de 4 componentes principales

1) Tubo transmisor Primadet.

Es un tubo de plástico laminado que contiene sobre su superficie interna una pequeña capa de material reactivo; solamente una libra (0453 kg), por cada 70,000 pies (21,336 m) de tubo. Cuando el tubo es iniciado, transmite una señal de baja energía a 6,500 pies/seg (1,981 m/seg). La detonación es sostenida por una cantidad tan pequeña de material reactivo, que se propaga a través de dobleces agudos, nudos o torceduras en el tubo transmisor, dejando intacta la superficie exterior durante su funcionamiento, es decir el tubo no deflagra, ni detona ningún tipo de explosivo comercialmente disponible, con el cual entre en contacto, únicamente inicia al detonador con retardo no eléctrico. El diámetro exterior del tubo es de 0.30 cm y tiene una resistencia mínima a la tensión de 30 lbs (13.6 Kg) y una elongación de 200%. En el extremo libre del tubo hay un sello ultrasónico para evitar la entrada de humedad del ambiente a su interior.

2) Detonador con retardo no eléctrico

Estos detonadores son iniciados por la onda que viaja a través del tubo Primadet y su retardo es del tipo pirotécnico.

En particular, los detonadores de los sistemas "LP" tienen una potencia equivalente a la de un fulminante N° 12 y los sistemas "MS" a la del N° 8.

Los detonadores contienen un elemento que previene la detonación accidental por estática

3) Gancho "J"

Es un gancho de plástico totalmente inerte que facilita la conexión del tubo transmisor Primadet con la línea troncal de cordón detonante Primacord formando un ángulo de 90° entre el tubo y el cordón detonante

4) Etiqueta

El último componente del sistema es una etiqueta con un código de colores, la cual indica el tipo de retardo, "MS" o "LP", el número de periodo de retardo, así como el tiempo nominal de disparo

Ventajas:

• Seguridad

El sistema Primadet evita la generación involuntaria de condiciones de riesgo, ya que es utilizado tal y como es recibido de fábrica

El tubo transmisor de Primadet no puede ser iniciado por transmisores de radio de alta frecuencia, electricidad estática o extraña, flama, fricción o los impactos normalmente existentes en las condiciones de minado

• Sencillez y flexibilidad de uso.

La conexión del sistema es rápida y extremadamente sencilla, ya que los componentes se surten totalmente ensamblados

• Sistema "No-Eléctrico"

No requiere de entrenamiento al personal en el manejo de complejos circuitos eléctricos

• Sin ruido

La señal transmitida por el sistema Primadet es totalmente silenciosa

PRIMADET^(D)

Tipos y aplicaciones del sistema

I Iniciadores con retardo tipo "LP", (Periodos largos) Primadet

Se utilizan como medio de iniciación dentro de los barrenos, por lo general, donde hay una cara libre como Túneles, tiros, rampas, contrapozos, etc. (El color del tubo Primadet es amarillo). (Tablas 1 y 2).

II Iniciadores con retardo tipo "MS", (Milisegundos) Primadet.

Se aplican como medio de iniciación dentro de los barrenos, generalmente donde hay 2 ó mas caras libres, por ejemplo Rebajes, trabajos de construcción, bancos, etc (El color del tubo Primadet es naranja) (Tablas 1 y 2)

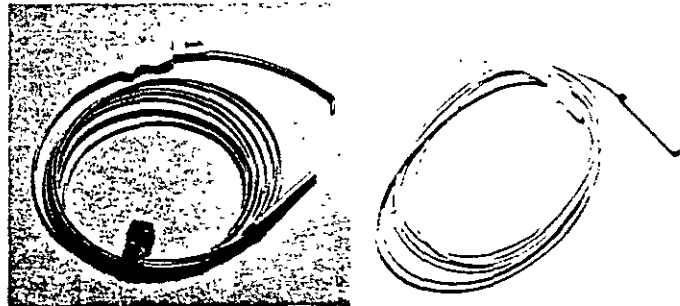


Tabla N° 2.

Primadet tipos MS y LP Empaques.

SERIE MS.

Longitud m. (pies)	Piezas por caja.	Peso por caja Kg. (Libras)
3.6 m (12)	150	6.8 Kg (15)*
4.9 m (16)	100	5.9 Kg (13)*
6.1 m (20)	300	18.6 Kg (41)**
9.1 m (30)	200	15.4 Kg (34)**
12.2 m (40)	125	12.7 Kg (28)**
15.2 m (50)	100	13.6 Kg (30)**
18.3 m (60)	100	13.6 Kg (30)**
24.4 m (80)	100	17.7 Kg (39)**
30.5 m (100)	75	13.6 Kg (30)**

SERIE LP.

Longitud m. (pies)	Piezas por caja	Peso por caja. Kg. (Libras)
3.6 m (12)	150	7.2 Kg (16)*
4.9 m (16)	100	5.9 Kg (13)*
6.1 m (20)	300	19.5 Kg (43)**
9.1 m (30)	200	16.8 Kg (37)**

* Dimensiones de la caja 41 x 31.5 x 20 cm

** Dimensiones de la caja 60.9 x 43.2 x 30.5 cm.

Tabla N° 1.

Primadet tipos MS y LP Retardos y longitudes disponibles.

SERIE "MS"		SERIE "LP"	
Periodo	Retardo	Periodo	Retardo
1	25 MS	1	0.2 Seg.
2	50 MS	2	0.4 Seg.
3	75 MS	3	0.6 Seg.
4	100 MS	4	1.0 Seg.
5	125 MS	5	1.4 Seg.
6	150 MS	6	1.8 Seg.
7	175 MS	7	2.4 Seg.
8	200 MS	8	3.0 Seg.
9	250 MS	9	3.8 Seg.
10	300 MS	10	4.6 Seg.
11	350 MS	11	5.5 Seg.
12	400 MS	12	6.4 Seg.
13	450 MS	13	7.4 Seg.
14	500 MS	14	8.5 Seg.
15	600 MS	15	9.6 Seg.

Longitudes

3.6 m (12 pies)
4.9 m (16 pies)
6.1 m (20 pies)
9.1 m (30 pies)
12.2 m (40 pies)
15.2 m (50 pies)
18.3 m (60 pies)

Longitudes

3.6 m (12 pies)
4.9 m (16 pies)
6.1 m (20 pies)
9.1 m (30 pies)

24.4 m y 30.5 m. (80 y 100 pies)*

* Fabricacion especial.



I.- Trabajos de desarrollo y/o preparación

Dependiendo del tamaño y la configuración del área que va a ser detonada, los Primadets pueden ser sujetos a una línea troncal de "Cordón detonante" usando el "Gancho J".

Iniciación del Primadet.

Los cordones detonantes "E-Cord" y "Detacord", son ideales para iniciar todos los sistemas Primadet. Al detonar desplazan una energía a lo largo de toda su longitud, equivalente a la de un fulminante ordinario y suministran la potencia necesaria para iniciar el tubo transmisor Primadet cualquiera que sea su posición.

Cargado

El primer paso de esta operación, consiste en cebar un cartucho introduciéndole el fulminante con retardo Primadet de forma tal, que el 100% del mismo quede inmerso en la masa explosiva del cartucho. Se recomienda que al cargar el cebo, el extremo cargado del fulminante quede orientado hacia la columna explosiva.

(Figuras 1 y 2)

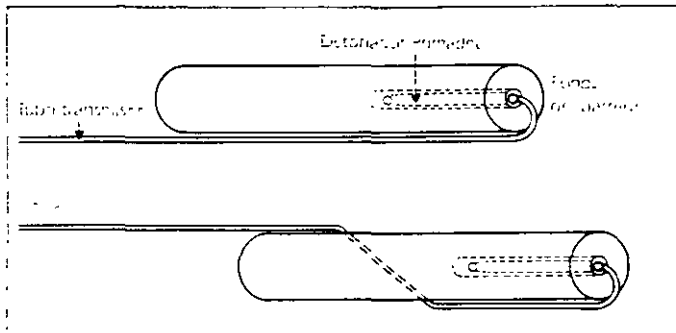


Figura 1. Cebado

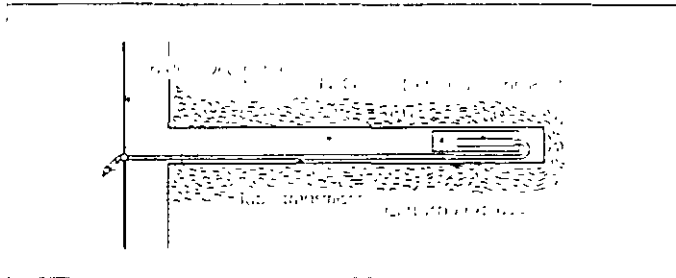


Figura 2. Barreno cargado con ANFO



Uso del "Gancho J"

Las figuras 3, 4A y 4B muestran el procedimiento para el uso del "gancho J".

Siempre conecte el "gancho J" a la línea troncal y a la distancia más corta posible de la boca del barreno. Así, se obtendrá el ángulo de 90° recomendado entre el tubo Primadet y la línea troncal.

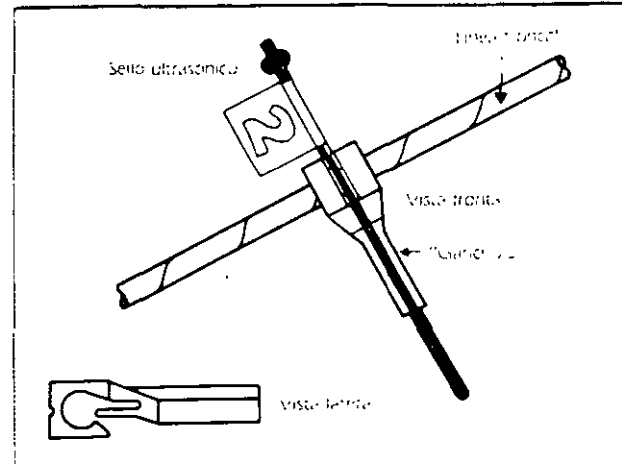


Figura 3: "Gancho J"

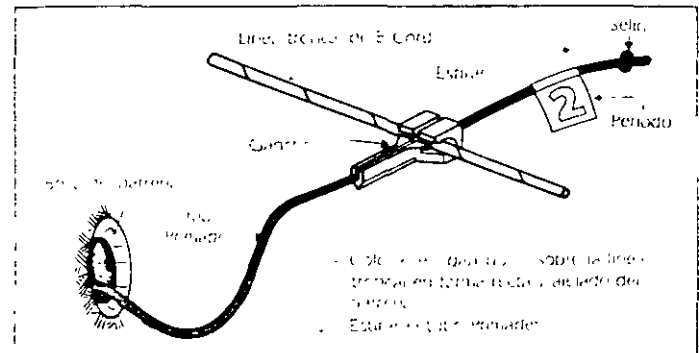


Figura 4A: Como conectar Primadet a la línea troncal con el "gancho J".

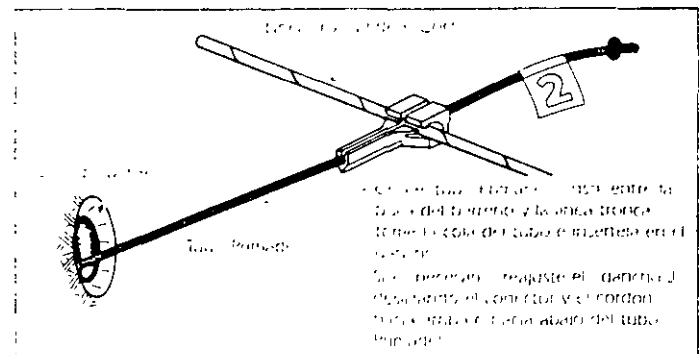
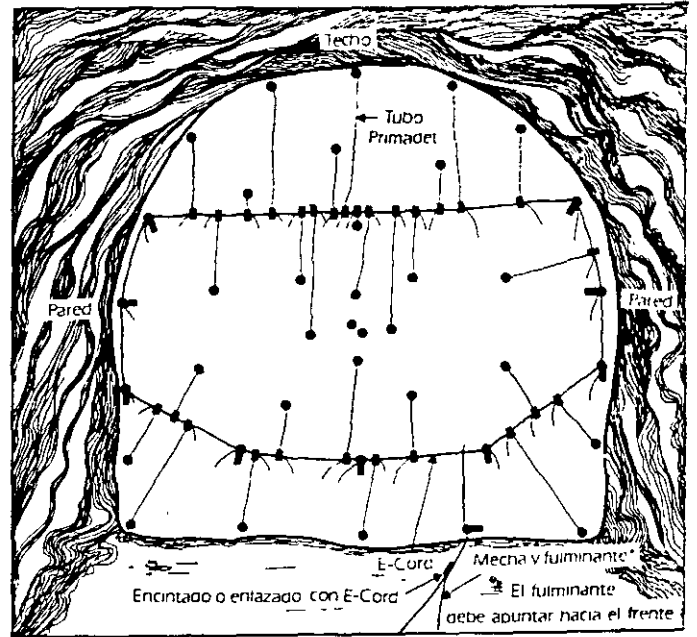


Figura 4B. Procedimiento para conectar Primadet

En la figura 5A, se muestra una plantilla de desarrollo. La línea troncal de cordón detonante es sujeta mediante el "gancho J" a la boca de varios barrenos alrededor de la cara en convenientes localizaciones, de manera que los tubos restantes puedan ser sujetados fácilmente (Fig. 5B). Es importante formar un circuito cerrado con la línea troncal al utilizar Primadet para obtener mayor seguridad, ya que así, se proveen dos rutas de iniciación para cada tubo.

En frentes de mayor sección, se pueden utilizar estacas para ayudar a mantener firme la línea troncal. Este método, también se recomienda en tiros donde gran cantidad de agua está presente. (Fig. 6).



* No sujete el fulminante a la línea de E-Cord hasta el momento de iniciar la voladura

Figura 5B. Conexión completa

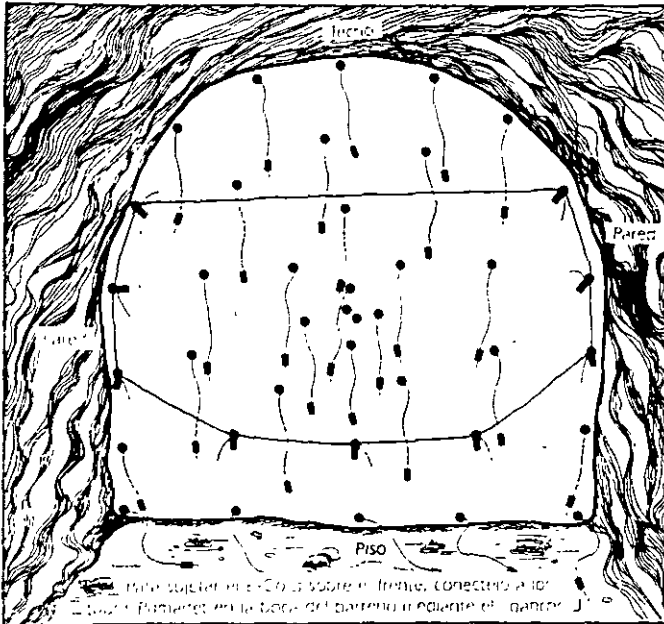


Figura 5A. Disposición de la línea troncal de E-Cord, sobre la cara de un túnel.

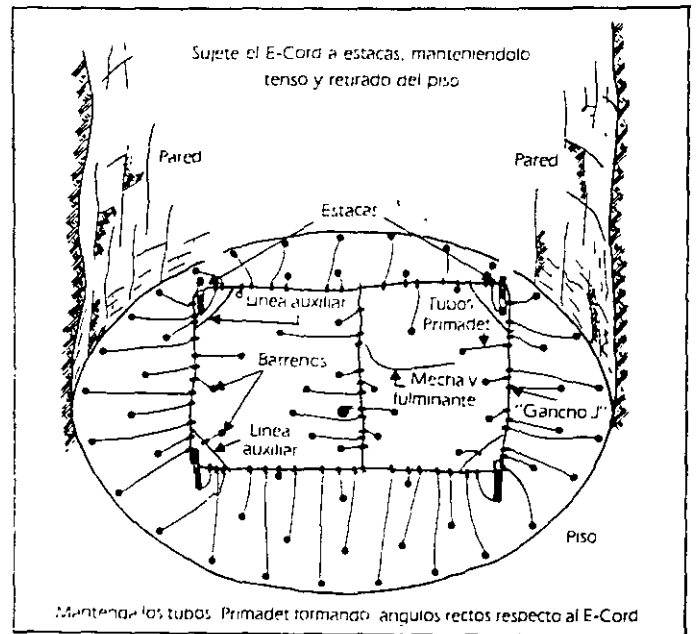
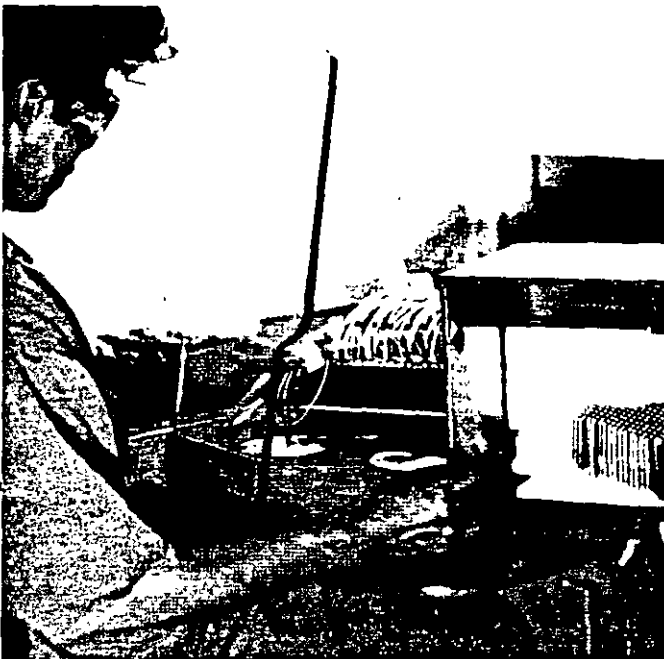


Figura 6. Conexión típica en un tiro usando "ganchos J"



Manojos de Primadet

Los manojos de Primadet consisten en unir tantos tubos transmisores, (Máximo 20 por manajo) como la longitud lo permita, enlazándolos con un nudo de cordón detonante

Forma de hacer el manajo.

Los manojos con tubos Primadet puede asegurarse con cinta de aislar (Figura 7)

Las figuras 7 y 8 muestran la forma conveniente de anudar el cordón detonante después de haber hecho los manojos. Más de 6 vueltas de cordón detonante, podrían ser exceso de potencia y ocasionar fallas

En todos los casos, un circuito cerrado de cordón detonante es recomendado para proveer dos caminos de iniciación en cada manajo

Es importante tener el cordón detonante tenso, recortar y checar la colocación de sus colas, asegurándose de que todos los nudos estén bien hechos

"El cordón detonante deber ser jalado lejos del manajo para evitar su contacto o una distancia de menos de 6 pulgadas de los tubos Primadet que vienen de los barrenos al nudo del manajo.

Si el cordón detonante no tiene adecuado contacto con el tubo, su violenta explosión simplemente destruirá el tubo, pero no lo iniciará".

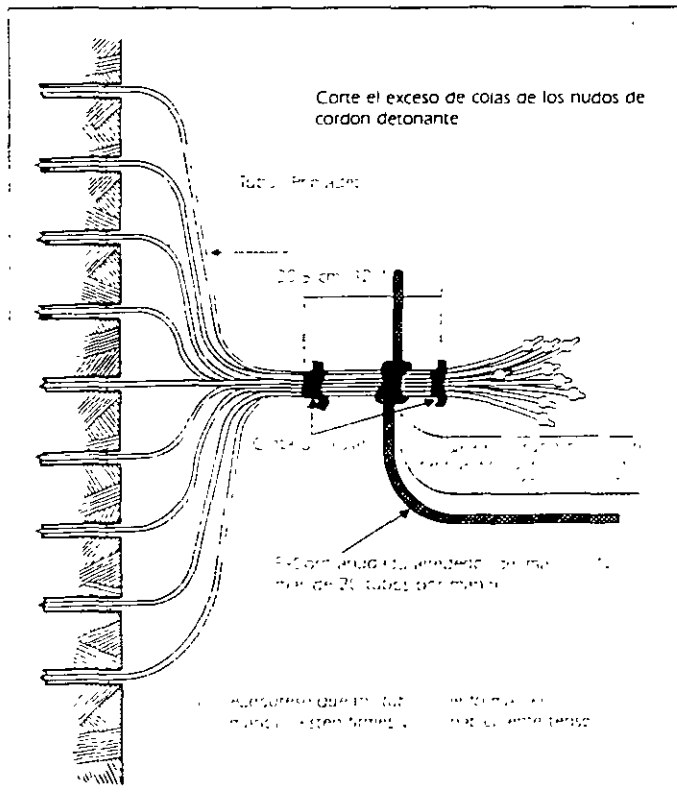


Figura 7. Método recomendado para hacer los manojos.

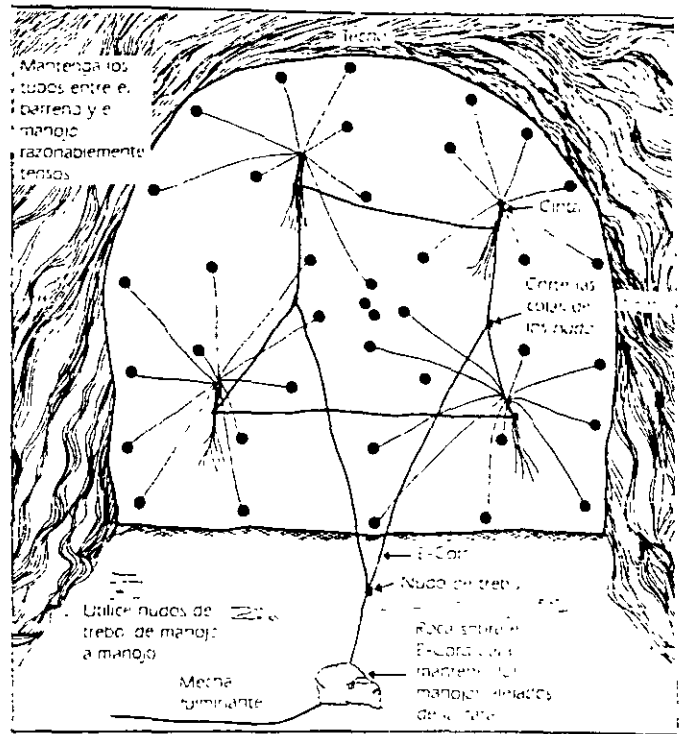


Figura 8. Conexión de tubos Primadet con cuatro manojos

II.- Trabajos de producción.

A continuación se ilustran algunas de las aplicaciones más comunes del Sistema Primadet y ejemplos que muestran la versatilidad del producto y sus ventajas en voladuras subterráneas.

Voladuras en abanico.

La figura 9, muestra parcialmente la sección transversal de una plantilla en abanico cargada con Primadet MS.

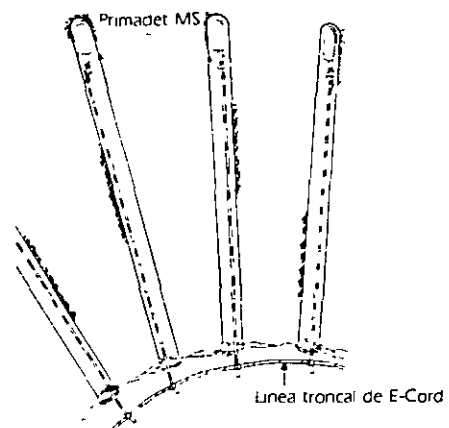


Figura 9. Barrenos en abanico cargados con Primadet MS.

Barrenación larga.

El sistema Primadet, también es utilizado en voladuras de bancos con barrenación larga (Ver Figura 10).

Los barrenos se cargan utilizando una carga de columna, cebo y Primadet MS

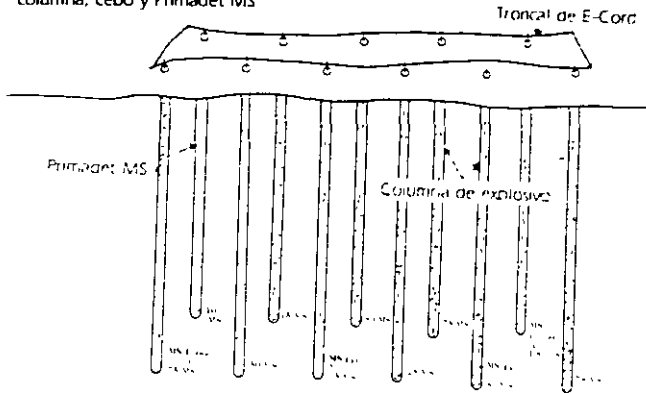


Figura 10. Barrenación larga.

Rebajes con corte horizontal

Las plantillas en este tipo de rebajes son muy simples, ya que no es necesario crear una salida. (Figura 11.)

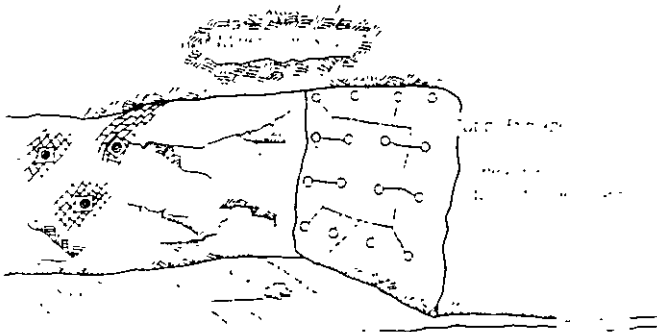


Figura 11. Barrenación horizontal en corte y relleno.

Rebajes con barrenación vertical y/o inclinada.

"Los Primadet tipo MS son el medio de iniciación adecuado para rebajes de gran producción".

Un infinito número de períodos de retardo es obtenido mediante puentes entre cada una de las series. Cuando se usa el puenteo, un rebaje de cualquier longitud puede ser detonado utilizando incrementos de retardo entre cada fila.

La figura 12, muestra la secuencia de tiempos para un rebaje

Note que el puente utilizado es un período 12, para comenzar la siguiente serie con un período 8. Estos períodos de retardo MS, son utilizados para puenteo porque la línea troncal de la próxima serie es iniciada 4 filas antes del final de la serie precedente (retardando los barrenos de los extremos de cada fila).

Si los barrenos exteriores en una fila no son retardados un período, use entonces hasta el período 14 (500 MS) y puentee con un período 11 (350 MS)

Es muy importante asegurar la línea de cordón detonante La concusión durante la primera serie puede ocasionar que los tubos aún no iniciados sean fuertemente sacudidos y el puente y la línea troncal pueden romperse.

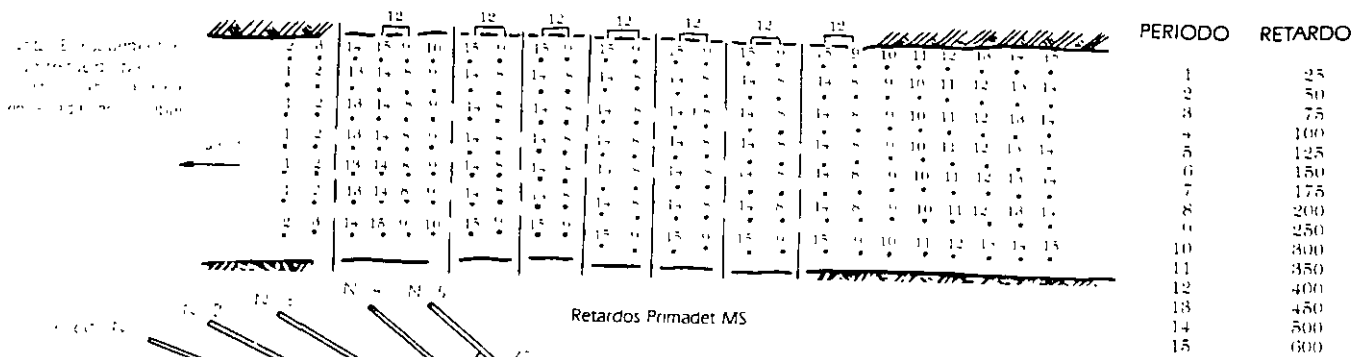


Figura 12. Secuencia de retardos sugerida con puenteo para rebajes largos.



Enlace las líneas de cordón detonante de manera que forme una red (Ver figuras 13A, B y C). Cuando conecte un periodo de retardo MS. como puente de una serie a la próxima, el extremo cerrado del fulminante del Primadet MS. debe estar apuntando hacia la próxima serie que se quiera iniciar.
 Recuerde, éste es un puente unidireccional (Figura 14)

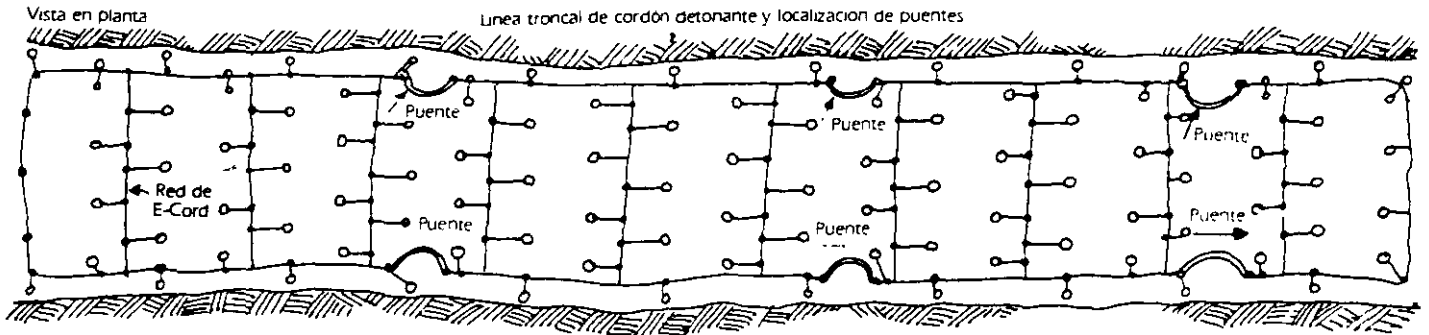


Figura 13A. Conexión con "Gancho J" utilizado en un rebaje largo y angosto

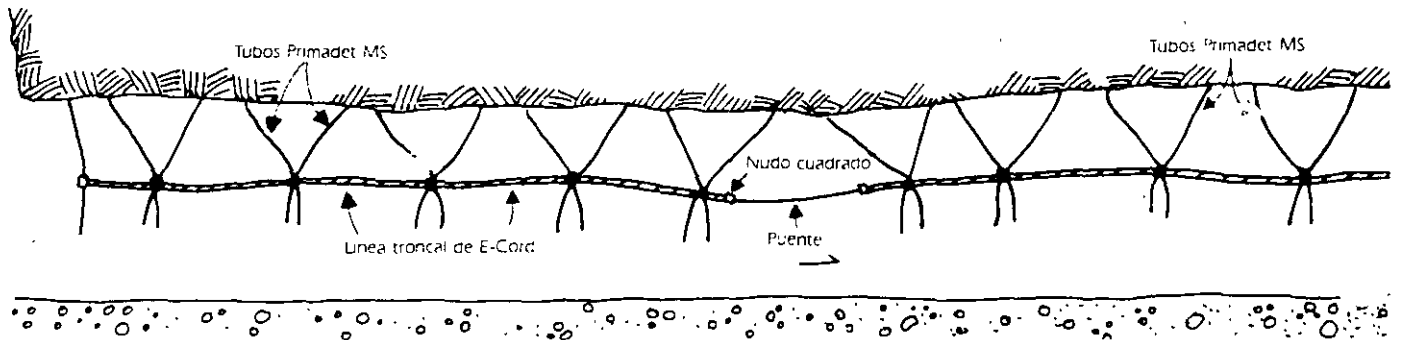


Figura 13B. Tubos MS conectados a la línea troncal
 Escala diferente a la utilizada en la figura 13A

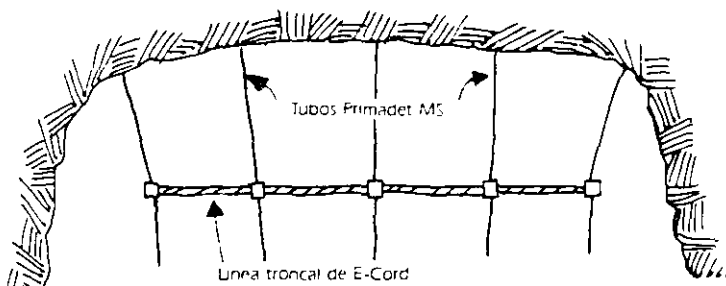
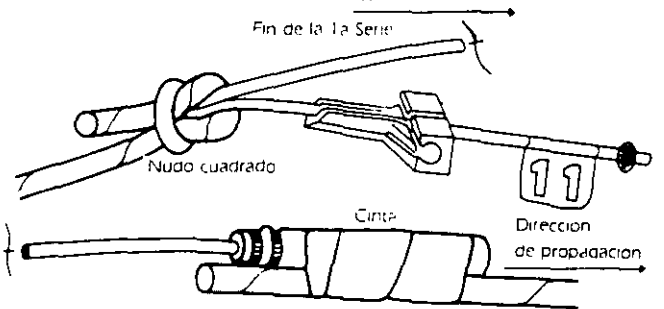


Figura 13C. Vista frontal



Las conexiones con puente son muy importantes

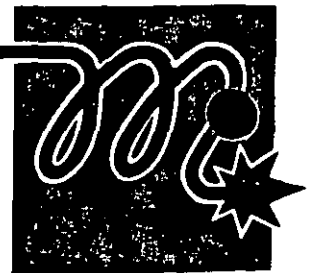
Tome las siguientes precauciones

- 1 - Que apunte en la dirección correcta
- 2 - Que el fulminante esté bien sujeto, (encintarlo a la línea troncal de la próxima serie)
- 3 - La cola del Primadet es anudada (o conectada mediante el "gancho J") al final de la 1a Serie, con un nudo cuadrado a la línea troncal.
- 4 - Dos puentes como mínimo deben ser utilizados entre series por seguridad

Figura 14. Puenteo con Primadet

Compañía Mexicana de Mecha para Minas, S.A. de C.V.

Zacatecas No. 120 Ote. Gómez Palacio Durango
 Tel. (17) 14-03-78 Fax (17) 15-03-44





FOUR MAJOR METHODS OF CONTROLLED BLASTING

■ The information in this publication has been developed by Du Pont to provide explosives consumers with practical knowledge regarding the art of controlled blasting to reduce overbreak.

- An analysis of
the principles,
applications,
advantages and
limitations of
- line drilling
 - cushion blasting
 - smooth blasting
 - pre-shearing

Users of explosives have searched for and tried many ways to reduce overbreak in blasting. For reasons of safety, overbreak is objectionable when it produces unstable backs, ribs or slopes and is *economically* objectionable when excavation exceeds pay line (extra concrete is required and shatter of slopes requires costly maintenance).

Numerous Controlled Blasting techniques are used to reduce overbreak. However, all have one common objective: *to reduce and better distribute the explosive charges to minimize stressing and fracturing of the rock beyond the neat excavation line.*

Descriptive names associated with Controlled Blasting techniques are numerous and, in some cases, even confusing. This comprehensive report has been prepared by Du Pont to clarify these terms, as well as set forth the basic principles of the various techniques.

From the first use of explosives in the mining and construction industries, attempts were made to develop formulas to provide "foolproof" methods for controlling overbreak. In recent years, the approaches have been more sophisticated; however, they are still essentially trial and error propositions so far as practical field application is concerned. This is not really surprising when considering the geological variables involved in blasting. It is unrealistic to believe that the same blasting technique would be equally successful in massive igneous formations as in highly stratified sedimentary deposits.

For many years, Line Drilling was the only technique used for overbreak control. Line Drilling simply involves a single row of unloaded, closely-spaced holes along the neat excavation line providing a plane of weakness to which the blast can break.

Over the years, modifications in Line Drilling have prompted the introduction of other terms such as: Cushion Blasting, Pre-Shearing, Pre-Splitting, Smooth Blasting, Sculpture Blasting, Perimeter Blasting and Contour Blasting. These techniques differ from the original line drilling principle chiefly in that some, or all of the holes, are loaded with relatively light, well-distributed charges of explosives. The firing of these light charges tends to shear the rock between the holes permitting wider hole spacings than when Line Drilling. Consequently, drilling costs are reduced and in many cases better control of overbreak is experienced.

The controlled blasting techniques described in this report are grouped into four categories:

- | | |
|----------------------|---------------------|
| (1) Line Drilling | (3) Smooth Blasting |
| (2) Cushion Blasting | (4) Pre-Shearing |

Some of the above techniques have application in both underground and open work. This report lists their applications . . . advantages . . . and limitations for various conditions.



LINE DRILLING

Principle

Line Drilling involves a single row of closely spaced, unloaded, small-diameter holes along the neat excavation line. This provides a plane of weakness to which the primary blast can break. It also causes some of the shock waves created by the blast to be reflected which reduces shattering and stressing of the finished wall.

Application

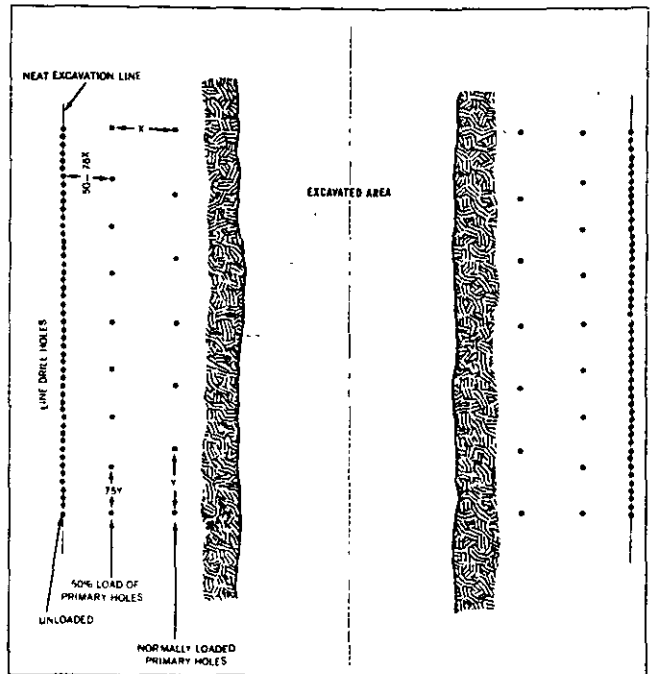
Line drill holes are generally 2 to 3" in diameter and are spaced from 2 to 4 times the hole diameter apart along the excavation line. Holes larger than 3" are seldom used in line drilling since the higher drilling costs cannot be offset by increased spacings.

The depth of line drill holes is dependent upon how accurately the alignment of the holes can be maintained. To get good results, the holes must be on the same plane; any wander or drift by attempting to drill too deep will have an adverse effect on results. For holes of 2 to 3" diameter, depths greater than 30 ft. are seldom satisfactory.

The blast holes directly adjacent to the line drill holes are generally loaded lighter and are more closely spaced than the other holes. The distance between the line drill holes and the directly adjacent blast holes is usually 50 to 75% of the normal burden. A common practice is to reduce the spacings of the adjacent blast holes the same amount with a 50% reduction in explosives load. The explosives should be well distributed in the hole using decks and Primacord* downlines.

Best results with line drilling are obtained in homogeneous formations where bedding planes, joints and seams are at a minimum. These irregularities are natural planes of weakness that tend to promote shear through the line drilled holes into the finished wall. Therefore, thin-bedded sedimentary and more unconsolidated metamorphic formations are not well suited to line drilling for overbreak

Figure 1.



TYPICAL PATTERN AND PROCEDURE FOR LINE DRILLING

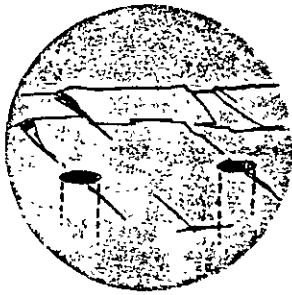
control unless drilling can be done perpendicular to the strike of the formation. This, however, is not practical in most excavation work.

Open Work—Figure 1 shows a typical pattern and procedure for line drilling in open work. Best results are obtained when the primary excavation is removed to within 1 to 3 rows of the neat excavation line. The last row or rows of holes are then slabbed away from the line drill holes using delay caps or "Primacord" Connectors. This procedure gives maximum relief in front of the finished wall, allowing the rock to move forward thus creating less back pressure which could cause overbreak beyond the line drilling.

*Eusign Bakword registered trademark.

In thin-bedded sedimentary and unconsolidated metamorphic formations, results with line drilling can usually be improved by light loading some of the line drill holes. This procedure led to the development of Cushion Blasting and Smooth Blasting. Also, it was found that line drilling results could be improved in some formations by light loading and firing the line drill holes in advance of the primary blast, and this led to the introduction of the technique known as Pre-Shearing or Pre-Splitting. These modifications of line drilling all promoted additional weakness along the neat excavation line by using explosive force to shear the rock between the holes.

Underground Work—The application of basic line drilling employing only unloaded holes is very limited in underground work. Generally closely spaced holes are employed but light loads are used. This is the technique we prefer to call Smooth Blasting and it will be described later.



CUSHION BLASTING

Principle

Cushion Blasting, sometimes referred to as trimming, slabbing or slashing, was introduced in Canada several years ago. Like Line Drilling, it involves a single row of holes along the neat excavation line. Although cushion blasting as originally practiced involved holes of 4 to 6½" diameter, this technique is also used with smaller diameter holes of 2 to 3½". Cushion blast holes are loaded with light, well-distributed charges completely stemmed and fired after the main excavation is removed. The stemming "cushions" the shock from the finished wall as the berm is blasted, thus minimizing fracturing and stressing of the finished wall. By firing the cushion holes with minimum delay between holes, the detonation tends to shear the rock web between holes giving a smooth wall with minimum overbreak.

Advantages

Line drilling is applicable in areas where ever the light explosive loads associated with other controlled blasting techniques may cause damage beyond the excavation limit.

When used with other controlled blasting techniques, line drilling between the loaded holes promotes shearing to improve results.

Limitations

There are a number of limitations of line drilling which must be recognized:

- Line drilling is rather unpredictable except in the most homogeneous formations.
- Due to the close spacings required, drilling costs are high.
- Because line drilling requires a large number of holes on rather close spacings, drilling becomes tedious and results are often unsatisfactory due to poor hole alignment.

Obviously, the larger the hole diameter the more "cushioning" effect realized.

Application

In cushion blasting, the main cut area is removed, leaving a minimum buffer or berm zone in front of the neat excavation line. The cushion holes can either be drilled prior to any primary blasting or just before removing the final berm.

Open Work—The burden (berm) and spacing will vary with the hole diameter being used. Table I provides a guide for patterns and loads for different hole diameters. Note that the numbers shown are an average range because of variations experience with the type of formation being shot. The holes are string-loaded on "Primacord" downlines with

full or partial 1 to 1½" diameter by 8" cartridges of dynamite spaced 1 to 2 ft. apart. To promote shearing at the bottom of the hole, a bottom charge 2 to 3 times that used in the upper portion of the hole is generally employed. For maximum "cushioning," the charges should be placed as close as possible to the excavation side of the hole. To accomplish this, back-filling is often used and sometimes wedges or blocks are placed in the hole (See Figure 2).

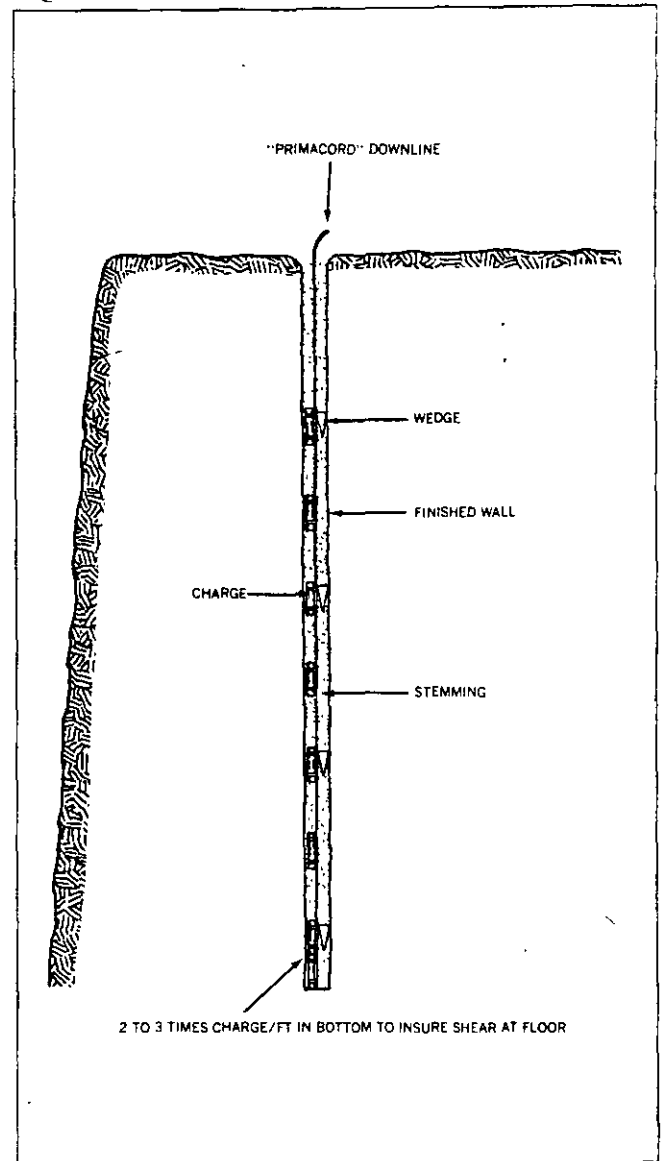
Cartridges are either taped to "Primacord" downlines or drop-loaded at the desired intervals if they have "Primacord" tubes. Spacing tubes can be used to obtain desired spacing between cartridges. If spacers are not used, stemming can be added between the drop-loaded cartridges. If a full length "Primacord" downline is pre-assembled by taping the charges on it, the stemming is added after placement of the entire charge. In this case, sand, crushed stone or gravel can serve as stemming provided it is sufficiently free-flowing to fill the space between cartridges. Raising and lowering the downline slightly as the stemming is added helps fill between the cartridges. The top 2 or 3 ft. of the hole is completely stemmed and not loaded. The amount of top stemming required varies with the formation being shot.

Minimum delay between cushion holes gives best shearing action from hole to hole; therefore, "Primacord" trunklines are normally employed. Where noise and vibration control are critical, good results can be obtained with MS Delay caps.

The burden-to-spacing relationship will vary with different formations but, to obtain maximum shearing between holes, the spacing must always be less than the width of the berm being removed (See Table I).

Cushion blasting can be practiced by bench methods or by pre-drilling the cushion holes to full depth of the excavation. When benching is used, a minimum 1 ft. offset per bench is usually left since it is impossible to position the drill flush to the wall of the upper bench.

Figure 2.



CHARGE PLACEMENT FOR CUSHION BLASTING

TABLE I—PROPOSED LOADS AND PATTERNS FOR CUSHION BLASTING			
Hole Dia. Inches	Spacing* Ft.	Burden* Ft.	Explosive Charge*† Lb./Ft.
2-2½	3	4	0.08 to 0.25
3-3½	4	5	0.13 to 0.50
4-4½	5	6	0.25 to 0.75
5-5½	6	7	0.75 to 1.00
6-6½	7	9	1.00 to 1.50

* Dependent upon formation being shot. Figures given are an average.

† Ideally, dynamite cartridge diameter should be no larger than ½ the diameter of the hole

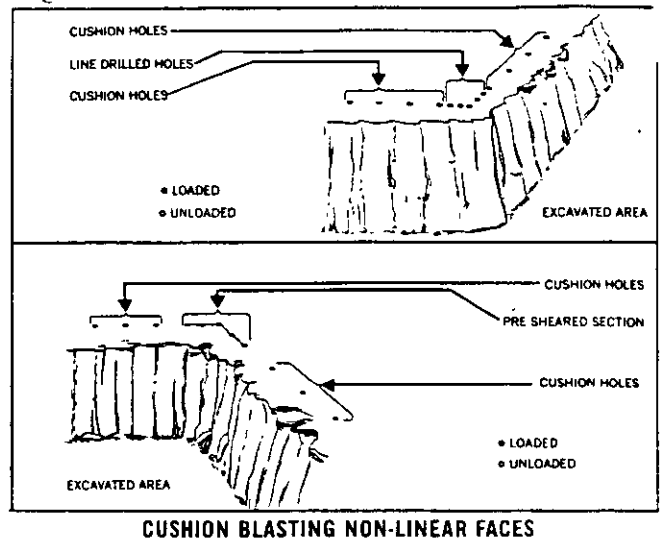
The maximum depth that can be successfully cushion blasted depends on the accuracy of the hole alignment. With larger diameter holes, better hole alignment can be maintained for greater depths. Deviations of more than 6" from the plane of the holes generally gives poor results. Holes 90-ft. deep have been successfully cushion blasted. The penetration rates of the drill should also be considered when determining the depth to be cushion blasted. If, for example, the penetration beyond a given depth becomes excessively slow, it may be more economical to bench in order to keep penetration rates realistic for a low over-all drilling cost.

When cushion blasting around curved areas or corners, closer spacings are required than when blasting a straight section. Also, guide holes can be used to advantage when blasting non-linear faces. On 90 degree corners, a combination of controlled blasting techniques will give better results than straight cushion blasting. (See Figure 3.)

In very unconsolidated sedimentary formations where it is difficult to hold a smooth wall, unloaded guide holes between cushion holes are recommended. Generally, small diameter guide holes are employed to reduce drilling costs.

Where only the top of the formation is weathered, the guide holes need be drilled only to that depth and not to the full depth of the cushion holes. This procedure is common on the first lift or bench, since backbreak is more probable there than on lower benches. Figure 4 shows results of a combination of

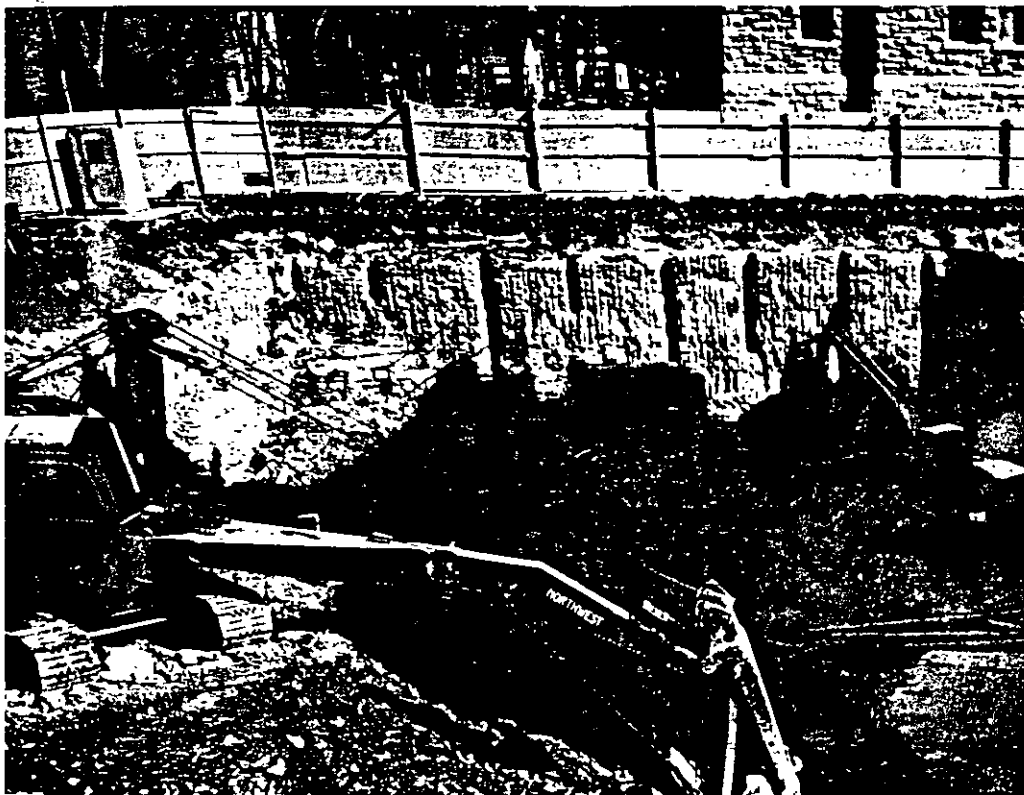
Figure 3.



cushion blasting and guide holes where the latter were drilled to full depth. Figure 5 shows results of cushion blasting using smaller diameter holes and unloaded guide holes.

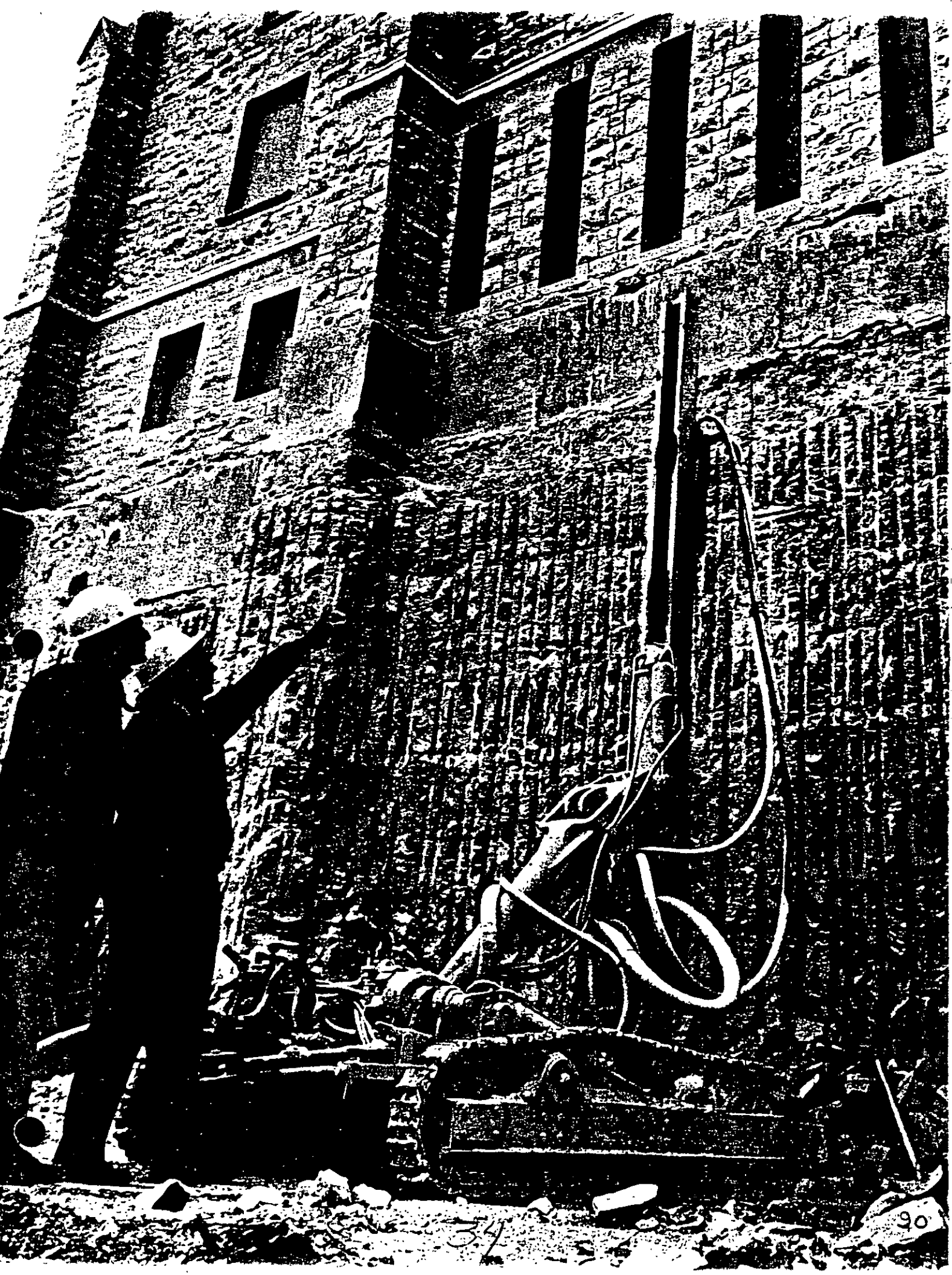
Satisfactory results have been obtained in homogeneous formations by stemming only the top 2 or 3 ft. of the hole and not between charges. In this case, the air between the charges and the borehole wall serves as the protective "cushion." When stemming is not used between charges, the gases formed

Figure 4.



CUSHION BLAST RESULTS USING LARGE DIAMETER CUSHION HOLES AND SMALL DIAMETER GUIDE HOLES

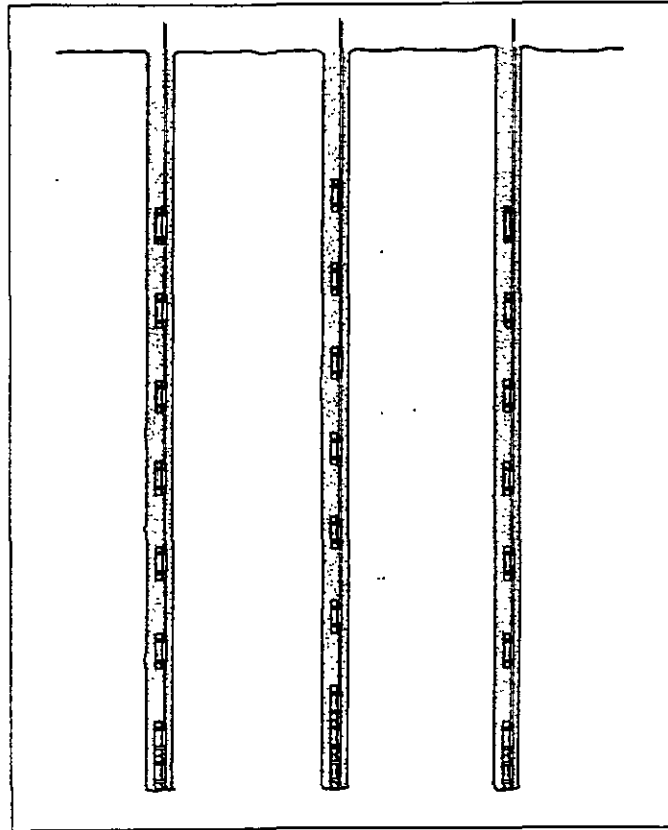
Figure 5.
CUSHION BLAST RESULTS
USING SMALL DIAMETER
CUSHION AND GUIDE HOLES



34

90

Figure 6.



STAGGERED LOADS FOR OPTIMUM POWDER DISTRIBUTION

by the explosion can find any weak zone in the formation and tend to vent before the desired shear between holes is obtained. Similarly, the gases may find areas of weakness back into the finished wall and produce overbreak. Unless the formation is very homogeneous and hard, complete stemming between and around individual charges is recommended. Also, though not generally practiced in the field, staggering of the charges between holes as shown in Figure 6 improves powder distribution and gives better results.

Cushion blasting in open work has application to inclined as well as vertical holes. In both cases, good hole alignment is essential.

Underground Work—Since the most effective cushion blasting results from stemming between and around the charges, it has very little application in underground work involving horizontal, small diameter holes. Obviously, stemming such holes is not practical although some advantage may be obtained by air spacing. In shaft work, or any operation underground involving vertical or inclined holes, the same procedures apply as those given for *open work*.

To be practical, controlling overbreak in underground headings must involve only collar stemming. This subject will be covered under Smooth Blasting.

Advantages

Cushion blasting offers certain advantages including:

- Increased hole spacings to reduce drilling costs.
- Better results in unconsolidated formations.
- Possible to take full advantage of geological information gained from shooting the main cuts when loading cushion holes—less guesswork.
- Results can be observed on first shot, which permits adjustment of loads if necessary before proceeding.
- Better hole alignment with large diameter holes permits deeper holes.

Limitations

There are limitations in cushion blasting which should be considered. Among these are:

- Necessity to remove excavated area before firing cushion blasts.
- Not practical for cutting 90 degree corners without also using Line Drilling or Pre-Shearing.
- Sometimes *overbreak* from primary blasts completely or partially removes berm to be cushion blasted; thus requiring several load adjustments for different holes.



SMOOTH BLASTING

Principle

Smooth Blasting, sometimes referred to as Contour Blasting, Perimeter Blasting or Sculpture Blasting, was introduced in Sweden and is the most widely accepted method for controlling overbreak in underground headings and stopes. Smooth blasting techniques, as described by Ulf Langefors and Björn Kihlström in their recent book "The Modern Technique of Rock Blasting," have application in both underground and open work. However, since the use of this technique in open work is for all practical purposes identical to Cushion Blasting, only its application to underground work will be covered in this report.

The basic principle of smooth blasting is the same as that for Cushion Blasting: holes are drilled along the excavation limits and are lightly loaded to remove the final berm. By shooting with minimum delay between the holes, a shearing action is obtained which gives smooth walls with minimum overbreak.

Application

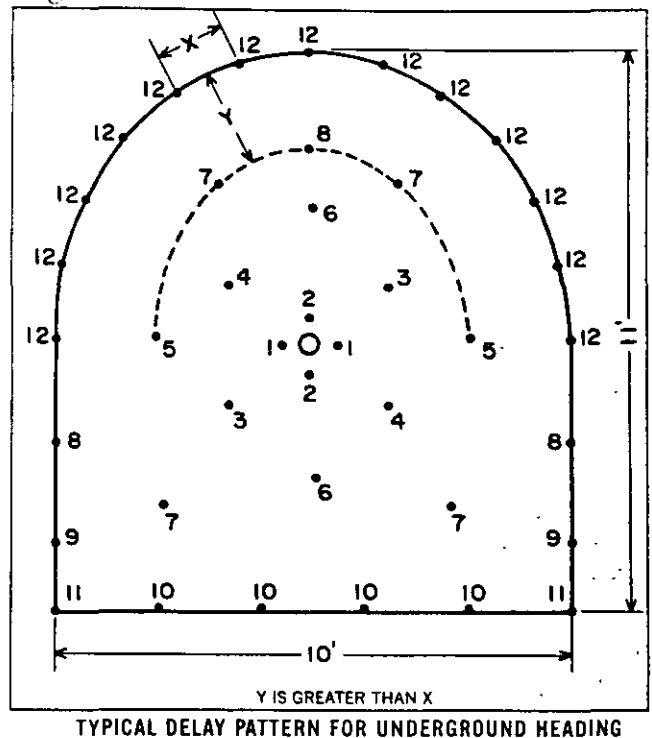
Underground Work—In underground headings where the back and ribs slough and cave because of unconsolidated material, overbreak is common due to the shattering action from the blasting.

By employing the smooth blasting technique with light, well distributed explosive loads in the perimeter holes, fewer supports are required and less overbreak occurs. Even in harder more homogeneous formations, smooth blasting provides smoother and firmer backs and ribs.

Smooth blasting in underground work involves perimeter holes drilled on a burden-to-spacing ratio of approximately 1½-to-1, loaded with light, well distributed charges, and fired with the last delay period in the round (See Figure 7). These holes are fired after the lifter holes to insure that the broken rock is displaced sufficiently to offer maximum relief for the smooth blast holes. This relief permits unrestricted movement of the final berm

and results in less shatter beyond the excavation limit. To insure maximum relief, a pilot heading is sometimes used. After the pilot heading has been completely excavated, the final berm is drilled and shot. In this case, depths greater than the length of a single round can be smooth blasted. The pilot heading method allows the use of smooth blasting around a greater portion of the periphery of a heading. When shooting smooth blast holes in a round as shown in Figure 7, the confinement relief is limited to the arch and partially down the rib due to muck pile-up. Therefore, good smooth blasting results generally are not obtained lower in the ribs.

Figure 7.



Although the 1½-to-1 burden-spacing relationship is recommended as a starting point, the formation being blasted may warrant modifications. Also, firing the smooth blast holes with minimum delay between holes is not always necessary. The well-distributed light loads in the perimeter holes with conventional patterns and delays have often produced satisfactory results. Table II gives the recommended patterns and loads/ft. for smooth blasting.

Since it is not convenient or practical to attach charges to "Primacord" lines in horizontal holes, smooth blasting is usually done by string loading

Long, small-diameter cartridges of low density explosives give good powder distribution throughout the length of the borehole. However, standard 8" long cartridges of standard diameter have been used successfully in underground smooth blasting work when spacers were employed between cartridges to give a low over-all concentration of load (lb./ft.). This technique, however, does result in relatively high point concentrations and can give inferior results in unconsolidated formations.

Figures 8 and 9 show results of the application of smooth blasting.

TABLE II—SMOOTH BLASTING			
Hole Dia. Inches	Spacing* Ft.	Burden* Ft.	Explosive Charge* Lb./Ft.
1½-1¾	2	3	.12-.25
2	2½	3½	.12-.25

*Dependent upon formation being shot. Figures given are an average.

small diameter cartridges of low density dynamite to obtain the light loads as well as good distribution throughout the hole. It is necessary to plug these holes with tamping plugs, clay or even a tamped cartridge of the standard sized dynamite. If the smooth blast holes are not plugged, the string-loaded charges will be sucked out from the previous delayed holes. Plugging also prevents excessive rifling and permits the use of lighter charges.

Figure 8.



SMOOTH BLASTING RESULTS IN UNDERGROUND HEADING

Advantages

Smooth blasting has two principal advantages:

- Reduces overbreak from conventional method
- Requires less back supports.

Limitations

There are two basic limitations to smooth blasting:

- Usually involves more perimeter holes than conventional method.
- Will not work in all formations. If the ground is too weak to support itself, smooth blasting will not completely eliminate need for back supports.

Figure 9.

SMOOTH BLASTING TO REQUIRED CONTOURS

From "The Modern Technique of Rock Blasting"
(John Wiley & Sons, Inc. New York, 1963)
Courtesy Ulf Langefors





PRE-SHEARING

Principle

Pre-Shearing, sometimes referred to as Pre-Splitting, Pre-Slotting, or Stress Relieving, involves a single row of holes drilled along the neat excavation line. The holes are usually the same diameter (2 to 4") and, in most cases, all are loaded. Pre-shearing differs from Line Drilling, Cushion Blasting and Smooth Blasting in that the holes are fired before any adjoining main excavation area is blasted.

The theory of pre-shearing is that when two charges are shot simultaneously in adjoining holes, collision of the shock waves between holes places the web in tension and causes cracking that gives a

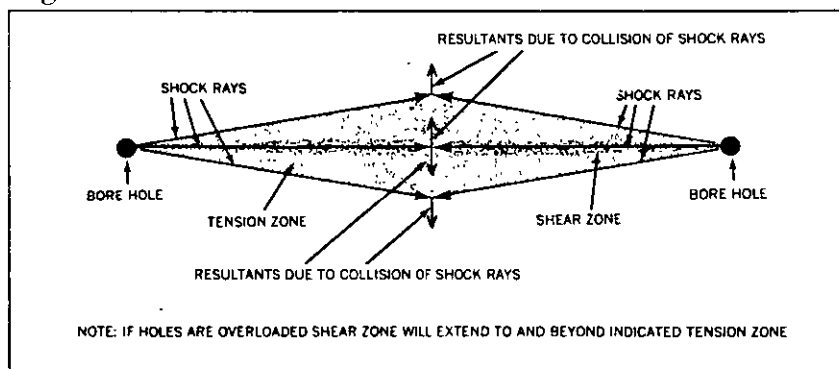
wall, minimizing shattering and overbreak. This reflection of shock waves from the primary blast also should tend to reduce vibration.

Application

Open Work—Pre-shear holes are loaded similarly to Cushion Blast holes: that is, string loads of full or partial cartridges of 1 to 1½" diameter by 8" long, spaced at 1 to 2 ft. centers.

Like Cushion Blasting, holes are usually fired simultaneously using a "Primacord" trunkline. If

Figure 10.



PRINCIPLE OF PRE-SHEARING

sheared zone between the holes. (See Figure 10.) With proper spacing and charge, the fractured zone between the holes will be a narrow sheared area to which the subsequent primary blasts can break. This results in a smooth wall with little or no overbreak.

The pre-sheared plane reflects some of the shock waves from the primary blasts that follow preventing them from being transmitted into the finished

excessively long lines are shot, portions can be delayed with MS Delays or "Primacord" MS Connectors.

In extremely unconsolidated rock, results are improved by using guide or relief holes between loaded holes to promote shear along the desired plane. Even in harder formations, guide holes between loaded holes give better results than increasing the explosive charge per hole.

The average spacings and charges per foot of hole are given in Table III. These loads are for normal rock conditions and can be obtained using partial or whole conventional cartridges of dynamite spaced on "Primacord" downlines. In an extremely unconsolidated formation, poor results were obtained until the load was reduced to a column of 400 grain "Primacord" in holes drilled on 12" centers. There is also a case on record where it was necessary to reduce the column load to 2 strands of 50 grain "Primacord" in order to prevent excessive shatter into a very unconsolidated finished wall. Therefore, the loads and spacings given in Table III can only be used as a guide and in extremely weathered for-

deviation of alignment.

Theoretically, the length of a pre-shear shot is unlimited. In practice, however, shooting far in advance of primary excavation can be troublesome if the rock characteristics change and the load causes excessive shatter in the weaker areas. By carrying the pre-shear only one-half shot in advance of the primary blasting (See Figure 11), the knowledge gained from the primary blasts regarding the rock can be applied to subsequent pre-shear shots. In other words, the loads can be modified if necessary, and less risk is involved as compared to shooting the full length of the neat excavation line before progressing with the primary blasts.

TABLE III—PROPOSED LOADS AND SPACINGS FOR PRE-SHEARING		
Hole Dia. Inches	Explosive Charge*† Lb./Ft.	Spacing* Ft.
1½ - 1¾	0.08-0.25	1 - 1½
2 - 2½	0.08-0.25	1½ - 2
3 - 3½	0.13-0.50	1½ - 3
4	0.25-0.75	2 - 4

*Dependent upon formation being shot. Figures given are an average range

†Ideally, dynamite cartridge diameter should be no larger than ½ the diameter of the hole.

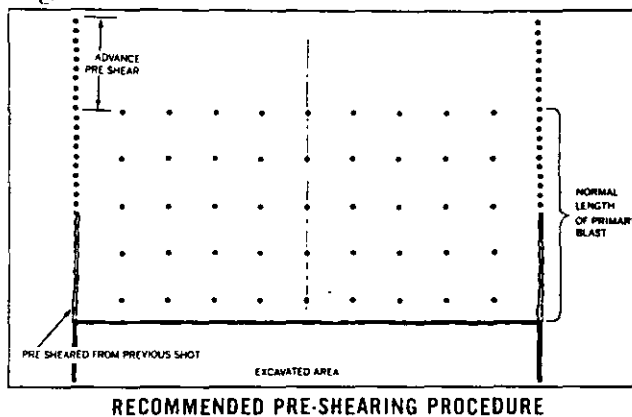
mations a Du Pont representative should be consulted before proceeding.

All loaded pre-shear holes are stemmed completely around and between charges to prevent gas venting into weak strata and causing poor results. However, like Cushion Blasting, good results have been obtained in the more solid homogeneous formations by stemming only the top 2 or 3 ft. of the hole. Also, like Cushion Blasting, it is desirable to increase the charge in the first few feet of the hole to about two or three times that used in the upper portion. This promotes shearing at the bottom where it is more difficult to obtain.

Pre-shearing loads are placed and detonated in the same manner as described for Cushion Blasting. The staggering of charges in adjacent holes is also recommended for pre-shearing to give better overall load distribution.

The depth that can be pre-sheared at one time is again dependent upon the ability to maintain good hole alignment. Deviation greater than 6" from the desired plane of shear will give inferior results. Generally, 50 ft. is the maximum depth that can be used for 2 to 3½" diam. holes without significant

Figure 11.

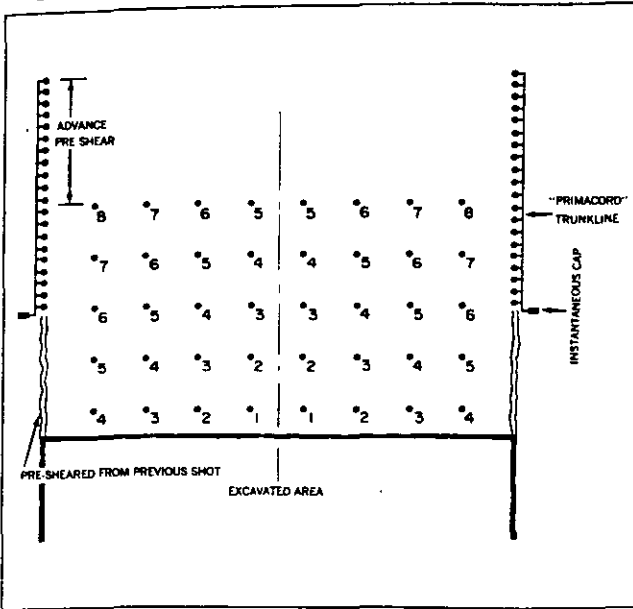


RECOMMENDED PRE-SHEARING PROCEDURE

Pre-shearing can be accomplished during the primary blast by delaying the primary holes so that the pre-shear holes will fire ahead of them. (See Figure 12.)

In many cases, especially when shooting non-linear cuts, pre-shearing in combination with Line Drilling will give good results. For example, when it is desirable to maintain a corner of solid rock, Line Drilling the corner may be used to prevent breakage across it. (See Figure 13.) Guide holes to

Figure 12.



DELAY BLASTING TECHNIQUE FOR PRE-SHEARING DURING PRIMARY BLAST

promote shear along the desired plane are as advantageous in pre-shearing as they are in Cushion Blasting.

When pre-shearing in unconsolidated formations and Line Drilling between the normally spaced holes, the Line Drilled holes may vary in depth from

the top few feet to the full depth of the pre-shear holes. Backbreak is more likely at the top of a ber or lift; consequently, Line Drilling between pre-shear holes for the top few feet reduces the chance of overbreak in all type formations. In very unconsolidated material, the explosive loads/ft. in the upper portion of the hole should be reduced by 50% to minimize overbreak at the crest of the finished wall.

Figures 14, 15 and 16 show pre-shearing results.

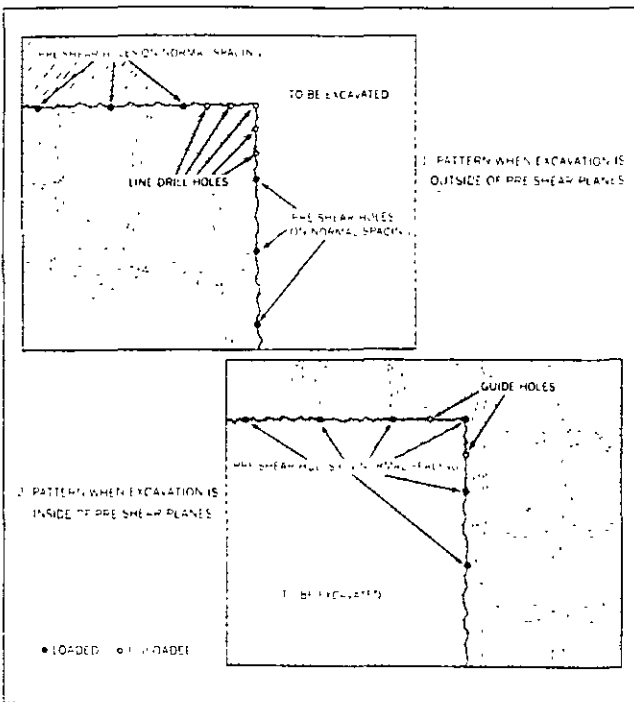
Underground—Usually associated with open work, pre-shearing has some application in underground headings and stopes for controlling overbreak to improve back and rib stability and reduce concrete requirements.

If the perimeter holes of a heading are drilled on the pre-shear principle, loaded lightly, and fired simultaneously ahead of the main round, overbreak can be minimized. In horizontal holes, however, it is impractical to string load partial cartridges on "Primacord", or stem around the charge. Consequently, in underground work, small diameter powder can be used with spacers to minimize load/ft. in pre-shear holes. It is necessary that some form of plug be used at the collar to prevent excessive riffling.

Although theoretically sound, pre-shearing techniques are not often employed in underground headings due to possible cut-off problems with the close spacings and burdens that are required in the primary blast. However, good results have been obtained using pre-shearing techniques in underground headings.

One application of pre-shearing in underground work that is proving satisfactory is its benefit for cave control in block-caving operations. By pre-shearing the ore body limits, ore dilution in the caving operation is minimized. Also pre-shearing the stope limits, promotes initial caving of the ore.

Figure 13.



PRE-SHEARING NON-LINEAR FACES

Advantages

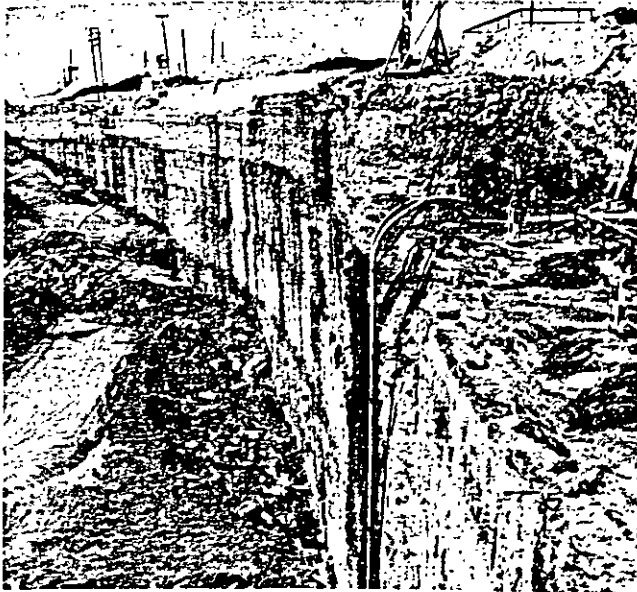
Pre-shearing offers these advantages:

- Increased hole spacing—reduced drilling costs.
- Not necessary to return to blast slopes or walls after primary excavation.

Limitations

In pre-shearing, it is difficult to determine results until primary excavation is complete to the finished wall. Since pre-shearing is done before primary blasts are made, it is not possible to take advantage of the knowledge of local rock conditions that is gained in the primary blasts. Also, the hole spacings in Cushion and Smooth Blasting can usually be greater than in pre-shearing, thus reducing drilling costs.

Figure 14.



PRE-SHEAR RESULTS ACHIEVED IN LIMESTONE FACE

Figure 15.



PRE-SHEAR RESULTS IN HIGHLY STRATIFIED FORMATIONS

Figure 16.



PRE-SHEARING AROUND CORNERS—

Note line drilling between holes at top to prevent overbreak at crest of finished wall

COMBINATIONS

As noted in the previous sections, it is often desirable in unconsolidated areas to Line Drill between Cushion Blasting and Pre-Shear holes to obtain desired results. Also it is frequently advantageous to Line Drill or pre-shear corners where Cushion Blasting is employed.

There is one case on record where Pre-Shearing was done inside the neat excavation line prior to primary blasting. After removal of the primary excavation to the Pre-Sheared plane, the remaining

berm was removed by Cushion Blasting techniques. This procedure offers the maximum protection to the finished wall, since the Pre-Sheared plane tends to reflect the primary blast shock waves away from it. Also, full knowledge of the formation will be available when removing the final berm by Cushion Blasting. This technique gives protection yet allows for any miscalculation in the event the Pre-Shear line is overshot.

SUMMARY

This report has described the principal techniques of controlled blasting. It has defined the advantages and limitations of Line Drilling, Cushion Blasting, Smooth Blasting and Pre-Shearing.

Line Drilling has been shown to be unpredictable except in homogeneous formations. The close spacings and large number of holes cause costs to be high and drilling tedious. Cushion Blasting offers definite advantages over Line Drilling, including increased spacing and often better results.

Smooth Blasting is basically the same in principle as Cushion Blasting. By shooting with minimum delays between holes, a shearing action is obtained which gives smooth walls with minimum overbreak. The use of this method underground requires certain special techniques and these have been covered in detail.

Pre-Shearing differs from the other techniques in that the holes are fired before any of the adjoining main excavation is blasted. It is unnecessary to return to blast slopes or walls after primary excavation.

However, it is not possible to take advantage of the knowledge of local rock conditions normally gained in primary blasts.

It is highly desirable that those engaged in blasting work recognize in advance the advantages and limitations of each technique. When using any of the types of controlled blasting, it is recommended that conservative trials be conducted to determine optimum loads and patterns. A few holes should be shot and studied before proceeding. The experience and knowledge which Du Pont has gained in controlled blasting under wide field conditions provides the explosives user with an invaluable source of knowledge. Du Pont field representatives are ready to work closely in the determination of the proper techniques to be applied in a given situation.

Further evidence of Du Pont's know-how in the field of controlled blasting is represented through the development of three grades of explosives especially designed for controlled blasting.

DU PONT GRADES FOR CONTROLLED BLASTING IN OPEN WORK

Size	SPECIAL GELATIN C		RED CROSS EXTRA C	
	Ctgs/50 lb.	Lb./Ctg.	Ctgs/50 lb.	Lb./Ctg.
1 x 8"	139	0.36	167	0.30
1 1/8 x 8"	114	0.44	137	0.36
1 1/4 x 8"	90	0.56	110	0.45
1 1/2 x 3"	61	0.82	79	0.63
2 x 8"	36	1.40	42	1.20

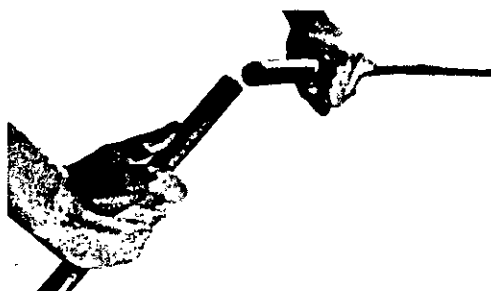
Above grades in 1 1/4" diameter and greater are either prepunched the full length of the cartridge or have an 8" "Primacord" tube attached for drop loading on "Primacord" downlines. "Primacord" tubes 8" long are also available for use as spacers between full or partial cartridges.



DU PONT GRADE FOR CONTROLLED BLASTING UNDERGROUND

"TRIMTEX" is a 7/8" diameter by 24" low density product with a stick count of 100 cartridges per 50 pounds, thus giving 1/4 lb./ft. of cartridge. Cartridges are provided with coupler sleeves for coupling more than 1 cartridge together to insure alignment in the hole.

The light load per foot and air annulus between the small diameter cartridge and the borehole wall both contribute to obtaining a smooth perimeter with minimum overbreak.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

**APPLIED EXPLOSIVES TECHNOLOGY
FOR CONSTRUCTION AND MINING**

**ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

APPLIED EXPLOSIVES TECHNOLOGY
FOR
CONSTRUCTION
AND
MINING

by
Stig O Olofsson

1988

7. UNDERGROUND BLASTING

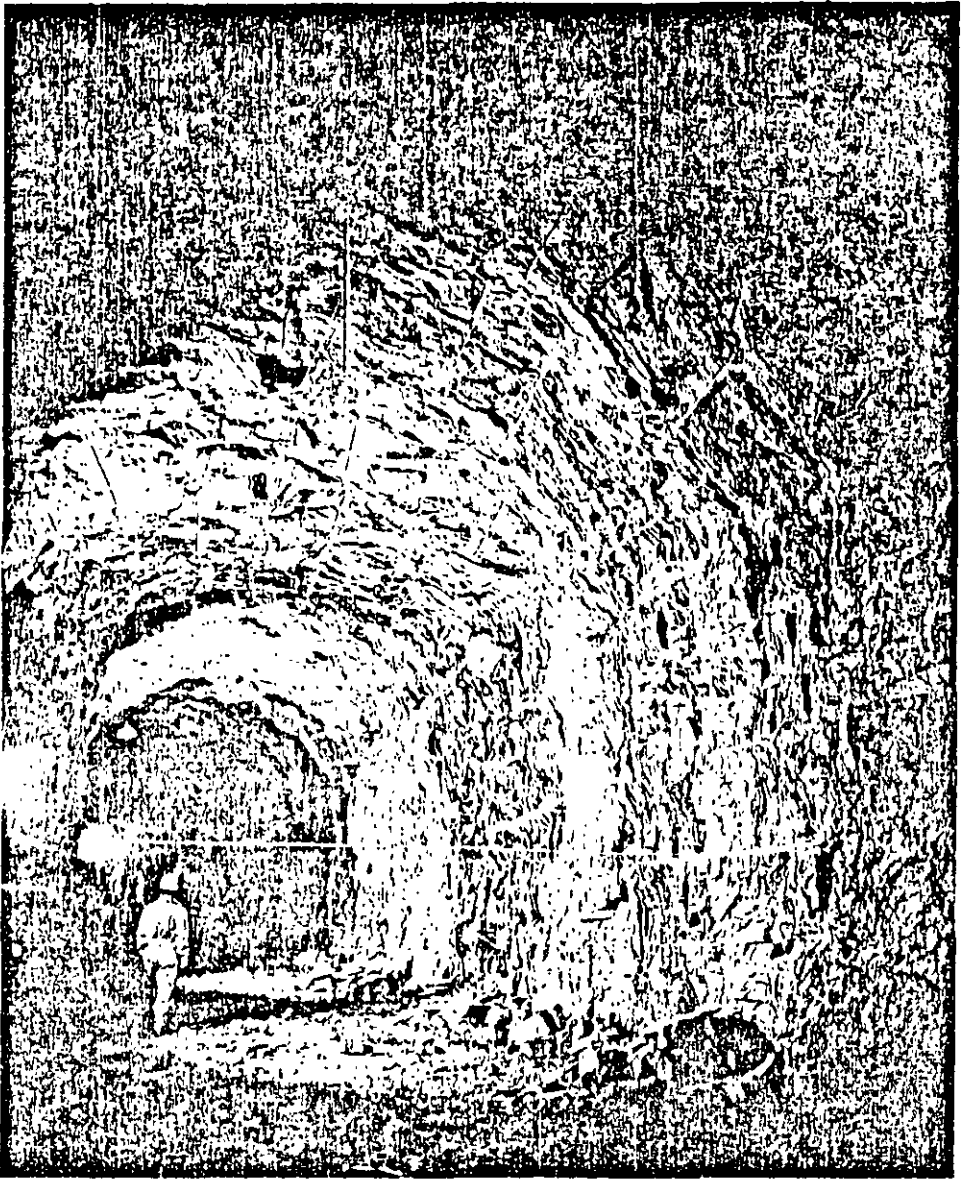


Fig. 7.1 Tunneling.

7.1 Tunneling.

There are two reasons to go underground and excavate:

- to use the excavated space, e.g. for storage, transport etc.
- to use the excavated material, e.g. mining operations.

In both cases tunneling forms an important part of the entire operation. In underground construction it is necessary to gain access to the construction site by

tunneling, but the tunnel can be a purpose in itself e.g. road, water, cable tunnels etc.

In mining operations tunnels are used as adits to the mining site and for preparatory work as well as for internal communication.

Tunnels are driven mainly in horizontal or close to horizontal directions but also inclined, from vertically upwards to vertically downwards. In the following, tunneling, raise shafts and sink shafts will be dealt with in detail while storage in rock caverns and mining will be dealt with more briefly.

Tunneling is the most frequently occurring underground operation which also forms part of the construction of rock chambers etc. and is normally an integral part of mining operations.

The development of tunnel driving techniques has been tremendous during the last few years. The drilling techniques have developed from pneumatic drilling machines to electro-hydraulic drilling jumbos with a very high capacity. The charging of the blastholes can be carried out quickly either manually with plastic pipe charges or mechanically with pneumatic charging equipment.

The development of explosives has moved in the direction of safer products with better fumes characteristics. Modern explosives like Emulite and Dynamex M are well oxygen-balanced with a minimum of noxious fumes.

Initiating systems like NONEL have shortened the charging time and added further safety to the blasting operation due to their insusceptibility to electrical hazards.

The modern drilling equipment has shortened the drilling time, the NONEL system has made connecting of the detonators safer and faster and Emulite, with its excellent fumes characteristics, has shortened the ventilation time.

All the above contribute to a faster work cycle:

- drilling
- charging
- blasting
- ventilation
- scaling
- grouting (if necessary)
- loading and transport
- setting out for the new blast

The shorter work cycle calls for better work planning as well as better precision and accuracy in the different operations of the work cycle.

In the following, the drilling, charging and blasting operations will be dealt with. It is obvious that it is of the utmost importance that the holes should be drilled at the right locations and with the right inclination. The marking of the holes on the rock face as well as collaring and drilling must be carried out accurately.

Langefors in "The modern technique of Rock Blasting", says about drilling precision: "The scattering of the drill holes as a quantitative factor is often disregarded. It is included quite indefinitely in the technical margin together with the rock factor. In discussing blasting as a whole it would be a great advantage if

attention could be paid to the drilling precision in calculating the charges and in constructing the drilling pattern; for the blasting of the cut it is essential.”

The main difference between tunnel blasting and bench blasting is that tunnel blasting is done towards one free surface while bench blasting is done towards two or more free surfaces. The rock is thus more constricted in the case of tunneling and a second free face has to be created towards which the rock can break and be thrown away from the surface. This second face is produced by a cut in the tunnel face and can be either a parallel hole cut, a V-cut, a fan-cut or other ways of opening up the tunnel face.

After the cut opening is made; the stoping towards the cut will begin. The stoping can be compared with bench blasting, but it requires a higher specific charge due to higher drilling deviation, desire for good fragmentation, and absence of hole inclination. In addition, overcharge of a tunnelblast does not have the same disastrous effect as in an open air blast, where high precision in calculation is a must.

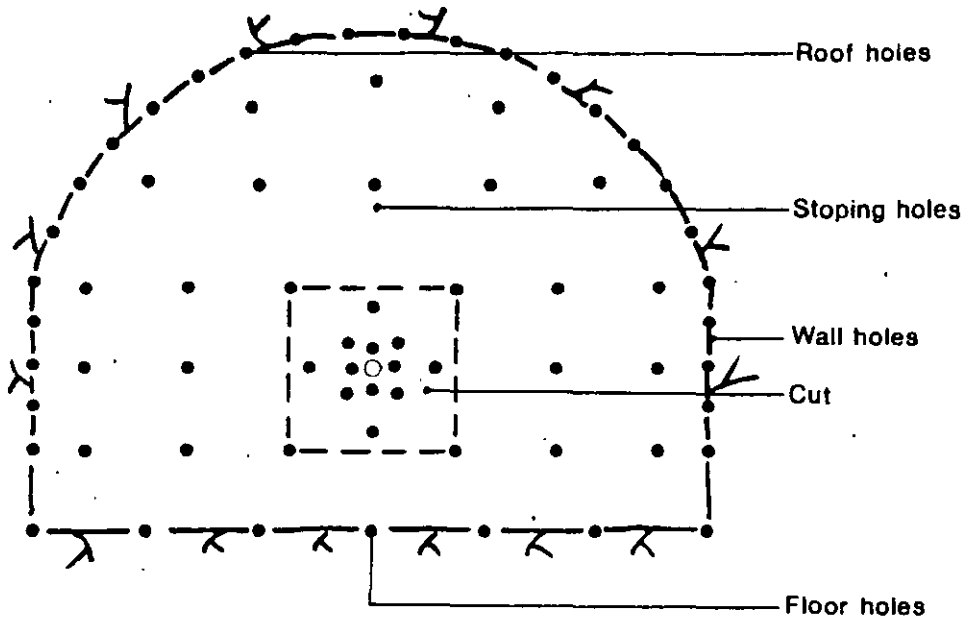


Fig. 7.2 Nomenclature.

In the case of V-cuts and fan cuts, the cut holes will occupy the major part of the width of the tunnel.

The contour holes – roof holes, wall holes and floor holes – have to be angled out of the contour, “look-out”, so the tunnel will retain its designed area. The “look-out” should only be big enough to allow space for the drilling equipment for the coming round. As a guide value, the “look-out” should not exceed:

$$10 \text{ cm} + 3 \text{ cm/m holedepth}$$

which keeps the “look-out” to around 20 cm.

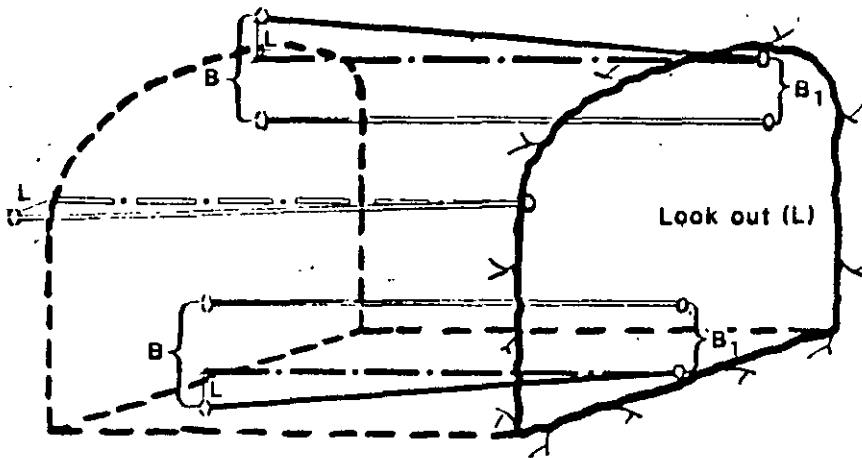


Fig. 7.3 Look-out.

The consumption of explosives in tunnel blasting is higher than in bench blasting. The specific charge is 3 to 10 times higher than that for bench blasting, depending mainly on reasons mentioned above like large drilling scatter, higher fixation of the holes, heave of lower rock upwards to ensure swell and lack of cooperation between adjacent blastholes.

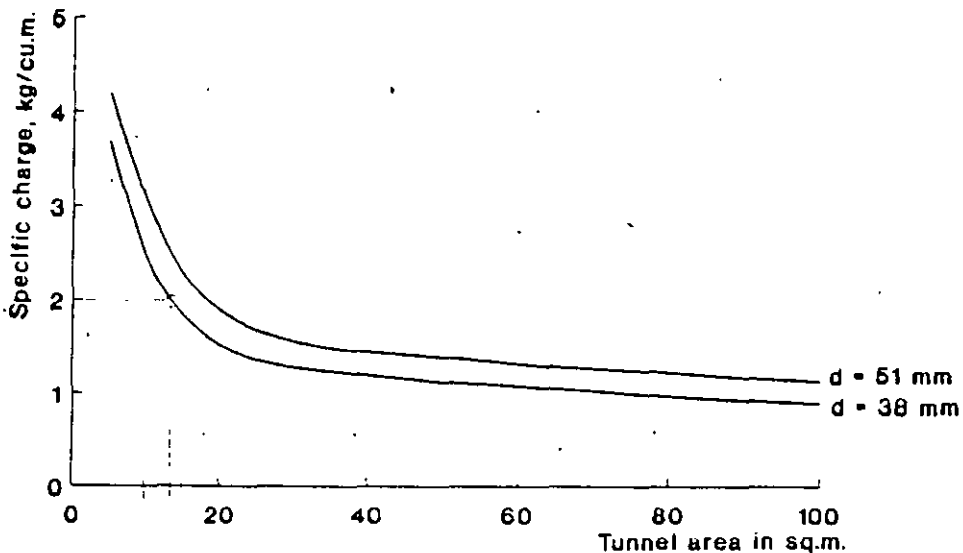


Fig. 7.4 Specific charge for different tunnel areas.

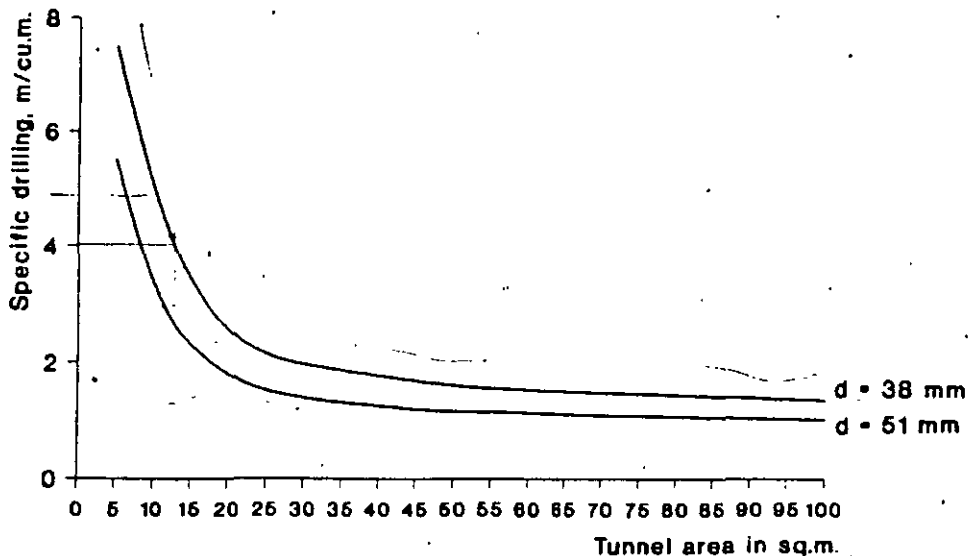


Fig. 7.5 Specific drilling for different tunnel areas.

The consumption of explosives will be greatest in the cut area of the blast. A 1×1 m area around the empty hole/s in a parallel cut will consume approx. 7 kg/cu.m. and the specific charge will decrease with the distance from the cut until it reaches a minimum value of about 0.9 kg/cu.m.

7.1.1 The cut.

The most commonly used cut in tunneling today is the **circular cut** or **large hole cut** as most of the modern drilling equipment is designed for horizontal drilling perpendicular to the rock face. (Other cuts will be dealt with in the end of this chapter.)

All cut holes in the large hole cut are drilled parallel to each other and the blasting is carried out towards an empty large drill hole which acts as an opening. The parallel hole cut is a development of the **burn cut**, where all the holes are parallel and normally of the same diameter. One hole in the middle is given a heavy charge and the four holes around it are left uncharged, in other cases the middle hole is left uncharged and the four holes are charged.

However, the burn cuts generally result in less advance than the large hole cuts. The burn cut will therefore be disregarded and only the **large hole cuts** will be dealt with.

The cut may be placed at any location on the tunnel face, but the location of the cut influences the throw, the explosives' consumption and generally the number of holes in the round.

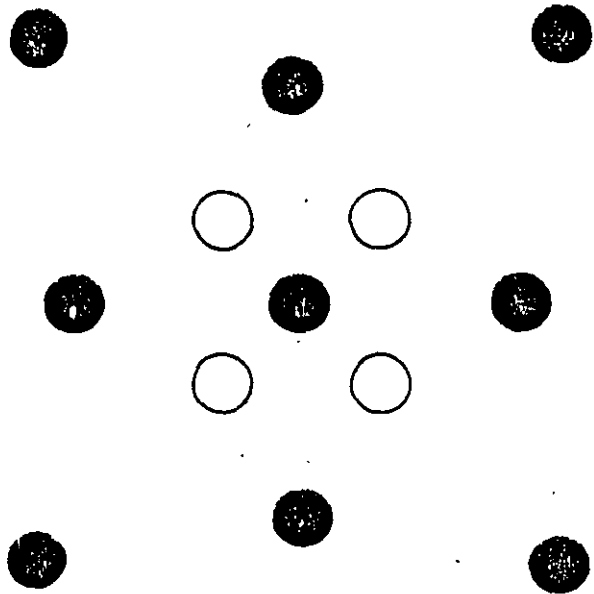


Fig. 7.6 Burn cut.

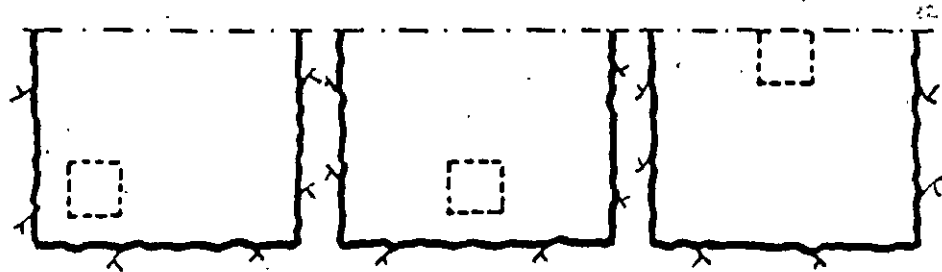


Fig. 7.7 Location of the cut.

If the cut is placed close to a wall, there is a probability of better exploitation of the drilling pattern with less holes in the round. Furthermore, the cut may be placed alternatively on the right or left side thus placing the cut in relatively undisturbed rock. To obtain good forward movement and centering of the muckpile, the cut may be placed approximately in the middle of the cross section and quite low down. This position will give less throw and less explosives' consumption because of more stopping downwards. A high position of the cut gives an extended and easily loaded muckpile, but higher explosives' consumption and normally more drilling due to more upwards stopping.

The normal location of the cut is on the first helper row above the floor. As mentioned before, the large hole cut is the most common cut today. The cut is composed of one or more uncharged large diameter holes which are surrounded by small diameter blastholes with small burdens to the large hole/s. The blastholes are placed in squares around the opening.

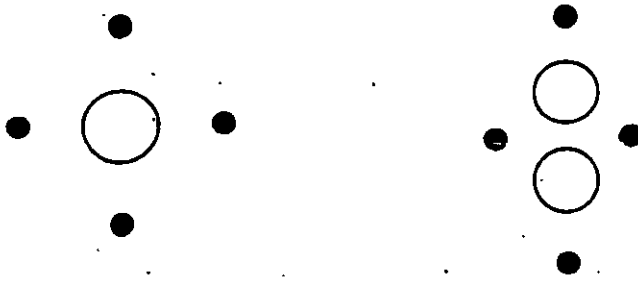


Fig. 7.8 Typical designs of large hole cuts.

The number of squares in the cut is limited by the fact that the burden in the last square must not exceed the burden of the stoping holes for a given charge concentration in the hole.

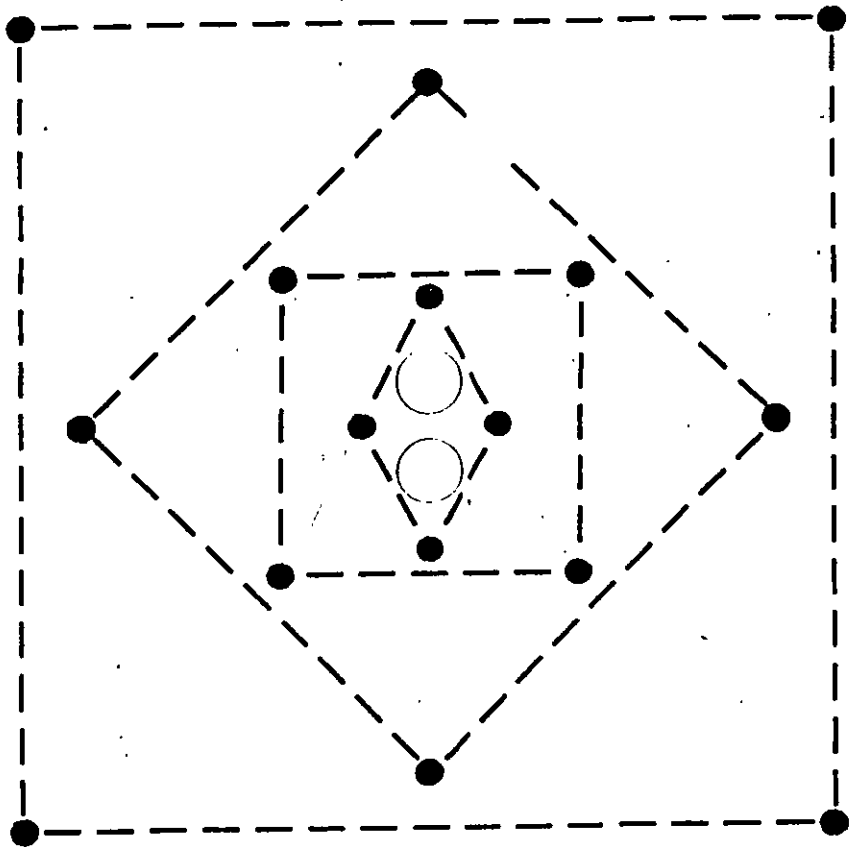


Fig. 7.9 The complete cut.

The cut holes occupy an area of approx. 2 sq.m. (Small tunnel areas, as a matter of fact, consist only of cut holes and contour holes.)

When designing the cut, the following parameters are of importance for a good result:

- the diameter of the large hole
- the burden
- the charge concentration.

In addition, the drilling precision is of the utmost importance, especially for the blast-holes closest to the large hole/s. The slightest deviation can cause the blasthole to meet the large hole or the burden to become excessively big. Too big a burden will only cause breakage or plastic deformation in the cut, resulting in a smaller or greater loss in advance.

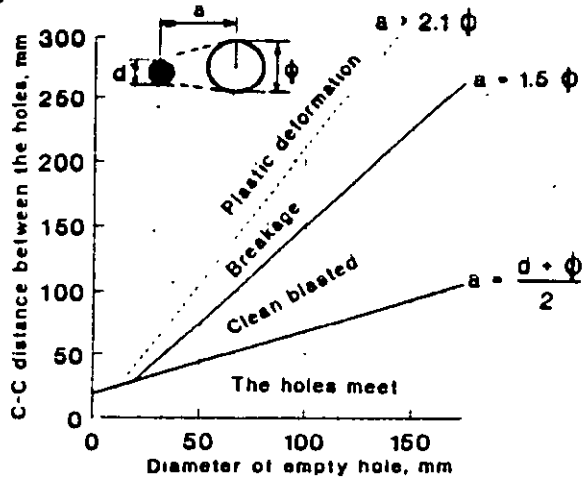


Fig. 7.10 Result when blasting from varying distances towards an empty hole of varying diameter.
(The Modern Technique of Rockblasting)

One of the parameters for good advance of the blasted round is the diameter of the large empty hole. The larger the diameter, the deeper the round may be drilled and a greater advance can be expected.

One of the most common causes of short advance is too small an empty hole in relation to the hole depth.

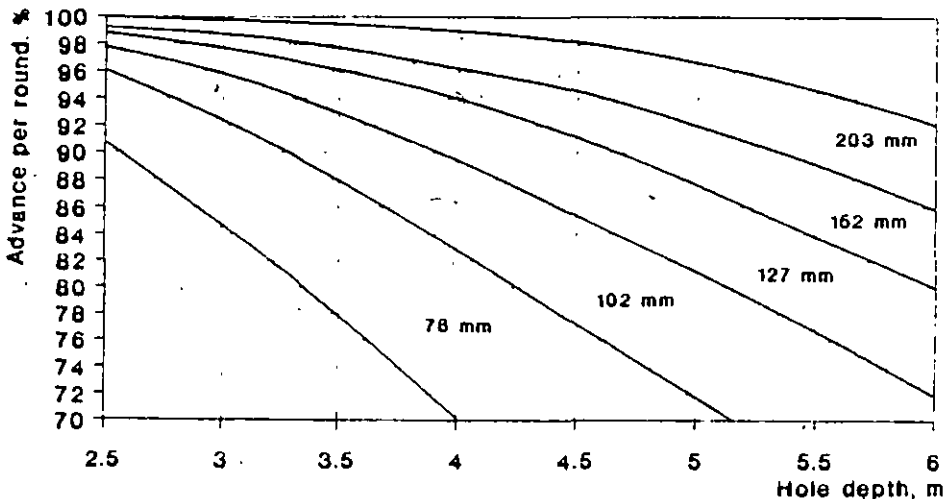


Fig. 7.11 The relation between advance in per cent of the drill depth and different empty hole diameters.

As can be seen from the graph, an advance of approx. 90 % can be expected for a hole depth of 4 m and one empty hole with 102 mm diameter.

If several empty holes are used, a fictitious diameter has to be calculated. The fictitious diameter of the opening may be calculated in accordance with the following formula:

$$D = d\sqrt{n}$$

where D = fictitious empty large hole diameter
 d = diameter of empty large holes
 n = number of holes

In order to calculate the burden in the first square, the diameter of the large hole is used in the case of one large hole and the fictitious diameter in the case of several large holes.

Calculation of the 1st square.

If we look at the graph 7.10 we find that the distance between the blasthole and the large empty hole should not be greater than $1.5 \varnothing$ for the opening to be clean blasted. If the distance is longer, there is merely breakage and when the distance is shorter, there is a great risk that the blasthole and empty hole will meet.

So the position of the blastholes in the 1st square is expressed as:

$$a = 1.5 \varnothing$$

Where a = C-C distance between the large hole and the blasthole
 \varnothing = diameter of the large hole

In the case of several large holes, the relation is expressed as:

$$a = 1.5 D$$

Where a = C-C distance between the center point of the large holes and the blasthole
 D = fictitious diameter

Charging of the holes in the 1st square.

The holes closest to the empty hole/s must be charged carefully. Too low a charge concentration in the hole may not break the rock, while too high a charge concentration may throw the rock against the opposite wall of the large hole with such high a velocity that the broken rock will be recompacted there and not blown out through the large hole. Full advance is then not obtained.

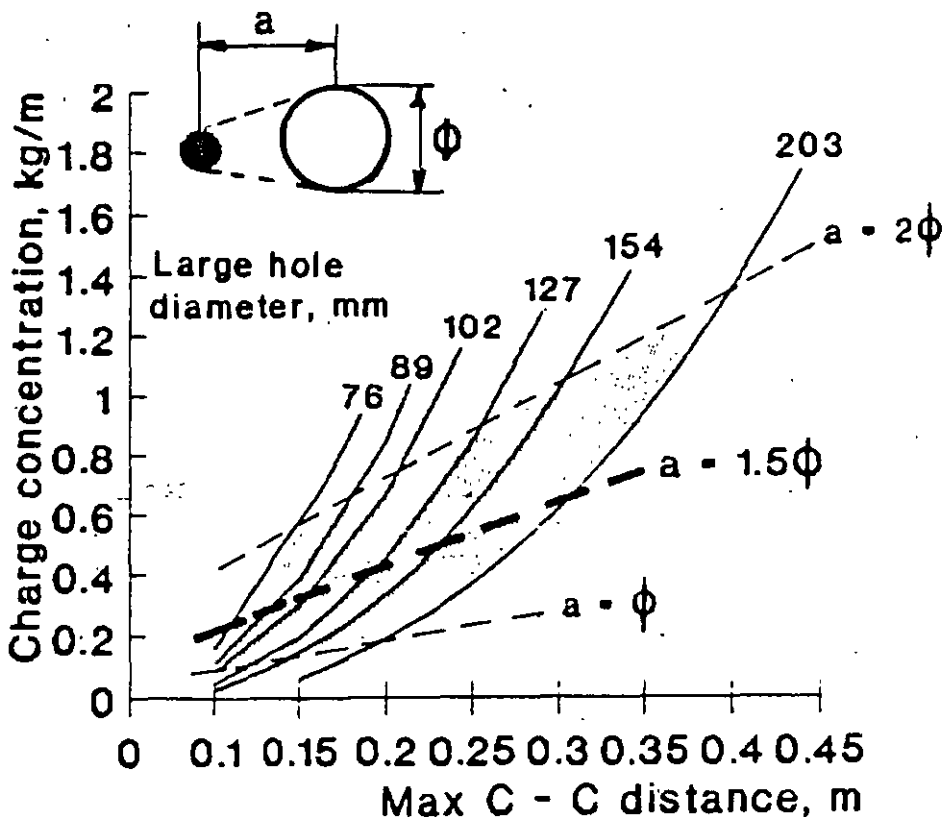


Fig. 7.12 The minimum required charge concentration (kg/m) and maximum C-C distance (m) for different large hole diameters.

The requisite charge concentration for different C-C distances between the large hole and the nearest blasthole/s may be found in graph 7.10 for different large hole diameters. The normal relation for the distance is $a=1.5 \phi$. An increase in the C-C distance between the holes will cause subsequent increment of the charge concentration.

The cut is often somewhat overcharged to compensate for error in drilling which may cause too small an angle of breakage. However, too high a charge concentration may cause recompaction in the cut.

Calculation of the remaining squares of the cut.

The calculation method for the remaining squares of the cut is essentially the same as for the 1st square, with the difference that the breakage is towards a rectangular opening instead of a circular.

As is the case of the 1st square, the angle of breakage must not be too acute as small angles of breakage can only be compensated to a certain extent with higher charge concentration.

Normally the burden (B) for the remaining squares of the cut is equal to the width (W) of the opening. $B=W$.

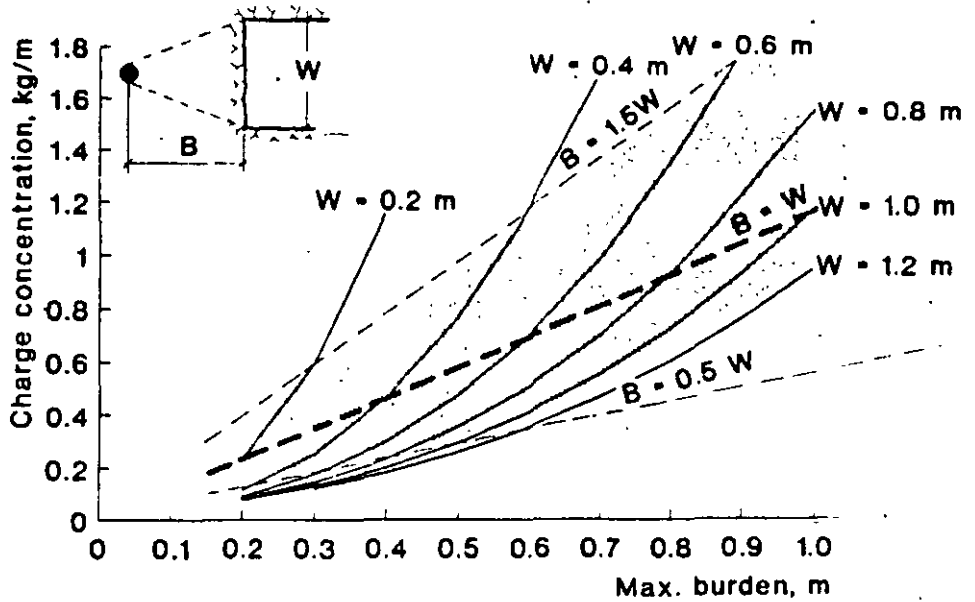


Fig. 7.13 The required minimum charge concentration (kg/m) and maximum burden (m) for different widths of the opening.

The charge concentration obtained in graph 7.12 is that of the column of the hole. In order to break the constricted bottom part, a bottom charge with twice the charge concentration and a height of $1.5 \times B$ should be used. The stemming part of the hole has a length of $0.5 \times B$.

Design of cut.

The following formulae are used for the geometric design of the cut area:

The cut:

1st square:

$$a = 1.5 \varnothing$$

$$W_1 = a\sqrt{2}$$

\varnothing mm	=	76	89	102	127	154
------------------	---	----	----	-----	-----	-----

a mm	=	110	130	150	190	230
------	---	-----	-----	-----	-----	-----

W_1 mm	=	150	180	210	270	320
----------	---	-----	-----	-----	-----	-----



2nd square:

$$B_1 = W_1$$

$$C-C = 1.5W_1$$

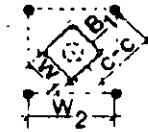
$$W_2 = 1.5W_1\sqrt{2}$$

\varnothing mm	=	76	89	102	127	154
------------------	---	----	----	-----	-----	-----

W_1 mm	=	150	180	210	270	320
----------	---	-----	-----	-----	-----	-----

C-C	=	225	270	310	400	480
-----	---	-----	-----	-----	-----	-----

W_2 mm	=	320	380	440	560	670
----------	---	-----	-----	-----	-----	-----



3rd square:

$$B_2 = W_2$$

$$C-C = 1.5W_2$$

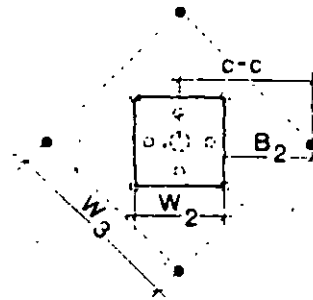
$$W_3 = 1.5W_2\sqrt{2}$$

\varnothing mm	=	76	89	102	127	154
------------------	---	----	----	-----	-----	-----

W_2 mm	=	320	380	440	560	670
----------	---	-----	-----	-----	-----	-----

C-C	=	480	570	660	840	1000
-----	---	-----	-----	-----	-----	------

W_3 mm	=	670	800	930	1180	1400
----------	---	-----	-----	-----	------	------



4th square:

$$B_3 = W_3$$

$$C-C = 1.5W_3$$

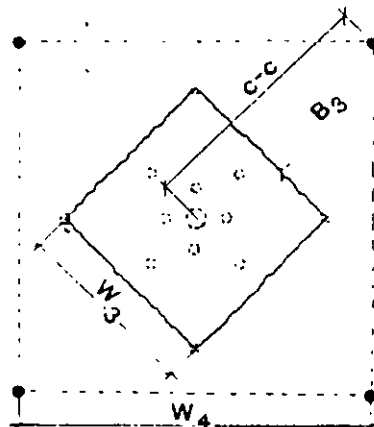
$$W_4 = 1.5W_3\sqrt{2}$$

\varnothing mm	=	76	89	102	127
------------------	---	----	----	-----	-----

W_3 mm	=	670	800	930	1180
----------	---	-----	-----	-----	------

C-C	=	1000	1200	1400	1750
-----	---	------	------	------	------

W_4 mm	=	1400	1700	1980	2400
----------	---	------	------	------	------



The above distances apply to 38 mm blastholes. If larger blastholes are used which can accommodate more explosives, the values can be adjusted.

However, an increased amount of explosives in the cut holes may not increase the burden to any greater extent.

7.1.2 Stopping.

When the cut holes have been calculated, the rest of the tunnel round may be calculated.

The round is divided into:

- * floor holes
- * wall holes
- * roof holes
- * stopping holes with breakage upwards and horizontally
- * stopping holes with breakage downwards

To calculate burdens (B) and charges for the different parts of the round the following graph (7.14) may be used as a basis.

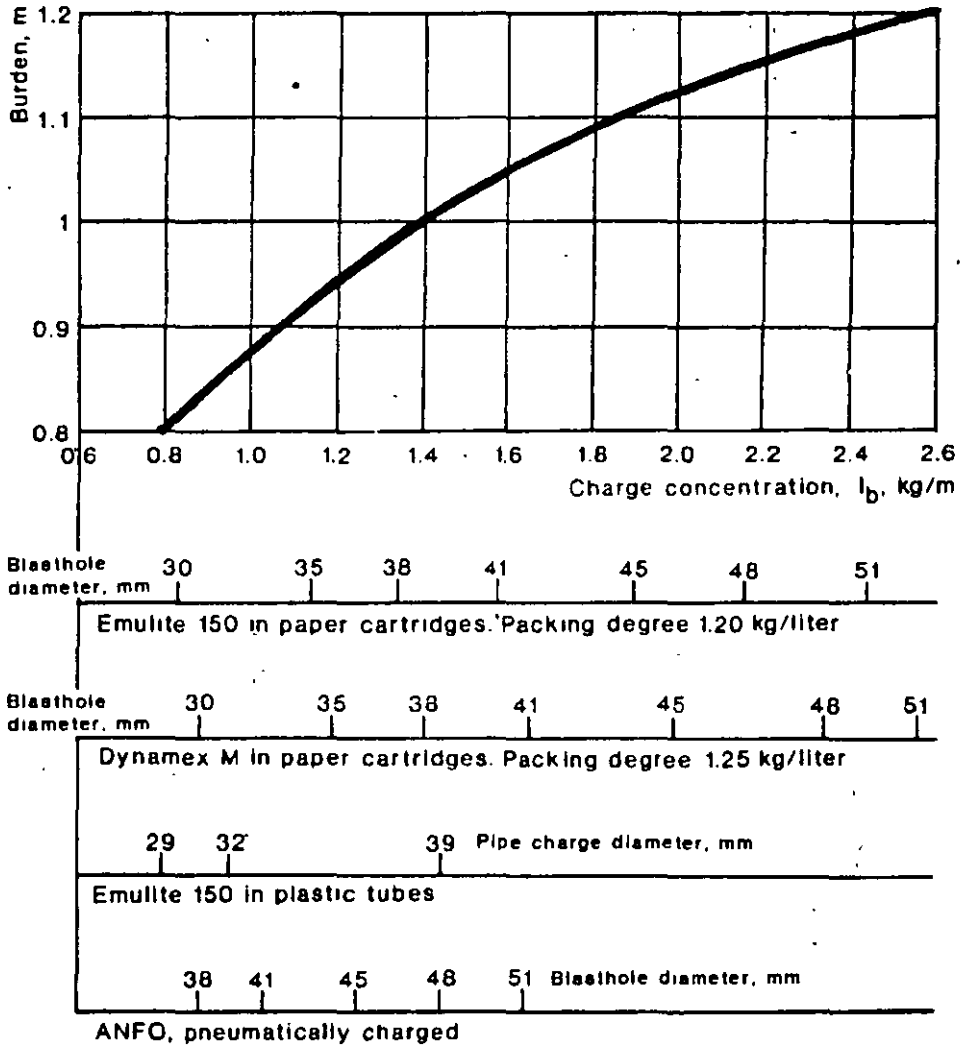


Fig. 7.14 The burden B in relation to the concentration of the bottom charge for different hole diameters and different explosives.

For Emulite 150 in paper cartridges, the uppermost blasthole diameter table is used as input data.

For Emulite 150 and Dynamex M in plastic pipe cartridges, the pipe diameter is used as input data and for ANFO the lowest blasthole diameter table is used as input data.

When the burden (B), the hole depth (H) and the concentration of the bottom charge (l_b) are known, the following table will give the drilling and charging geometry of the round.

Part of the round:	Burden (m)	Spacing (m)	Height bottom charge (m)	Charge concentration		Stemming (m)
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	
Floor	$1 \times B$	$1.1 \times B$	$1/3 \times H$	l_b	$1.0 \times l_b$	$0.2 \times B$
Wall	$0.9 \times B$	$1.1 \times B$	$1/6 \times H$	l_b	$0.4 \times l_b$	$0.5 \times B$
Roof	$0.9 \times B$	$1.1 \times B$	$1/6 \times H$	l_b	$0.3 \times l_b$	$0.5 \times B$
Stoping:						
Upwards	$1 \times B$	$1.1 \times B$	$1/3 \times H$	l_b	$0.5 \times l_b$	$0.5 \times B$
Horizontal	$1 \times B$	$1.1 \times B$	$1/3 \times H$	l_b	$0.5 \times l_b$	$0.5 \times B$
Downwards	$1 \times B$	$1.2 \times B$	$1/3 \times H$	l_b	$0.5 \times l_b$	$0.5 \times B$

The design of the drilling pattern can now be carried out and the cut located in the cross section in a suitable way.

7.1.3 The contour.

The contour of the tunnel is divided into floor holes, wall holes and roof holes. The burden and spacing for the floor holes are the same as for the stoping holes. However, the floor holes are more heavily charged than the stoping holes to compensate for gravity and for the weight of the rock masses from the rest of the round which lay over them at the instant of detonation.

For the wall and roof holes two variants of contour blasting are used, **normal profile blasting** and **smooth blasting**.

With **normal profile blasting** no particular consideration is given to the appearance and condition of the blasted contour. The same explosives as in the rest of the round are utilized (but with a lesser charge concentration) and the contour holes are widely spaced. The contour of the tunnel becomes rough, irregular and cracked. The **smooth blasting** technique has been developed to obtain a smoother and stronger tunnel profile.

Smooth blasting is carried out by drilling the contour holes rather close to each other and using weaker explosives. (Gurit 17×500 mm and Gurit 11×460 mm have been specially developed for the requirements of smooth blasting.)

Smooth blasting is today a common technique in underground rock excavation as it produces tunnels with a regular profile, requiring substantially less reinforcement than if normal profile blasting is used.

Smooth blasting is dealt with in detail in Chapter 8.4 Smooth blasting, where charging tables for smooth blasting can be found.

7.1.4 The firing pattern.

The firing pattern must be designed so that each hole has free breakage. The angle of breakage is smallest in the cut area where it is around 50° . In the stopping area the firing pattern should be designed so that the angle of breakage does not fall below 90° .

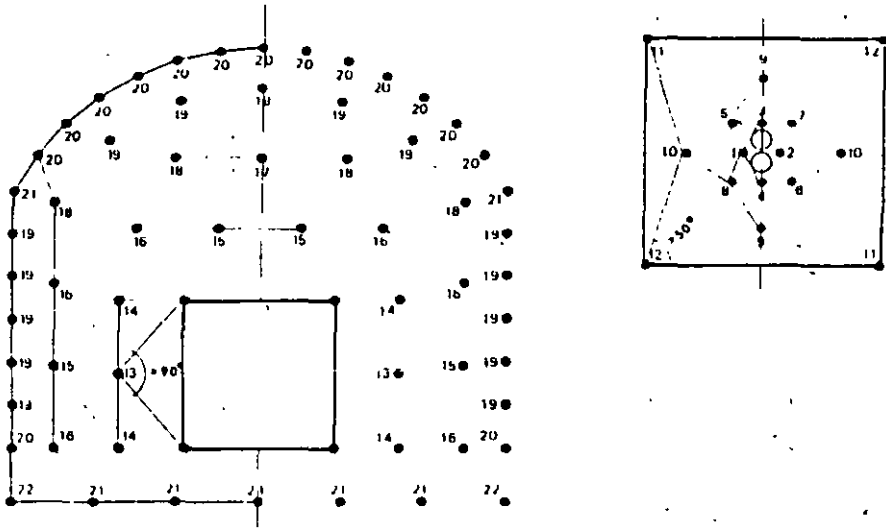


Fig. 7.15 Firing sequence for tunnel in numerical order.

It is important in tunnel blasting to have long enough time delay between the holes. In the cut area, the delay between the holes must be long enough to allow time for breakage and throw of rock through the narrow empty hole. It is proved that the rock moves with a velocity of 40 to 60 meters per second. A cut drilled to 4 m depth would thus require a delay time of 60 to 100 ms to be clean blasted. Normally delay times of 75 to 100 ms are used in the cut.

In the first two squares of the cut only one detonator of each delay should be used. In the following 2 squares two detonators of each delay may be used. In the stopping area, the delay time must be long enough for the movement of the rock. Normally the delay time is 100 to 500 milliseconds.

For the contour holes the scatter in delay between the holes should be as small as possible to obtain a good smooth blasting effect. Therefore, the roof should be blasted with the same interval number, normally the second highest of the series. The walls are also blasted with the same period number but with one delay lower than that of the roof.

Detonators for tunneling can be electric or non-electric.

The electric detonators are manufactured as MS (millisecond) and HS (half-second) delay detonators.

The non-electric detonators are manufactured as deci-second and half-second delay detonators.

Recommended detonators for tunneling:

Electric detonators:

	Interval No.	Delay time
VA/MS	<u>1</u>	25 ms
VA/MS	<u>4</u>	100 ms
VA/MS	<u>7</u>	175 ms
VA/MS	<u>10</u>	250 ms
VA/MS	<u>13</u>	325 ms
VA/MS	<u>16</u>	400 ms
VA/MS	<u>18</u>	450 ms
VA/MS	<u>20</u>	500 ms
VA/HS	2	1.0 sec
VA/HS	3	1.5 sec
VA/HS	4	2.0 sec
VA/HS	5	2.5 sec
VA/HS	6	3.0 sec
VA/HS	7	3.5 sec
VA/HS	8	4.0 sec
VA/HS	9	4.5 sec
VA/HS	10	5.0 sec
VA/HS	11	5.5 sec
VA/HS	12	6.0 sec

The MS and HS series give 19 periods which is sufficient in most cases. The VA/MS and VA/HS detonators may be used in the same round, as the electric characteristics of the VA detonators are the same, independent of the delay times.

Recommended legwire lengths for a 4 m hole depth are 5.0 and 6.0 m.

Non-electric detonators:

	Interval numbers	Delay time	Delay time between intervals
Nonel GT/T	0	25 ms	
Nonel GT/T	1-12	100-1200 ms	100 ms
Nonel GT/T	14, 16		
	18, 20	1400-2000 ms	200 ms
Nonel GT/T	25, 30, 35		
	40, 45, 50		
	55, 60	2500-6000 ms	500 ms

This tunnel series gives 25 different periods and is thus even more versatile than the electric tunnel series.

Recommended tube lengths for bunch blasting with Nonel are 6.0 to 7.8 m.

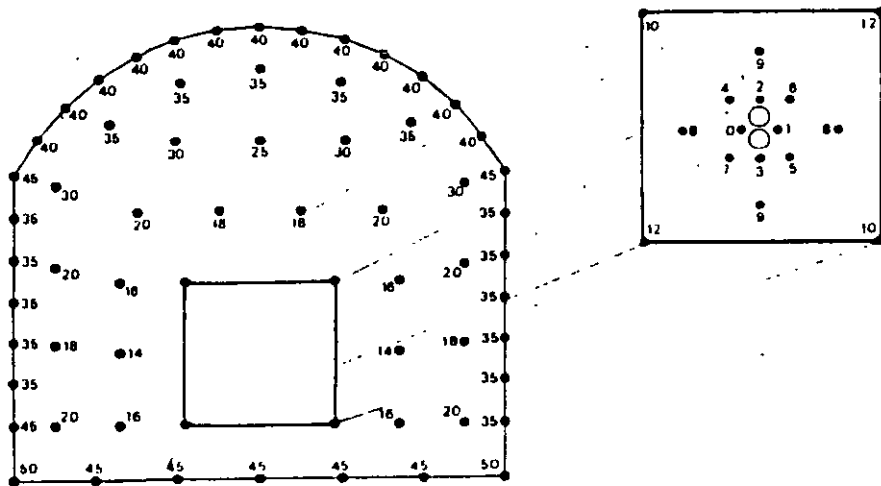
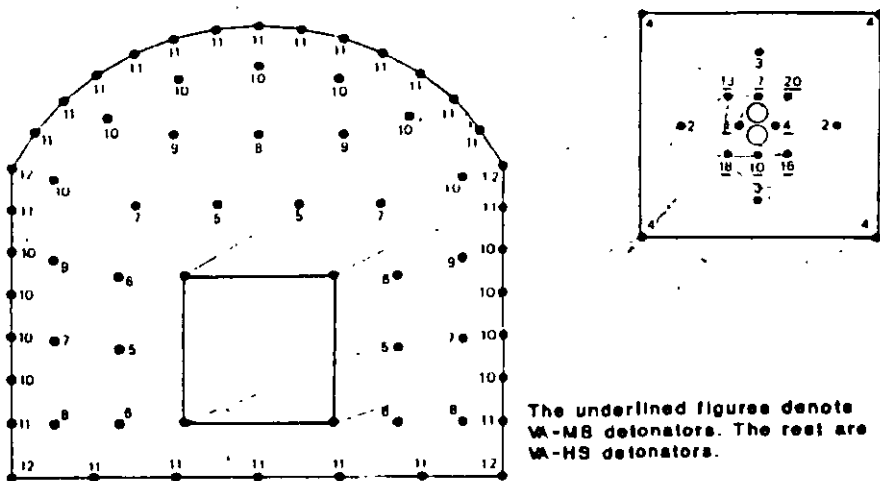


Fig. 7.16 Typical firing pattern for NONEL GTIT.



The underlined figures denote VA-MS detonators. The rest are VA-HS detonators.

Fig. 7.17 Typical firing pattern for VA/MS and VA/HS detonators.

In the 4th square of the cut, four units of VA/HS interval No. 4 are used. This is made possible by wide range of scatter (± 200 ms) within the interval for HS detonators.

7.1.5 Cuts with angled holes.

The V-cut.

The most common cut with angled holes is the V-cut.

A certain tunnel width is required in order to accommodate the drilling equipment. Furthermore, the advance per round increases with the width and an advance of 45 to 50 % of the tunnel width is achievable.

The angle of the cut must not be too acute and should not be less than 60° . More acute angles require higher charge concentration in the holes.

The cut normally consists of two V:s but in deeper rounds the cut may consist of triple or quadruple V:s.

Each V in the cut should be fired with the same interval number using MS detonators to ensure coordination between the blastholes with regard to breakage. As each V is blasted as an entity one after the other, the delay between the different V:s should be in the order of 50 ms to allow time for displacement and swelling.

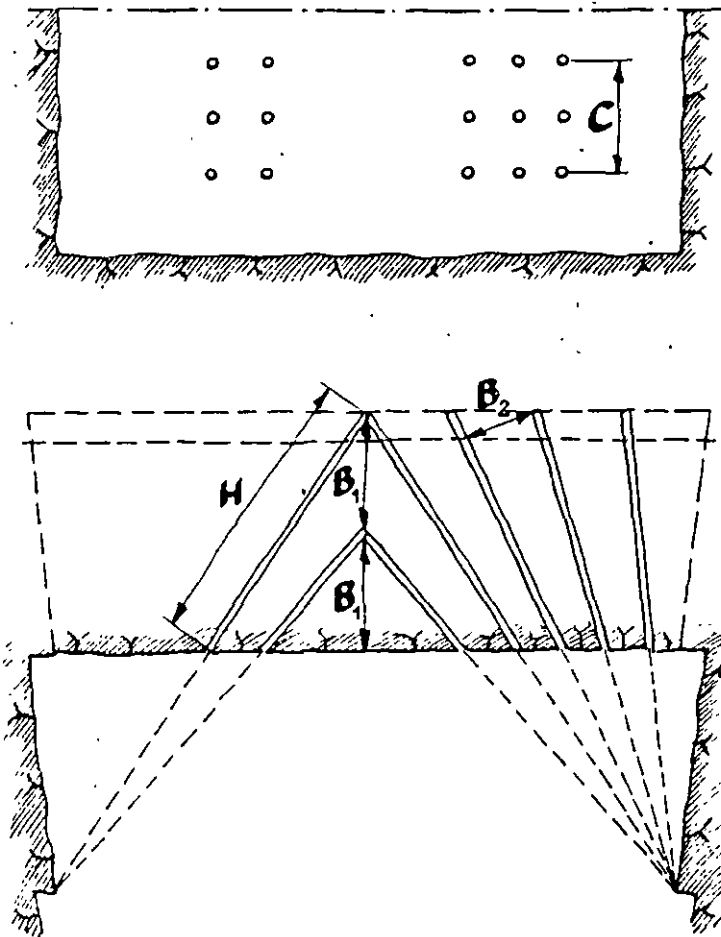
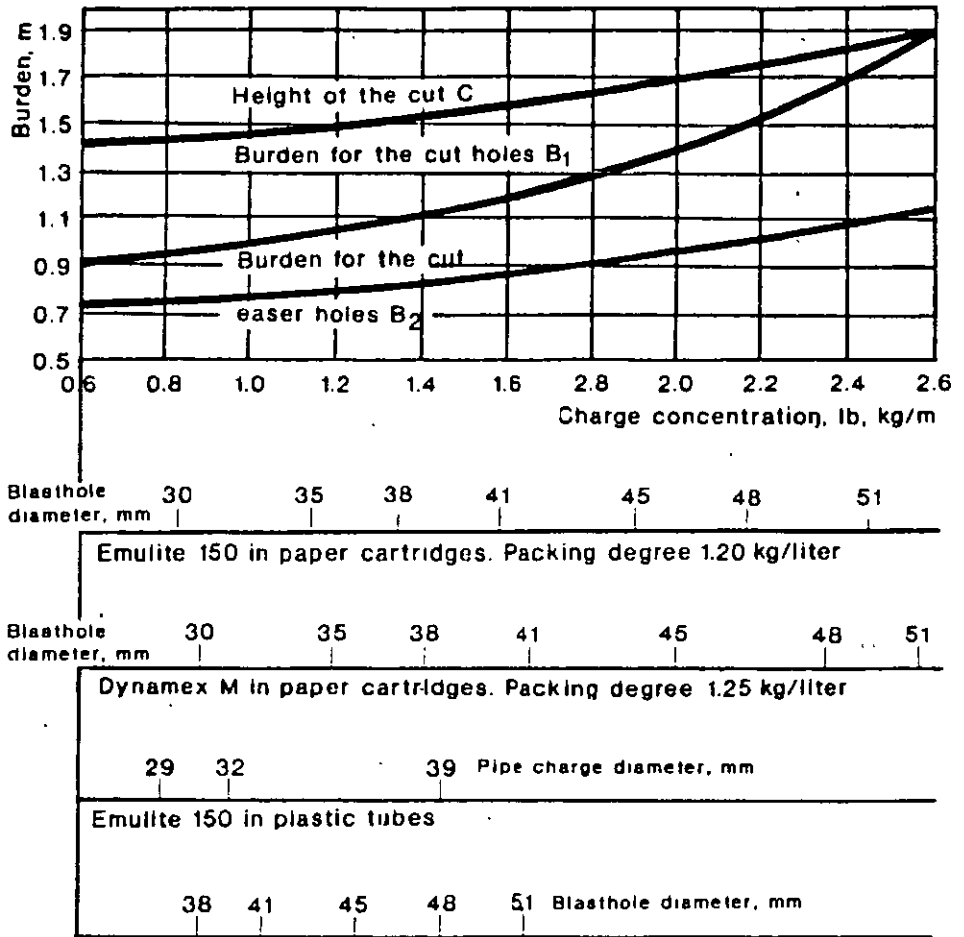


Fig. 7.18 V-cut.

Calculation of the V-cut.

The following graph (7.19) gives the height of the cut (C) and the burdens B_1 and B_2 for the cut.



ANFO, pneumatically charged

Fig. 7.19 The burdens B_1 , B_2 and the cut height C in relation to the bottom charge for different blasthole diameters and different explosives.

Charging the cut holes.

The charge concentration in the bottom of the cut holes (l_b) can be found in graph 7.19.

The height of the bottom charge (h_b) for all cut holes is:

$$h_b = \frac{1}{3} \times H \quad \text{where } H = \text{hole depth (m)}$$

The concentration of the column charge (l_c) is:

$$l_c = 30 \text{ to } 50 \% \text{ of } l_b$$

The uncharged part (stemming) of the holes in the cut (h_u) is:

$$h_u = 0.3 \times B_1$$

The uncharged part for the rest of the cut is:

$$h_u = 0.5 \times B_2$$

For the rest of the round, the method of calculation is the same as that in Chapter 7.1.2 Stoping.

The fan cut.

The fan cut is an other example of angled cuts. Like the V-cut, a certain width of tunnel is required to accommodate the drilling equipment to attain acceptable advance per round.

The principle of the fan cut is to make a trench like opening across the tunnel and the charge calculations are similar to those in Chapter 5.6 Opening the bench. Due to the geometrical design of the cut the constriction of the holes is not large, making the cut easy to blast.

The drilling and charging of the holes are similar to that of the cut holes in the V-cut.

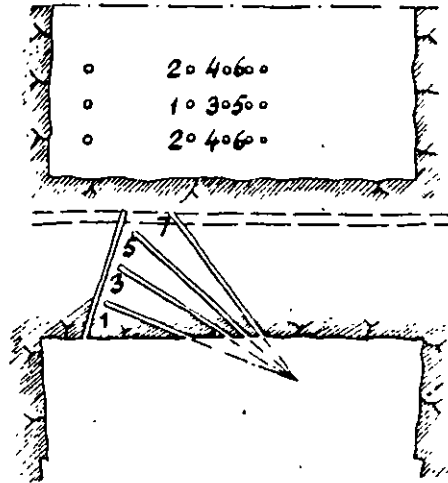


Fig. 7.20 Fan cut.

7.1.6 Example of calculation.

The project is a 1,500 m long road tunnel with a cross section area of 88 sq.m.

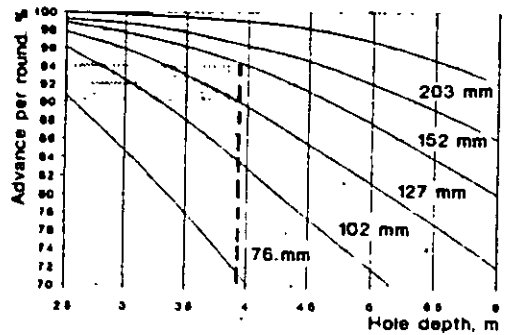
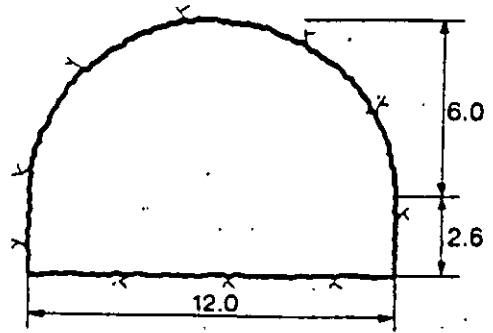
A blasthole diameter of 38 mm is chosen as the tunnel contour is to be smooth blasted. A larger blasthole diameter might cause overbreak from the stopping part of the round. The drilling equipment is an electro hydraulic jumbo with 4.3 m steel length and feed travel of 3.9 m.

The expected advance is 95 % of the blasthole depth.

The explosive is Emulite 150 in 29 and 25 mm cartridges for the cut, stopping and floor. Gurit 17×500 mm in plastic cartridges is used for the contour. Nonel GT/T is used for initiation.

To attain an advance of more than 90 % of the blasthole depth, 3.9 m, a large hole diameter of 127 mm should be chosen.

2×89 mm large holes can be an alternative.



1st square.

The distance from the center of the large hole to the center of the closest blasthole is:

$$a = 1.5 \phi$$

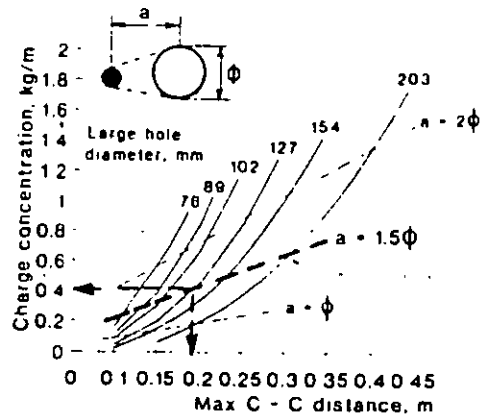
$$a = 1.5 \times 127 = 190 \text{ mm}$$

The width of the 1st square is:

$$W_1 = a\sqrt{2}$$

$$W_1 = 190\sqrt{2} = 270 \text{ mm}$$

The requisite charge concentration for the holes in the 1st square is 0.4 kg/m of Emulite 150. For practical reasons Emulite in 25×200 mm cartridges are used giving a charge concentration of 0.55 kg/m.



An overcharge of this magnitude does not cause any inconvenience. The uncharged part of the hole is equal to the C-C distance: $h_0 = a$. The charge of the hole is the length of the charge $H - h_0$ times the actual charge concentration.

$$Q = l_c(H - h_0)$$

$$Q = 0.55(3.9 - 0.2)$$

$$Q = 2.0 \text{ kg}$$

Key data for the 1st square:

$$a = 0.19 \text{ m}$$

$$W_1 = 0.27 \text{ m}$$

$$Q = 2.0 \text{ kg.}$$

2nd square.

The blasting of the 1st square created an opening of $0.27 \times 0.27 \text{ m}$. The burden in the 2nd square is equal to the width of the opening created.

$$B_1 = W_1$$

$$B_1 = 0.27 \text{ m}$$

$$C-C = 1.5W_1$$

$$C-C = 0.40 \text{ m}$$

$$W_2 = 1.5W_1\sqrt{2}$$

$$W_2 = 0.56 \text{ m}$$

The requisite charge concentration for the holes in the 2nd square is approx. 0.37 kg/m .

Emulite 150 in $25 \times 200 \text{ mm}$ paper cartridges is used making the practical charge concentration 0.55 kg/m . The uncharged part of the hole is $0.5 \times B$.

$$Q = l_c(H - h_0)$$

$$Q = 0.55(3.9 - 0.15)$$

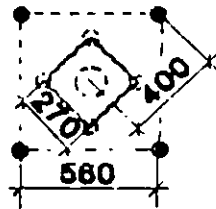
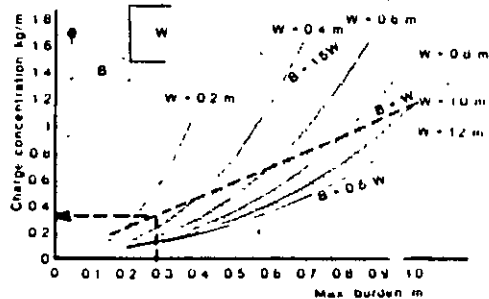
$$Q = 2.0 \text{ kg.}$$

Key data for the 2nd square:

$$B = 0.27 \text{ m}$$

$$W_2 = 0.56 \text{ m}$$

$$Q = 2.0 \text{ kg}$$



3rd square.

The opening has now a width $W=0.56$ m. The burden B is equal to W_2 .

$$B_2 = W_2$$

$$B_2 = 0.56 \text{ m}$$

$$C-C = 1.5W_2$$

$$C-C = 0.84 \text{ m}$$

$$W_3 = 1.5W_2\sqrt{2}$$

$$W_3 = 1.18 \text{ m}$$

The requisite charge concentration is approx. 0.65 kg/m. Now the 25×200 mm cartridges do not provide sufficient charge concentration to ensure breakage. A larger dimension of Emulite 150 must be used unless the cartridges are tamped.

Emulite 29×200 mm in paper cartridges give a charge concentration of 0.90 kg/m. The hole will thus be overcharged.

The uncharged part of the hole is $0.5 \times B$.

$$Q = l_1(H-h_0)$$

$$Q = 0.90(3.9-0.3)$$

$$Q = 3.2 \text{ kg}$$

Key data for the 3rd square:

$$B = 0.56 \text{ m}$$

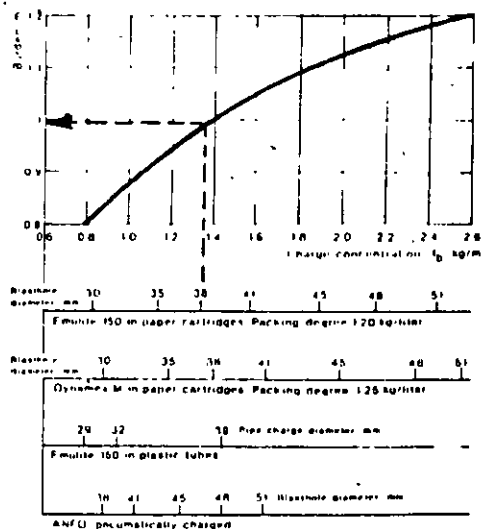
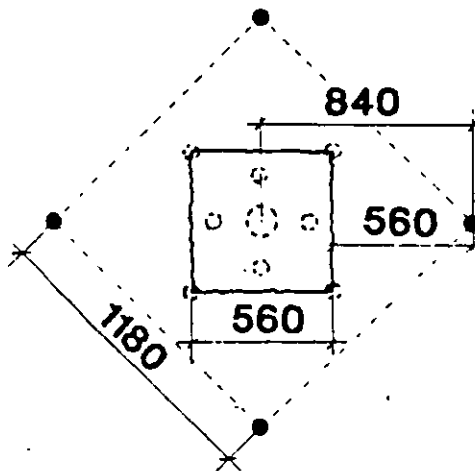
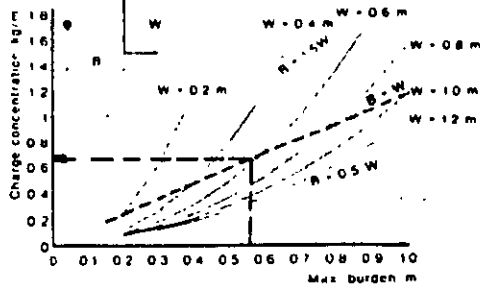
$$W_3 = 1.18 \text{ m}$$

$$Q = 3.2 \text{ kg}$$

4th square.

The width of the opening is now 1.18 m. If B is chosen equal to W , the burden will be greater than that of the stopping part of the round. Therefore, the burden must be adjusted to that of the stopping part and the charge calculations are made as for stopping holes.

The burden is chosen from the graph 7.14 to 1.0 m.



The charge concentration of the bottom charge is found in the same graph to be 1.35 kg/m.

From the adjoining table the charge of the hole can be calculated,

$$l_b = 1.35 \text{ kg/m}$$

$$h_b = 1/3H$$

$$h_b = 0.33 \times 3.9$$

$$h_b = 1.3 \text{ m}$$

$$Q_b = l_b \times h_b$$

$$Q_b = 1.35 \times 1.3$$

$$Q_b = 1.75 \text{ kg}$$

Part of the round	Burden (m)	Spacing (m)	Height bottom charge (m)	Charge concentration (kg/m)		Stemming (m)
				Bottom	Column	
Floor	1-B	11-B	1.3-H	l_b	1.0- l_b	0.2-B
Wall	0.9-B	11-B	1.6-H	l_b	0.4- l_b	0.5-B
Roof	0.9-B	11-B	1.6-H	l_b	0.3- l_b	0.5-B
★ Stopping						
Upwards	1-B	11-B	1.3-H	l_b	0.5- l_b	0.5-B
Horizontal	1-B	11-B	1.3-H	l_b	0.5- l_b	0.5-B
Downwards	1-B	12-B	1.3-H	l_b	0.5- l_b	0.5-B

In the bottom charge Emulite in paper cartridges with 29 mm diameter is used and tamped well.

The column charge is:

$$l_c = 0.5 \times l_b$$

$$l_c = 0.5 \times 1.35$$

$$l_c = 0.67 \text{ kg/m}$$

The product with dimensions closest to this is Emulite 150, 29×200 mm with an $l_c = 0.90 \text{ kg/m}$

Practical $l_c = 0.90 \text{ kg/m}$

$$h_b = 0.5B$$

$$h_b = 0.5 \times 1.0 = 0.5 \text{ m}$$

$$h_c = H - h_b - h_a$$

$$h_c = 3.9 - 1.3 - 0.5$$

$$h_c = 2.1 \text{ m}$$

$$Q_c = l_c \times h_c$$

$$Q_c = 0.90 \times 2.1$$

$$Q_c = 1.9 \text{ kg}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_b + Q_c$$

$$Q_{\text{tot}} = 1.75 + 1.9$$

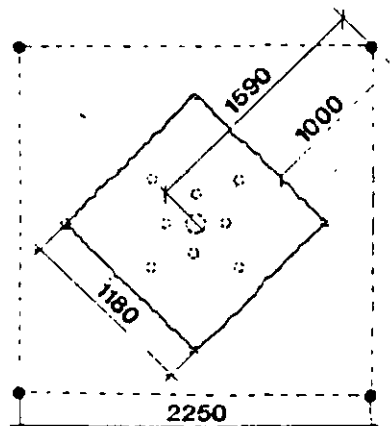
$$Q_{\text{tot}} = 3.65 \text{ kg}$$

Key data for the 4th square:

$$B = 1.0 \text{ m}$$

$$W_4 = 2.2 \text{ m}$$

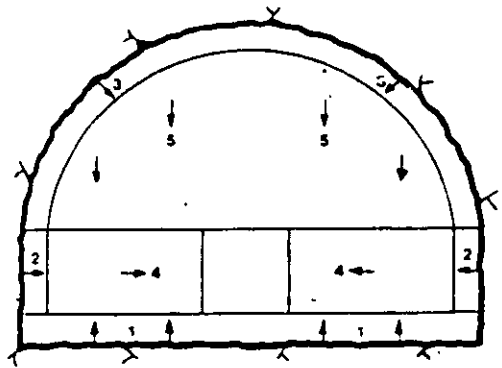
$$Q = 3.65 \text{ kg}$$



After the cut has been designed, the rest of the round is calculated.

This is most simply done in the following order:

1. Floor holes.
2. Wall holes.
3. Roof holes.
4. Stopping, upwards and horizontal.
5. Stopping downwards.



The reason for starting with the perimeter holes is to decide the burdens and spacings for the outer boundaries of the round.

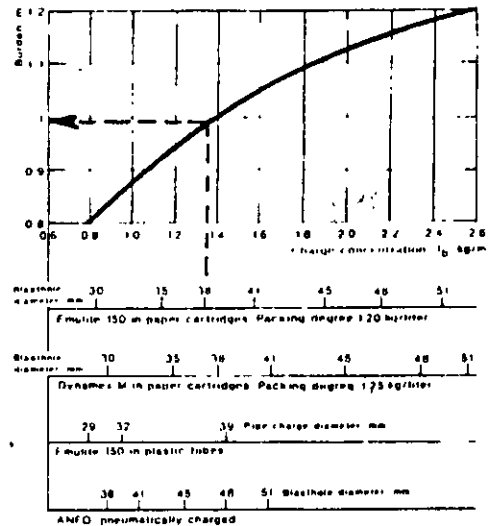
When these calculations are completed the cut and the stopping holes may be located in accordance with the parameters which apply to them.

1. The floor holes.

In the calculation of all perimeter holes, the "look-out" has to be taken into account. As mentioned earlier, the "look-out" should not exceed 10 cm + 3 cm/m of hole depth. In this case the "look-out" should be limited to 20 cm.

The burden is 1.0 m according to the graph and the spacing is $1.1 \times B$.

Due to "look-out", the holes above the floor holes are set out 0.8 m above the floor. The spacing is 1.1 m.



Bottom charge:

$$l_b = 1.35 \text{ kg/m}$$

$$h_b = 1/3 \times 3.90 = 1.30 \text{ m}$$

$$Q_b = 1.35 \times 1.3 = 1.75 \text{ kg}$$

Column charge:

$$l_c = l_b = 1.35 \text{ kg/m}$$

$$h_c = 0.2 \times B = 0.2 \text{ m}$$

$$h_c = H - h_b - h_o = 2.4 \text{ m}$$

$$Q_c = 1.35 \times 2.4 = 3.25 \text{ kg}$$

Total charge:

$$Q = 1.75 + 3.25 = 5.0 \text{ kg}$$

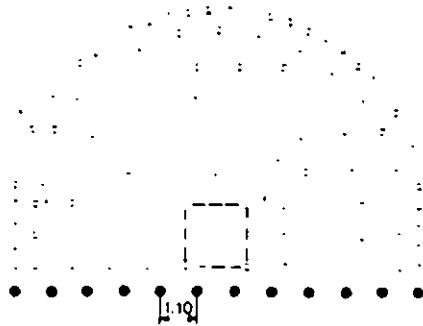
Part of the round	Burden (m)	Spacing (m)	Height bottom charge (m)	Charge concentration		
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	Stemming (m)
Floor	1-B	1.1-B	1.3-H	l _b	1.0-l _c	0.2-B
Wall	0.9-B	1.1-B	1.4-H	l _w	0.4-l _c	0.5-B
Roof	0.9-B	1.1-B	1.5-H	l _r	0.3-l _c	0.5-B
Stopping						
Upwards	1-B	1.1-B	1.3-H	l _u	0.5-l _c	0.5-B
Horizontal	1-B	1.1-B	1.3-H	l _h	0.5-l _c	0.5-B
Downwards	1-B	1.2-B	1.3-H	l _d	0.5-l _c	0.5-B

Key data for floor holes:

$B = 1.0 \text{ m}$

$S = 1.1 \text{ m}$

$Q = 5.0 \text{ kg.}$



2. The wall holes.

In this particular case the walls are very low and do not make a good example for the design of the drilling and charging pattern.

The drilling pattern is taken from the smooth blasting table and the burden is chosen to be 0.8 m and the spacing to 0.6 m.

The uncharged part of the hole is 0.2 m.

The charge concentration for Gurit 17x500 mm is 0.23 kg/m. The holes will be charged with 7 tube charges and 1 stick of Emulite 150, 25x200 mm in the bottom.

Bottom charge:

$Q_b = 0.11 \text{ kg}$

Column charge:

$Q_c = .7 \times 0.115 = 0.81 \text{ kg}$

Total charge:

$Q = 0.11 + 0.81 = 0.92 \text{ kg}$

The "look-out" has to be considered, so the burden to be set out on the face is $0.8 - 0.2 = 0.6 \text{ m}$.

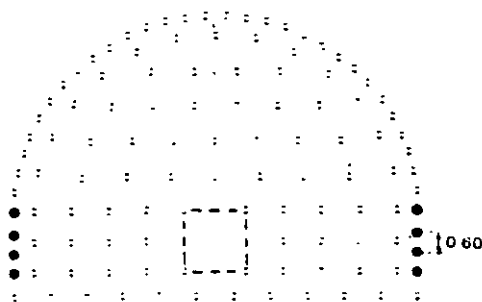
Key data for the wall holes:

$B = 0.8 \text{ m}$

$S = 0.6 \text{ m}$

$Q = 0.92 \text{ kg}$

Parameter hole diam mm	Charge Ckt contribution kg/m	Charge type	Burden m	Spacing m
25 32	0.11	11 mm Gurit	0.3 0.5	0.25 0.35
25 40	0.23	17 mm Gurit	0.7 0.9	0.50 0.70
21 64	0.42	22 mm Gurit	1.0 1.1	0.80 0.90
21 64	0.45	22 mm Emulite	1.1 1.2	0.85 0.90



7.2 Shafts.

In mining, shafts form a system of vertically or inclined passageways which are used for transportation of ore, refill, personnel, equipment, air, electricity, ventilation etc.

In underground construction, shafts are driven for the building of penstocks, cable shafts, ventilation and elevator shafts, surge chambers etc. In addition, shafts are driven as "glory holes" for transportation of material which is not accessible by other means than vertical or close to vertical tunnels.

Shafts are either driven downwards, sink shafts, or upwards, raise shafts.

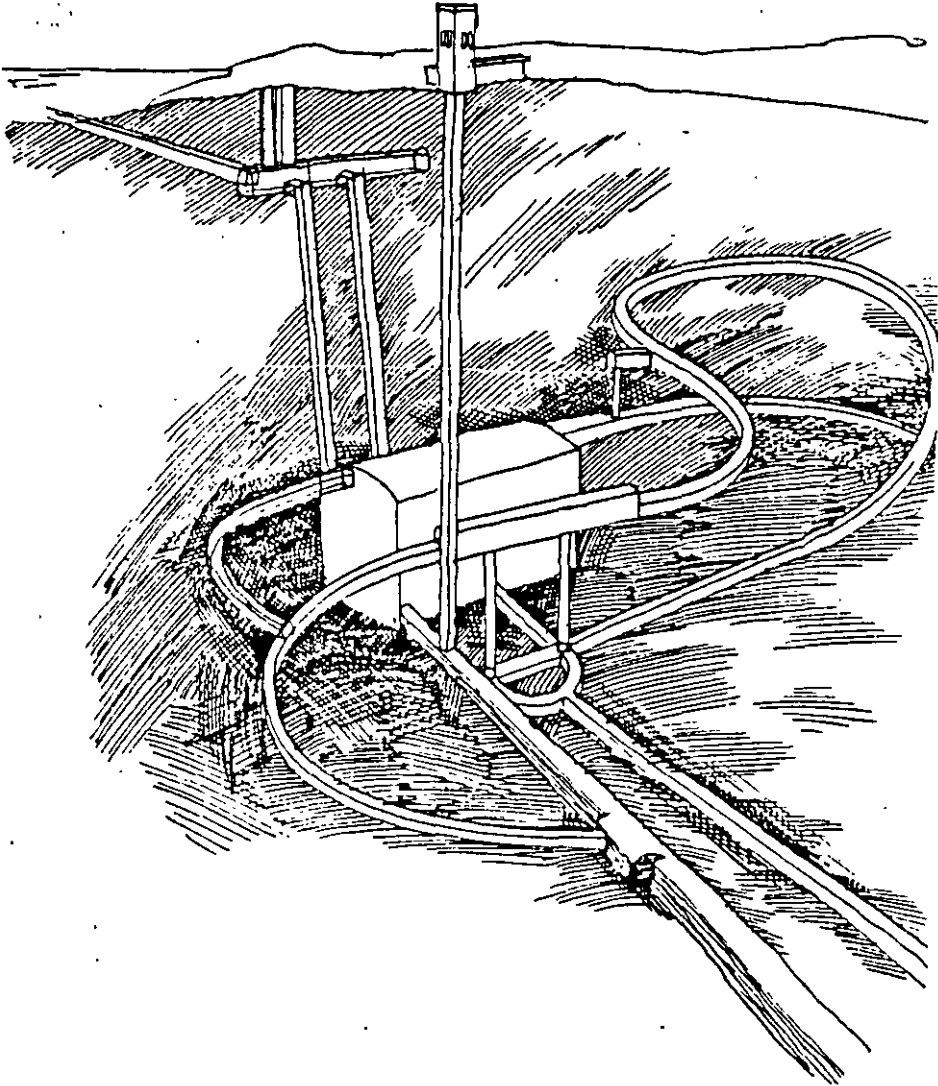


Fig. 7.22 Typical tunnel system in a hydroelectric power plant.

7.2.1 Sink shafts.

Sink shafts are passageways sunk from the surface downwards or underground from one level to a lower one. The majority of the sink shafts are driven vertically.

Shaft sinking is one of the most difficult and risky blasting jobs as the work area is normally wet, narrow and noisy. Furthermore, the drilling and blasting crews are exposed to falling objects.

The advance is slow as the rock has to be removed between each blast with special equipment which has limited digging capacity. The blasted rock must be well fragmented to suit the excavation equipment.

The design of the cross section of the shaft principally depends on the quality of the rock. Nowadays most of the shafts are made with a circular cross section which gives better distribution of the rock pressure, thus decreasing the need for reinforcement, especially in deep shafts.

The most common drilling and blasting methods are benching and blasting with pyramid cut.

The **benching** method, is a fast and efficient method as the time-consuming cleaning of the floor between the blasts can be minimized. It is also easy to keep the shaft free from water as a pump can always be placed in the lower blasted part of the shaft. The drilling and charging pattern is similar to that of smaller surface blastings.

The burden and spacing vary with the hole diameter but the drilling pattern is more closely spaced than for surface blasting due to higher constriction.

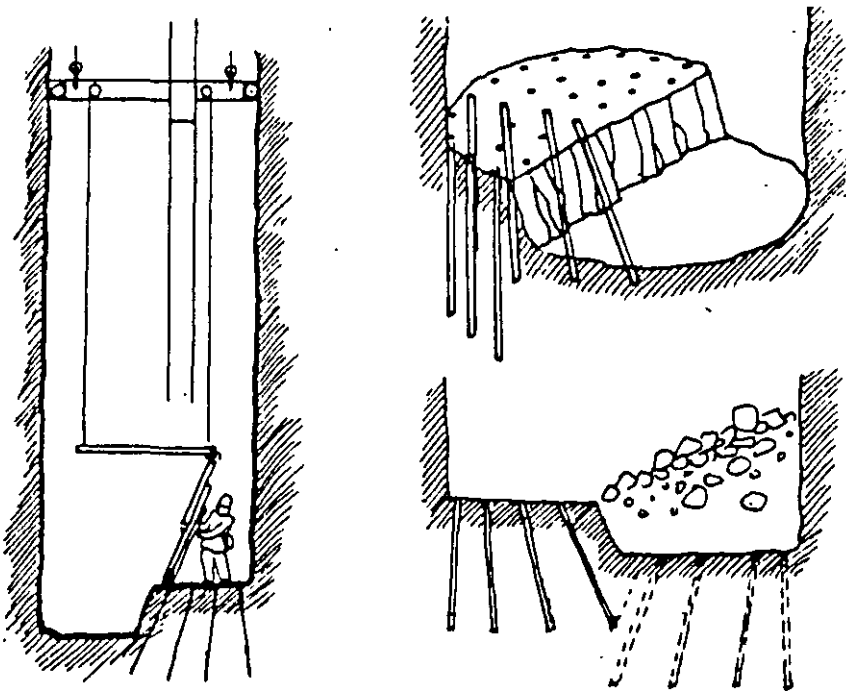


Fig. 7.23 Shaft sinking by benching.

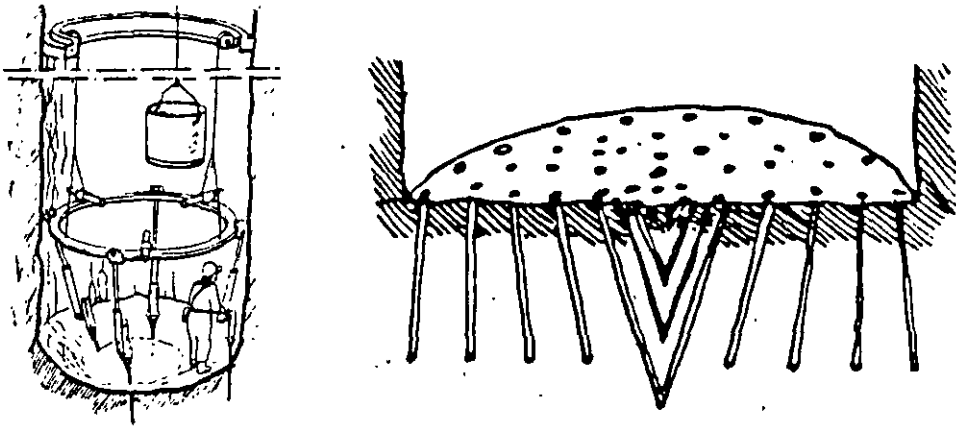


Fig. 7.24 Shaft sinking with pyramid cut.

Shaft sinking with **pyramid cuts** is similar to tunnel blasting with V-cuts. The drilling is done with a "drill-ring" which is composed of a circular I-beam to which the drilling machines are fixed. The "drill-ring" may be fixed to the shaft walls with bolts. Due to the construction of the "drill-ring", the cut will be conical.

The explosives used in shaft sinking must always be water resistant. Even if the ground is dry, the flushing water from the drilling will always stay in the blastholes.

For this reason explosives with excellent water resistance properties are preferred. Emulite 150 and Dynamex M are easily tamped to utilize the hole volume well, thus decreasing the number of holes and the drilling and charging time. The specific charge in shaft sinking is rather high, ranging from 2.0 kg/cu.m. to 4.0 kg/cu.m.

The initiation of the blast may be done with electric detonators or non-electric detonators. As a sink shaft is a small confined area, thunderstorms are a particular hazard as stray currents tend to be transmitted down the shaft on pipes and cables. To avoid problems with evacuation of the blasting crew during a thunderstorm, NONEL detonators should be used.

7.2.2 Raise shafts.

The drifting of raise shafts – shafts which are driven from blasted underground chambers or tunnels, vertically or inclined upwards – is one of the most difficult, most costly and most dangerous undertakings in mining and construction.

As the drifting of raise shafts has increased in the world, new methods have been developed to make the work more mechanized, cheaper and safer.

Raise shafts were drifted in more or less the same way for decades until the 1950's when new types of raise shaft elevators were taken into use.

Various raise shaft drifting methods where blasting is part of the method.

Older methods:

- Timbered shafts
- Open shafts

Modern methods:

- Boliden elevator type Jora
- Alimak Raise Climber
- Longhole drilling

To start with the older methods, the timbered shaft method was the most common method in Sweden until some 40 years ago and is still occasionally used for shorter shafts. The raise shaft is driven vertically and divided into two sections by a timber wall which is extended before each blast. When the round is fired, one section is filled with rock. The blasted rock will then act as a working platform for the next round. In order to maintain the working height at the face some rock has to be excavated after each blast. The second section is used as a ladderway and for transportation of equipment, drill steel, explosives and timber. The ventilation is also placed in this section which is covered during blasting.

Timbered raise shafts have been driven up close to 100 m, but normally the maximum height should not exceed 60 m. The cross section area is usually 4 sq.m. and the advance per round approx. 2.2 m.

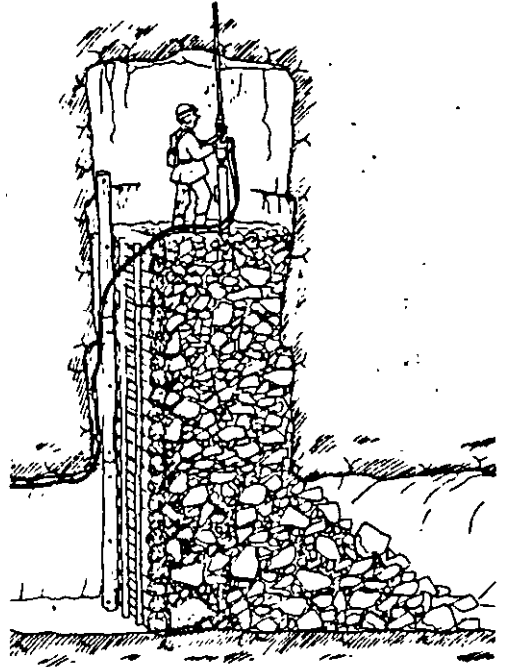


Fig. 7.25 Timbered raise shaft.

The timbered shaft method was replaced by open shaft methods when the cost of timber became too high. In one of these methods a working platform of planks is laid on timber which is supported by bolts in the shaft walls. New bolt holes are drilled in the shaft walls when the round is drilled so the platform can be moved upwards as the work proceeds.

Another open shaft method is to use steel tubes instead of timber. The steel tubes are bolted to the shaft walls and the tubes support the platform. The open shaft methods are rarely used and when used, only for short raises, up to 25 m. From a safety point of view none of the open shaft methods is to be recommended.

The cross section is normally 4 sq.m. and the advance approx. 2.2 m.

The JORA lift method.

Raise shafting using a lift cage hanging on a wire which runs through a large drillhole has been used in Sweden and other countries since the 1940's, but it was not until the 1950's when Boliden AB developed the JORA lift, that the method came into wider use.

A large hole, diameter 110 to 150 mm, is drilled from an upper level in the center of the intended shaft. Through the hole a wire is sunk down to the lower level and a working platform with a lift cage is fastened to it. By a lifting gear the platform is elevated up to the shaft face by remote control from the lift cage. The drilling and charging are carried out from the platform on the top of the lift cage and some scaling can be done from the cage with the protection of the platform. During the scaling, drilling and charging operations the platform is fixed with bolts to the shaft walls. Before blasting the platform is lowered down and placed on a sledge like vehicle and towed aside. The wire is lifted up through the large hole before blasting. The large hole is used as cut hole in the blasting of the round. Due to the large size of the cut hole, advances of up to 4 m are obtained. The area is approx. 4 sq.m. and the maximum height is 100 m. In this method it is necessary to have free space above the shaft for the drilling of the large hole and for the placing of the lifting gear.

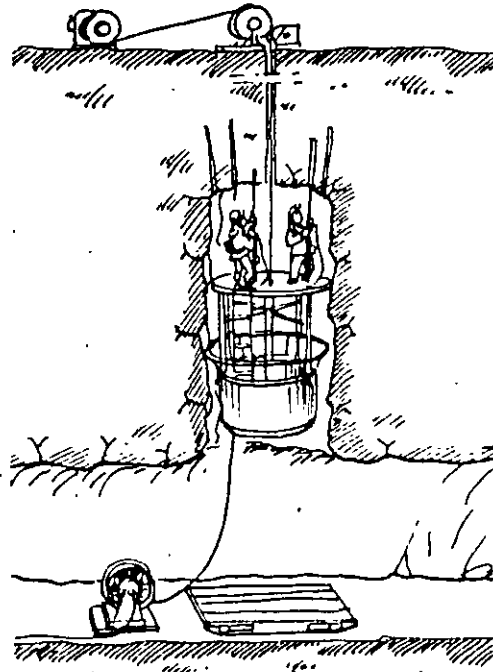


Fig. 7.26 The JORA lift.

The ALIMAK Raise Climber.

The Alimak raise shaft driving method was introduced in 1957 and became the most utilized system in the world because of its flexibility, safety, economy and speed.

The equipment consists of a raise climber with a working platform, which covers practically the entire area of the shaft. Under the platform there is a cage for the transport of personnel, material and equipment. The raise climber is propelled by a rack and pinion system along a special guide rail. The rail system incorporates a tube system for the air and water supply to the drilling equipment. The system also provides air for the blasting with NONEL and to ventilate the raise after the blasting.

The platform is equipped with a protective roof under which the blaster stands during scaling and drilling operations. If the inclination of the raise shaft is 60° or less the scaling may be done gradually during the ascent under the protection of the previously scaled hanging wall.

The Alimak method can be used for vertical as well as inclined shafts. The lower limit of the inclination depends on the angle of repose of the rock.

Unlike other modern methods for raise shafting, the Alimak needs only one point of attack, the lower one. The

upper break-through point may be prepared while the raise is driven.

The lengths which may be driven are only limited by the time which is at the blasting crews' disposal for ascent, scaling, drilling, charging, descent and blasting. For an 8 hour shift, the upper limit should be around 2,000 m. The lengths are also limited by the type of drive. The air-driven raise climber may be used for up to 150 m shaft length, electric drive up to 900 m. For longer shafts diesel-hydraulic driven climbers are used.

The area is normally 4 sq. m., but inclined shafts have been driven full face up to 36 sq. m.

Drilling and charging patterns are the same for all above mentioned raise shafting methods. Normally a raise shaft of 4 sq. m. is driven upwards and then the shaft is stoped to its final area. However, sometimes the shaft is driven "fullface" and as mentioned earlier areas up to 36 sq. m. have been successfully blasted.

The drilling and firing pattern for a raise shaft does not differ from that of a horizontal tunnel of the same size.

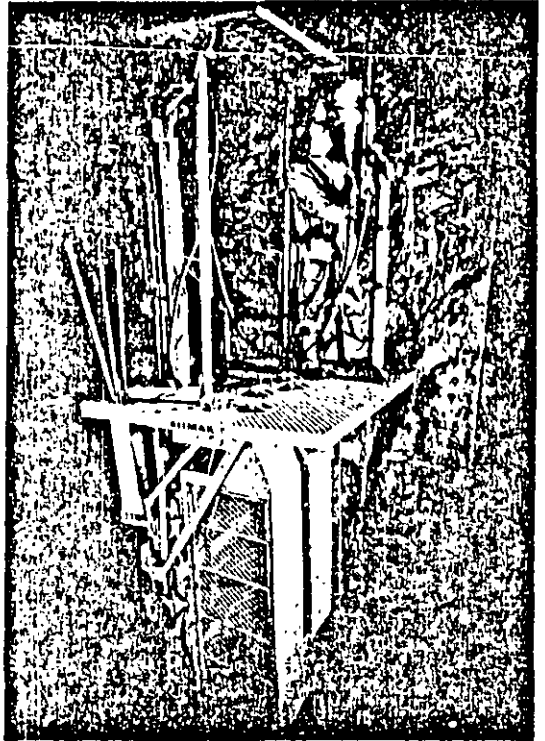


Fig. 7.27 The ALIMAK Raise Climber.

The Alimak work cycle:

Drilling:

The drilling and charging is carried out from the raise climber's platform under a specially designed protective roof. Both air and water to the drilling machines are supplied through tubes in the guide rail sections.

Blasting:

After drilling and charging the round, the raise climber is driven to the bottom and under the roof of the drift. During the blast, the climber is therefore well protected from falling rock.

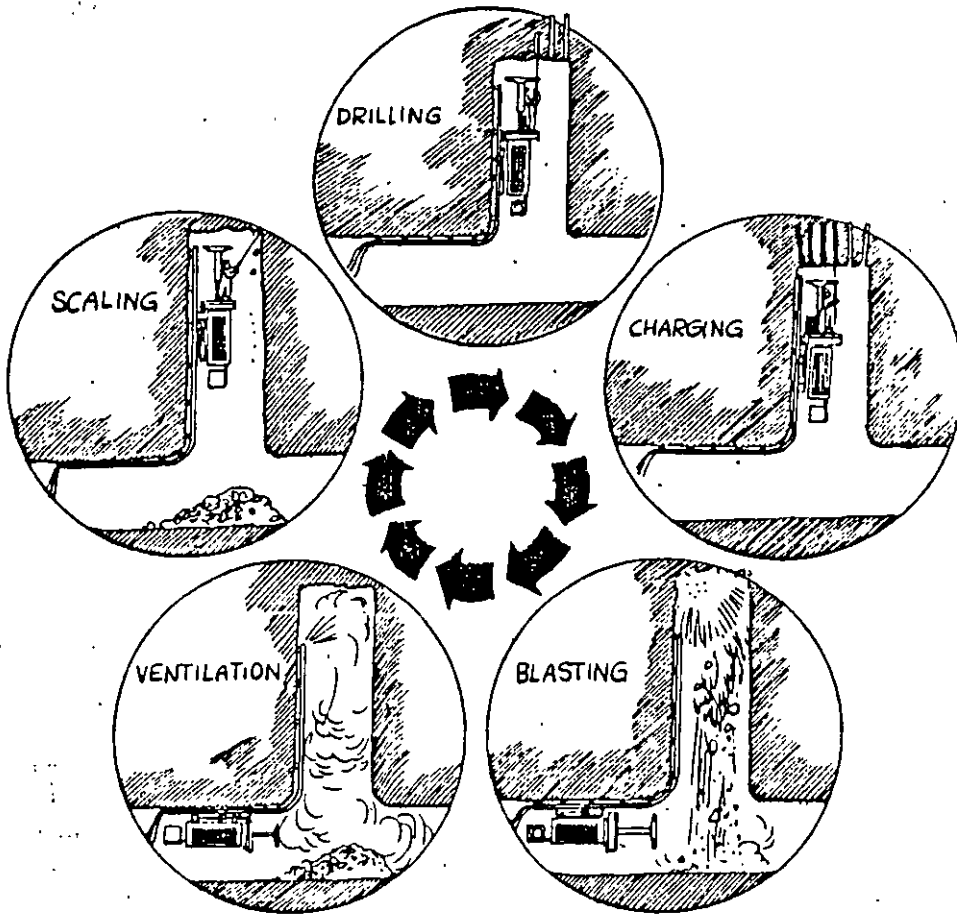


Fig. 7.28 The ALIMAK work cycle.

Ventilation:

After blasting the raise is ventilated and sprayed with water. The top of the guide rail is protected by a header plate which also acts as a water diffuser during the ventilation phase.

Scaling:

Scaling of the roof and walls of the raise is done from under the protective roof which gives the workmen good protection.

Generally large hole cuts are used and the design of the cut varies with the diameter of the large hole. (See 7.1.1 The cut, in Chapter Tunneling.)

The normal hole depth is 2.4 m and the expected advance 2.1 to 2.2 m.

The drilling is done with stopers, which are designed for raise driving, overhead drilling and roof bolting or drilling machines with jack legs.

For the blastholes drill series 11 (34 to 32 mm) is used and the large hole diameter is normally 75 mm.

For the stability of the walls and to avoid overbreak, the walls of the raise are normally smoothblasted. The smooth blasting method is also used if the shaft is to be widened at a later stage in order to avoid excessive scaling and to decrease the risk of rockfall.

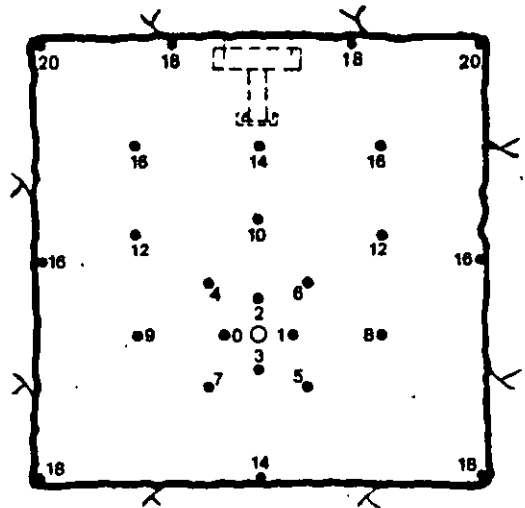


Fig. 7.29 Drilling and firing pattern for 4 sq.m. raise shaft.

A normal pilot shaft has an area of 4 sq.m. Normally one round is drilled and blasted per shift with an advance of 2.2 m. Working 2 shifts per day, the advance should be 4.4 m but taking disturbances in the work cycle into account, the long term advance is approx. 3.5 m/day or 70 to 90 m per month.

Shaft raising by long hole drilling.

In this method, all drilling is done downwards with parallel holes and the whole area is drilled at the same time:

Great precision in drilling and charging is a must and the lack of precision has earlier limited the practical height to 25 to 30 m. Now, with new drillrigs e.g. Atlas Copco Simba, the drilling can be carried out with great precision in any direction from vertical to 50°. With the Simba the deviation can be kept under 0.5 % for holes up to a length of 50 m.

The long hole drilling method is also advantageous from a safety point of view as all drilling and charging work is carried out from a safe location.

Two different cuts are used:

- large hole cut (blasting towards a large hole).
- crater cut (blasting towards the lower free face of the raise).

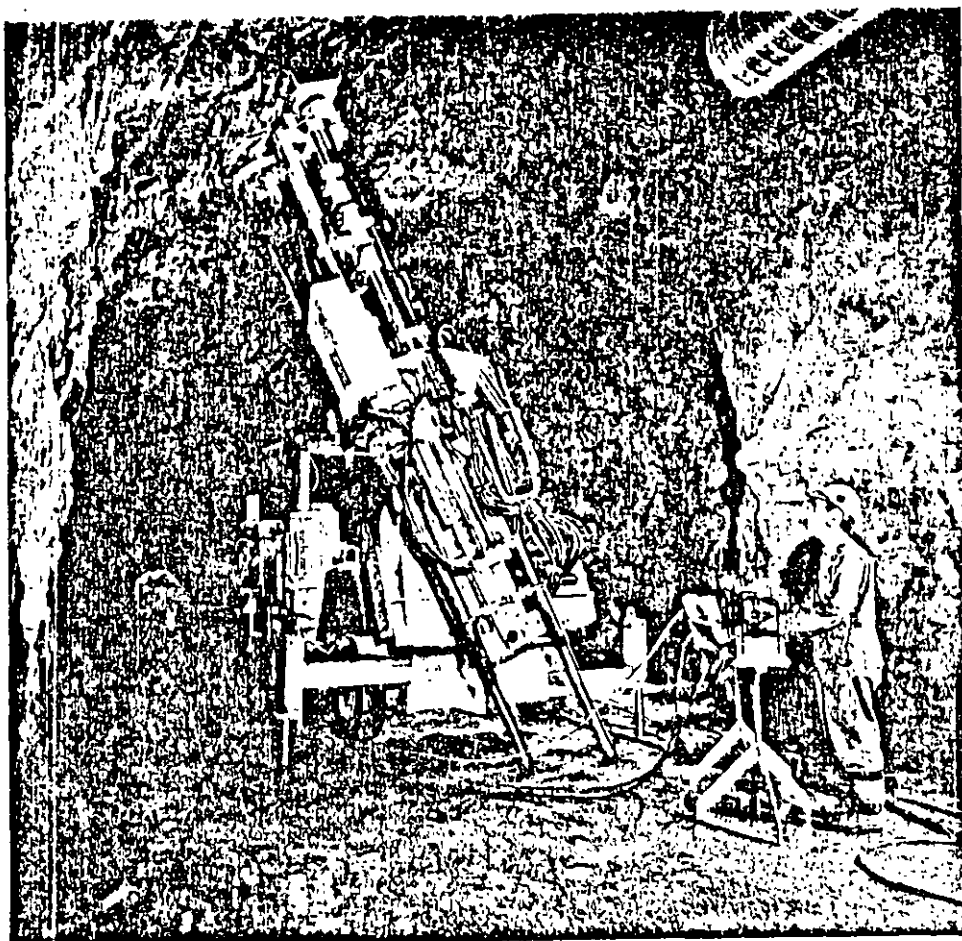
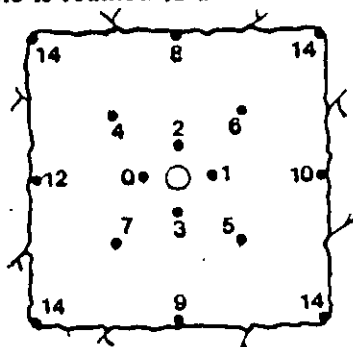


Fig. 7.30 Simba.

The large hole cut came first and is still the most common one. The drill holes in the round have a diameter of 50 to 75 mm and the central large hole is reamed to a diameter of 102 to 203 mm.



Large hole 153 mm
Blastholes 64 mm

Fig. 7.31 Firing sequence for 4 sq.m. raise.

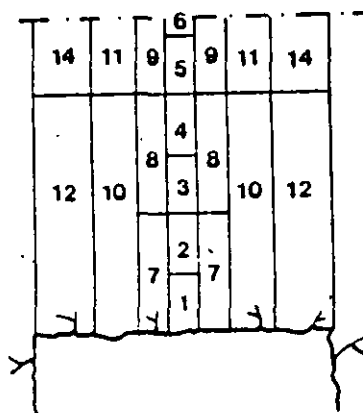


Fig. 7.32 Round sequence for raises with larger cross section.

The design and charging of the cut follow the same principles as described in Chapter 7.11 Tunneling, The cut. The firing sequence depends on the faulty drilling so the hole with the smallest real burden is fired with the lowest period number. It is therefore necessary to map every hole with regard to the faulty drilling.

The charging is done from the upper level. A piece of wood is lowered down on a rope and when the wood passes the lower mouth of the hole the rope is tightened and the piece of wood forms a plug for the lower part of the hole. The charges are lowered to the bottom of the hole. The hole should not be stemmed as the stemming may sinter and block the hole for the subsequent blast. The holes may be relatively overcharged compared with a tunnel cut as the charges are not confined at either end. Furthermore, the blastholes are normally of larger diameter than those used in tunnels. The risk of recompaction of the rock in the cut section can be considered as low even if the holes are considerably overcharged.

Crater blasting.

The blasting of a long hole drilled raise can also be carried out towards the free lower surface of the raise with a crater cut. No large diameter center hole is needed but the blastholes normally have a larger diameter than in the previous method. The crater blasting method is used only for the cut section to open a hole of approx. 1 sq.m., then normal stoping will follow.

The crater cut consists of five holes, one center hole and four edge holes. The center hole is blasted first whereupon the edge holes are blasted one by one with different delays.

Before charging, the holes are plugged with a piece of wood which is lowered down from the upper surface on a rope and secured to the lower rock surface. The hole is then filled with sand to the calculated level of the explosives charge. The charge should have a diameter close to that of the hole.

The charge is then stemmed with water. (Any other stemming may sinter and block the hole, making subsequent blasting operations impossible.)

The requisite charge weight and depth of the charge are calculated from Livingstone's theories as follows:

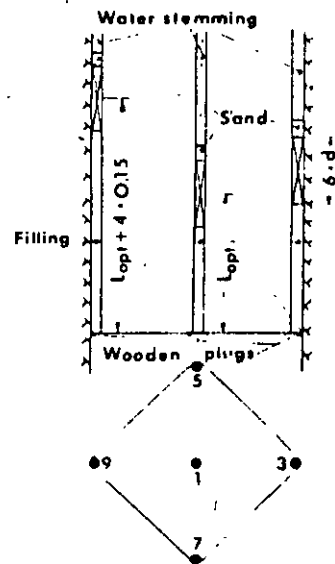


Fig. 7.33 Drilling, charging and firing pattern for crater cut.

1. The length of the charge shall be 6 times the blasthole diameter.

$$l = 6 \times d \quad (\text{mm})$$

2. The optimum depth of the charge is 50 % of the critical depth.

$$L_{\text{opt}} = 0.5 \times L_{\text{crit}} \quad (\text{mm})$$

3. The critical depth depends on the charge weight.

$$L_{\text{crit}} = S \times Q^{1/3} \quad (\text{mm})$$

where S = the strain energy factor approx. 1.5 (depending on the explosive used and the type of rock)

Q = charge weight in kg.

4. The charge weight is then

$$Q = \frac{3 \times d^3 \times \pi \times p}{2} \quad (\text{kg})$$

where p = charging density (1.2 kg/liter for Emulite 150 and 1.35 kg/liter for Dynamex M)

5. The optimum charge depth is then related to charge weight, explosives density, blasthole diameter and strain energy factor as follows:

$$L_{\text{opt}} = 0.5 \times S \times \sqrt[3]{\frac{3 \times \pi \times d}{2} \times d \times 10} \quad (\text{mm})$$

The crater theory is valid only for the center hole. The charge of the edge holes is placed so that the burden is less than the charge depth of the crater hole. The charge depth increases with 10 to 20 cm between each hole.

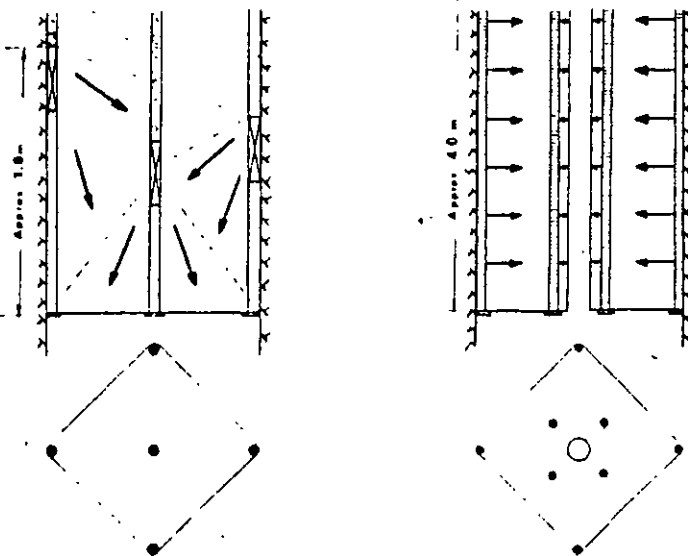


Fig. 7.34 Comparison of crater cut and standard large hole cut.

3. The roof holes.

The conditions for the roof holes are equal to those of the wall holes. The burden is chosen to 0.8 m and the spacing to 0.6 m.

The charge concentration is the same as for the wall holes.

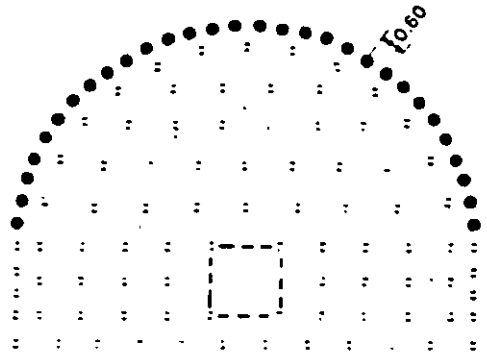
The "look-out" must be considered in this case as well.

Key data for the roof holes:

$$B = 0.8 \text{ m}$$

$$S = 0.6 \text{ m}$$

$$Q = 0.92 \text{ kg}$$



4. Stopping upwards and horizontally.

The stopping holes are calculated in a similar way to the floor holes, but less explosives are needed. While the floor holes must be charged to compensate for gravity and heavage of broken rock, the stopping holes can normally contain less explosives as the direction of breakage is horizontal or close to horizontal.

Charge: Bottom, tamped Emulite 29 mm, $l_b = 1.35 \text{ kg/m}$.

Charge: Column, Emulite 29 mm in paper cartridges with $l_c = 0.90 \text{ kg/m}$.

The burden B is 1.0 m, according to the graph 7.14.

The spacing S will be 1.1 m according to adjoining table.

Bottom charge:

$$l_b = 1.35 \text{ kg/m}$$

$$h_b = 1/3 \times 3.90 = 1.30 \text{ m}$$

$$Q_b = 1.35 \times 1.3 = 1.75 \text{ kg}$$

Column charge:

$$l_c = 0.90 \text{ kg/m}$$

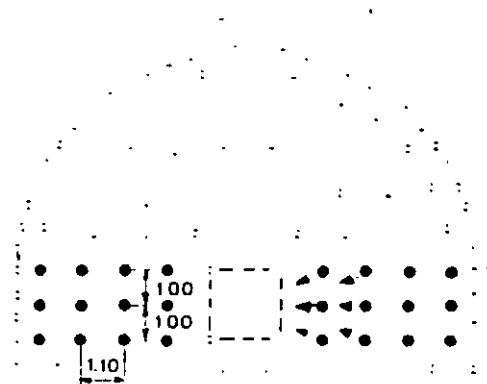
$$h_o = 0.5 \times B = 0.5 \text{ m}$$

$$h_c = H - h_b - h_o = 2.1 \text{ m}$$

$$Q_c = 0.90 \times 2.1 = 1.9 \text{ kg}$$

Total charge:

$$Q = 1.75 + 1.9 = 3.65 \text{ kg}$$



Part of the holes	Burden (m)	Spacing (m)	Height bottom charge (m)	Charge Concentration		
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	Stemming (m)
Floor	1-B	1-B	1.3-H	1.35	1.0-1.3	0.2-B
Wall	0.4-B	1-B	1.6-H	1.35	0.4-1.3	0.5-B
Roof	0.9-B	1-B	1.6-H	1.35	0.3-1.3	0.5-B
Stopping						
★ Upwards	1-B	1-B	1.3-H	1.35	0.5-1.3	0.5-B
★ Horizontal	1-B	1-B	1.3-H	1.35	0.5-1.3	0.5-B
★ Downwards	1-B	1-B	1.3-H	1.35	0.5-1.3	0.5-B

Key data for stoping holes upwards and horizontal:

B = 1.0 m

S = 1.1 m

Q = 3.65 kg

Part of the round	Burden (m)	Spacing (m)	Height bottom charge (m)	Charge concentration		Stemming (m)
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	
Floor	1 × B	11 × B	1/3 × H	6	10 × 6	0.2 × B
Wall	0.9 × B	11 × B	1/6 × H	6	0.4 × 6	0.5 × B
Roof	0.9 × B	11 × B	1/6 × H	6	0.3 × 6	0.5 × B
Stoping						
Upwards	1 × B	11 × B	1/3 × H	6	0.5 × 6	0.5 × B
Horizontal	1 × B	11 × B	1/3 × H	6	0.5 × 6	0.5 × B
Downwards	1 × B	12 × B	1/3 × H	6	0.5 × 6	0.5 × B

5. Stoping downwards.

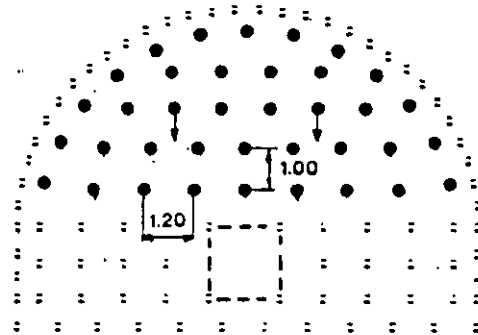
The design of the drilling pattern for stoping downwards is similar to stoping in other directions with the difference that larger spacing may be permitted. The charge of the holes is the same in all stoping.

Key data for stoping holes downwards:

B = 1.0 m

S = 1.2 m

Q = 3.65 kg



SUMMARY

The round consists of 127 blastholes with 38 mm diameter and 1 large hole with 127 mm diameter.

The round is charged as follows:

Part of the round	No. of holes	Kind of explosive	Weight per hole (kg)	Total (kg)
Cut				
1st square	4	Emulite 150, 25 mm	2.0	8.0
2nd square	4	Emulite 150, 25 mm	2.0	8.0
3rd square	4	Emulite 150, 29 mm	3.2	12.8
4th square	4	Emulite 150, 29 mm	3.65	14.6
Floor holes	12	Emulite 150, 29 mm	5.0	60.0
Wall holes	8	Emulite 150, 25 mm	0.11	0.9
		Gurit 17 mm	0.81	6.5
Roof holes	30	Emulite 150, 25 mm	0.11	3.3
		Gurit 17 mm	0.81	24.3
Stoping:				
Upwards	8	Emulite 150, 29 mm	3.65	29.2
Horizontal	16	Emulite 150, 29 mm	3.65	58.4
Downwards	37	Emulite 150, 29 mm	3.65	135.1

Consumption per round: Emulite 150, 25×200 mm	20.1 kg
Emulite 150, 29×200 mm	310.1 kg
Gurit	30.8 kg
Nonel GT/T	127 units

The expected advance per round is over 90 %. It is assumed to be 3.55 m.

Specific charge: $\frac{361.1}{3.55 \times 88.0} = 1.16 \text{ kg/cu.m.}$

Explosives consumption for the whole project:

Number of rounds: 1500/3.55=425

Consumption of

Emulite 150, 25×200 mm 20.2×425 = approx. 9 tons

Emulite 150, 29×200 mm 310.1×425 = approx. 132 tons

Gurit 30.8×425 = approx. 13 tons

Nonel GT/T 127×425 = approx. 54000 units.

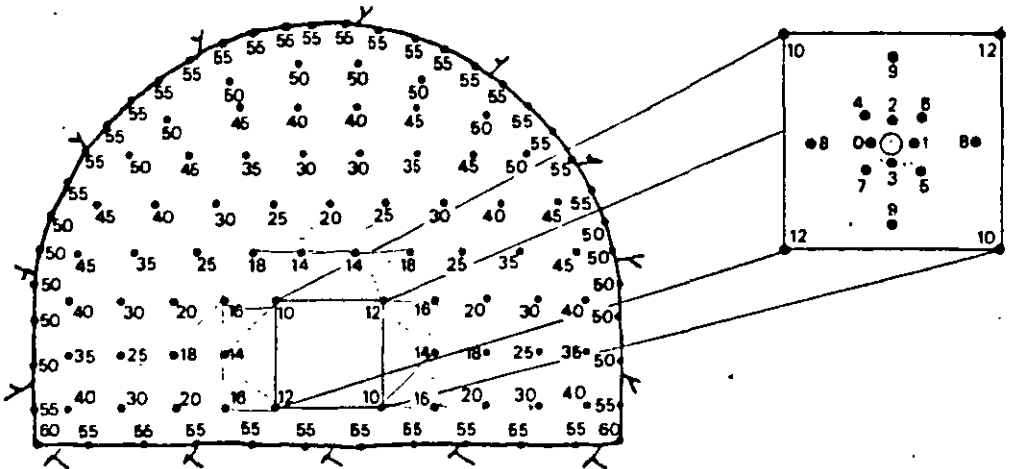


Fig. 7.21 Drilling and firing pattern.

The advantages with crater cut compared to large hole cut are:

1. Lower cost for drilling and explosives as less holes are drilled in the cut. The same hole diameter is used in all holes.
2. Drilling precision is not as essential as for large hole cuts.
3. Simpler blasting practice with less need for well trained personnel.

The disadvantage with the crater cut method is the relatively short rounds that may be shot each time.

7.3 Underground chambers.

The military defense forces started early to utilize solid rock for construction of fortifications which gave many advantages over surface construction. Solid rock is difficult to penetrate and underground chambers are difficult to discover and easy to guard.

The field of application is huge: Protection for guns, ammunition and soldiers, protection for submarines and smaller warships, storage for material, fuels and foodstuffs and not least as air-raid shelters for civilians.

Oil was initially stored in surface tanks, but after WWII storage in unlined storage chambers has become the most common method. The increased exploitation of sub-surface storage has to a great extent been due to the rapid development of rock blasting techniques. The increased mechanization of the operations has resulted in relatively unchanged construction costs over a number of years, while at the same time the price of land has increased considerably.

Common to all types of underground chambers is that they are well protected from a military point of view. They are well camouflaged and more difficult to damage than surface storage facilities if attacked from the air or overland. They require little land: surface space is only needed for access roads, ventilation etc. From an environmental point of view sub-surface storage is safer, as leakage does not often occur from underground chambers. It is safer than surface storage in case of fire, as the supply of oxygen is often insufficient to allow a bigger fire to develop.

Underground chambers have many fields of application:

- storage for different products
 - cold storage for food, wines, water, oil etc.
- garages, telephone exchanges, swimming pools
- military and civil stores and workshops
- air-raid shelters for people
 - aircrafts
 - warships
 - archives
- storage for lightly contaminated nuclear waste
- storage of nuclear residue
- hydro-electric powerstations

Some of the applications may be combined. In wartime, the space which is normally used for garages, workshops or swimming pools can be utilized as air-raid shelters.

The basis for underground chambers is a qualitative sound rock to build in. Some economic aspects have to be considered. If the chamber is located at too shallow a level, the cost of reinforcing the rock may be high as the quality of the surface rock is normally poorer than rock at deeper levels. However, deep location results in long access roads, which may cause problem both during construction and when the chambers come into use.

From the point of view of rock blasting techniques, the construction of underground chambers does not differ from that of tunnels of the same magnitude. The width of underground chambers cannot be too great due to the inability of the rock to support the roof by its own strength. For oil storage chambers and machine halls for hydro-electric power-plants, widths of 20 to 24 m have been constructed without need for heavy reinforcement. The height of the chambers may be up to 40 m.

Small underground chambers, with a height of less than 8 m are blasted as tunnels. In larger chambers, the operation has to be divided into several stages of drilling and blasting in which different methods are used:

- pilot tunnel with side stoping
- horizontal benching
- vertical benching.

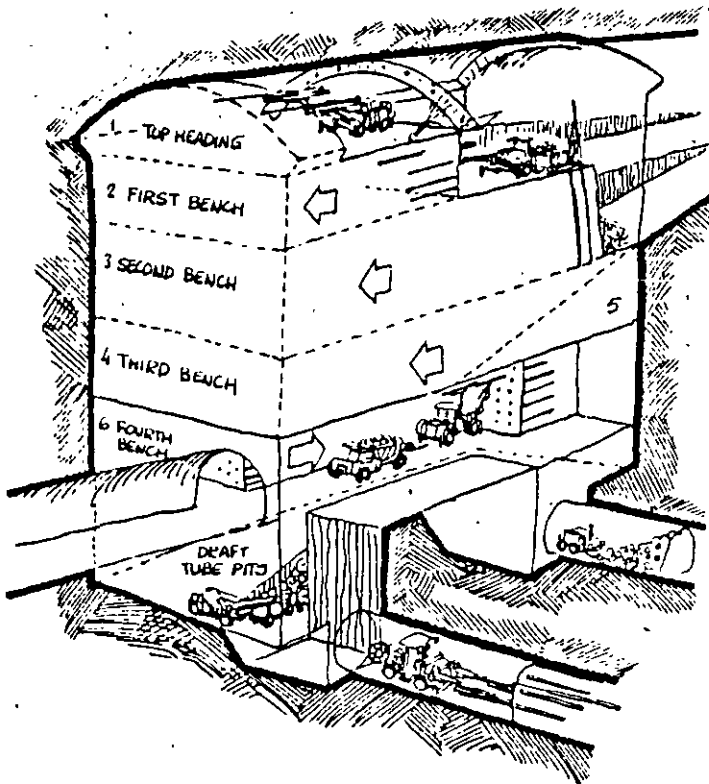


Fig. 7.35 Drifting stages in underground chamber.

The pilot tunnel is drifted at the roof of the chamber to facilitate scaling and reinforcement. The side stoping to full width is then carried out. Scaling and, if necessary, bolting and shotcreting of the roof are done simultaneously to avoid future expensive reinforcement work.

Then blasting is carried out in one or several benches. It is common for the first bench to be a horizontal bench utilizing the drilling equipment for the tunnel. Some rock chambers are also designed in such way that no space is available close to the wall for the boom of the vertical drilling equipment. The disadvantage with horizontal benching is that the height and depth of the round depends on the drilling equipment. The height is normally limited to 8 m and the depth of the round to 4 m. Other limitation on the blast design is that the blasthole diameter can rarely exceed 51 mm.

Excavation of the blasted material must be carried out between each blast. Vertical benching is the dominant method for benching in rock chambers. The advantages with vertical benching is that drilling and excavation may be carried out simultaneously. The bench height may be varied within a wide range and larger blastholes may be used, often with better economy as a consequence. It is also easier to obtain a smoother contour with vertical benches than with horizontal.

The charge calculations for the pilot tunnel, side stoping and horizontal benching are the same as presented in Chapter 7 Tunneling, where the side stoping is calculated as stoping holes with horizontal breakage and the vertical bench as stoping holes with upwards breakage.

The vertical benching is calculated in accordance with Chapter 5 Bench blasting. If excavation is not carried out between the blasts, the specific charge has to be increased in order to compensate for movement of rock from previous rounds. See 5.8 Swelling.

Access tunnels are required for each bench for the transport of rock and equipment.

In certain cases, restrictions due to geological reasons, ground vibrations etc., may affect the execution of the work.

In Fig. 7.36 the roof must be bolted with 8 m long bolts and sprayed with concrete before any side stoping can be done.

The vertical bench is limited to a height of 4 m which makes it feasible to make a raise shaft, "glory hole", for the transport of the blasted rock. The raise shaft is a long hole drilled one, from the upper level and the blasting starts at the lower level. See Chapter 7.2.2.

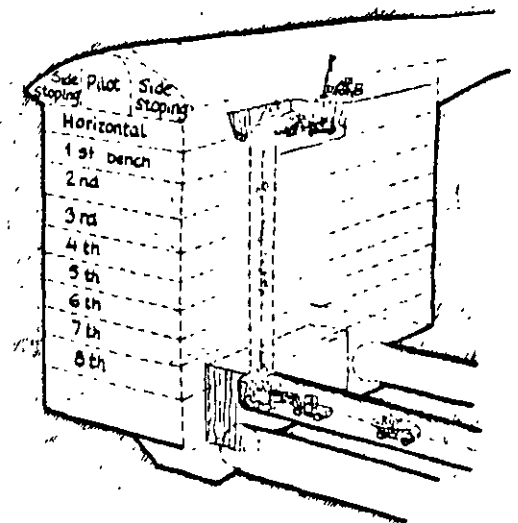


Fig. 7.36 Drifting stages for machine hall in hydro-electric power plant.

4/4



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

MATERIAL'S PROPERTIES PROBLEM

**ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

MATERIAL'S PROPERTIES PROBLEM

A certain ore deposit has been core-drilled and results from laboratory tests on the specimens were as follows:

SG_r for solid ore = 3.0, SG_r for broken ore = 2.4,
 $\sigma_c = 24,000$ psi, $\sigma_t = 2,000$ psi, Porosity = 3 per cent,
 $\epsilon_c = 417$ microinches/inch at 3,000 psi compressive load,
 $\epsilon_t = 104$ microinches/inch at 3,000 psi compressive load

If one can assume that the material's dynamic and static properties were similar, determine the following constants expressed in the proper units:

- (a) μ , (b) E_r , (c) G_r , (d) K_m , (e) K_1 , (f) S_f ,
(g) v_p , (h) v_s , (i) ϕ , (j) c , (k) τ_s , and (l) γ ,
- (m) Construct a graph of Mohr's Failure Envelope on the assumption of a straight line relationship.
- (n) Based on the assumption the above values all apply to dry rock, estimate the possible effect water saturation might have on the values of the various constants.

1.5 References

1. Johansson, C.H. and Persson, P.A.: "Detonics of High Explosives", Academic Press, London, New York, 1970.
2. Taylor, J.: "Detonation in Condensed Explosives", Oxford at the Clarendon Press, 1952.
3. Cook, M.A.: "The Science of High Explosives", Reinhold Book Corporation, New York, 1958.
4. Bauer, A.: "Explosives Technology Notes", Queen's University, Kingston, 1981.
5. Zerilli, F.: "Notes from Lectures on Detonation Physics", Naval Surface Weapons Center, Silver Spring, Maryland, 1981.

SOLUTION TO MATERIAL'S PROPERTIES PROBLEM

(a) By definition, $\mu = \frac{e_t}{e_c} = \frac{104}{417} = 0.25 \quad \leftarrow$

(b) From Eq. 9, $E_r = \frac{\sigma_c}{e_c} = \frac{3000}{417 \times 10^{-6}} = 7.18 \times 10^6 \text{ psi} \quad \leftarrow$

(c) From Eq. 10(a), $G_r = \frac{E_r}{2(1+\mu)} = \frac{7.18 \times 10^6}{2(1+0.25)} = 2.87 \times 10^6 \text{ psi} \quad \leftarrow$

(d) From Eq. 11, $K_m = \frac{E_r}{3(1-2\mu)} = \frac{7.18 \times 10^6}{3(1-0.5)} = 4.78 \times 10^6 \text{ psi} \quad \leftarrow$

(e) From Eq. 18(b), $K_i = \left[\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu} \right]^{\frac{1}{2}} = \left[\frac{2(1-0.25)}{1-0.50} \right]^{\frac{1}{2}} = \left[\frac{1.5}{0.5} \right]^{\frac{1}{2}}$

or $K_i = (3)^{\frac{1}{2}} = 1.732 \quad \leftarrow$

(f) By definition, $f_f = \frac{S_{G_r}(\text{broken})}{S_{G_r}(\text{solid})} = \frac{2.4}{3.0} = 0.80 \quad \leftarrow$

(g) From Eq. 8(b), $\rho = 1.941 (S_{G_r}) = 1.941 (3) = 5.823 \text{ lb-sec}^2/\text{ft}^4$

Then, from Eq. 14(b),

$$V_p = \left[\frac{E_r (1-\mu)}{\rho_r (1+\mu)(1-2\mu)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$= \left[\frac{7.18 \times 10^6 \times 144 (1-0.25)}{5.82 (1+0.25)(1-0.5)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

or $V_p = 14,600 \text{ fps} \quad \leftarrow$

(h) From Eq. 18(a), $V_s = \frac{V_p}{K_i} = \frac{14,600}{1.732} = 8430 \text{ fps} \quad \leftarrow$

(i) From Eq. 21, $\sigma_t (1 + \sin \phi) = \sigma_c (1 - \sin \phi)$

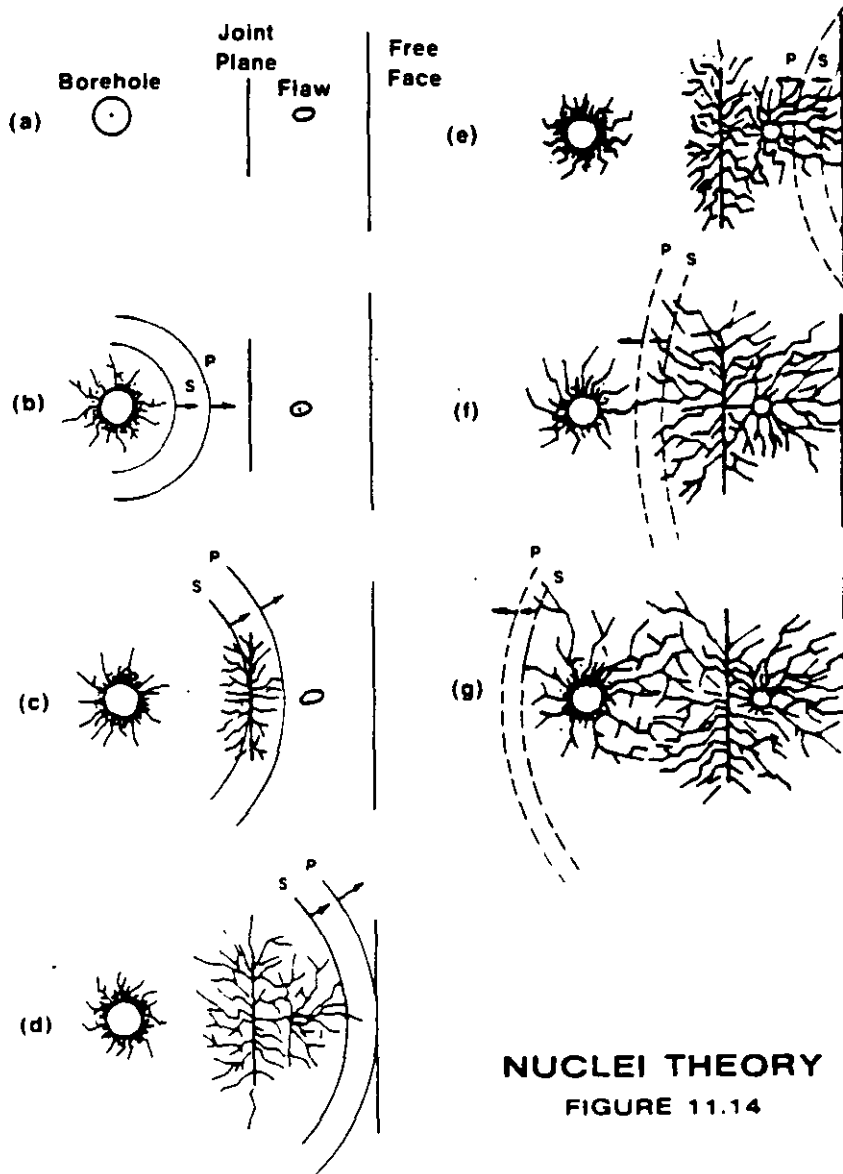
$$2000 (1 + \sin \phi) = 27,000 (1 - \sin \phi)$$

$$\sin \phi = \frac{11}{13} = 0.846$$

or $\phi = 58^\circ \text{ deg} \quad \leftarrow$

In more simple terms, the important points of the theory are explained with the illustration in Figure 11-14. A borehole is located behind a free face with two discontinuities, a joint plane and a small flaw, located between the borehole and free face. Assume all other areas in the medium to be homogeneous and flaw free.

In unflawed material, only 8 to 12 dominant cracks emerge from a dense radial network around the borehole. These dominant cracks can travel significant distances and consequently form large pie shaped segments, that alone are not conducive for good fragmentation. Stress waves continuing away from the fractured zone around the borehole result in no further damage.



In flawed material or sections of the material which contain flaws, fragmentation is quite different. Consider the P and S waves propagating away from the fracture network around the borehole in Figure 11-14b and 11-14c. Refer to Chapter 12—Vibration/AirBlast section for a discussion on Seismic Waves. No fracturing takes place until the flaw (joint plane) is initiated by the P wave tail and the leading front of the S wave. (Figure 11-14c). The remainder of the S wave has sufficient energy to keep the crack from arresting. A similar effect occurs as the P and S waves move past the small flaw between the joint plane and the free face. (Figure 11-14d). It is important to note that cracks are initiated at flaw sites remote from the borehole region by the combined action of the P wave tail and the S wave front. Flaws initiated in the immediate borehole vicinity of these waves have only a small effect. Note also, that the outward directed P and S waves can initiate flaws anywhere independent of the presence of a free surface.

When a P wave encounters a free face (Figure 11-14d and 11-14e), it is reflected and travels back into the medium as a tensile wave to meet the outgoing S wave. At this stage, constructive interference can occur which allows for further crack initiation or extension of cracks previously formed. New wave systems (PP, PS, SP, SS, PP, and S, PS, and S) will also form from the original outgoing wave system upon reflection at a free surface or discontinuity. These new wave systems can also contribute to crack extensions. Figure 11-14f and 11-14g illustrate further crack extensions when all wave systems have been reflected back towards the hole.

The important points of the nuclei or stress-wave flaw theory are:

- the fracture network spreads with the speed of the P and S waves, which initiate fracture around flaws remote from the borehole
- in highly flawed material, fragmentation results from the nucleation of new cracks at flaws and reinitiation of old cracks from the reflected stress wave systems
- gas pressurization does not contribute significantly to the fragmentation process

Computational models incorporating stress wave/flaw interaction as a mechanism of nucleating and extending cracks is growing in popularity. (32-38, 40) Although the models differ in approach and/or details, the main idea is that shock and/or stress waves fragment

material and gas pressure acts to displace the broken material. Stress wave functions not only to initiate fractures at or near the borehole wall, but also initiate fractures throughout the rock mass being blasted.

Recent work in full scale production shots and in large blocks added further insight into this phenomena. (35) Stress wave induced fracturing at flaws and discontinuities removed from the borehole was found to be considerably greater than either spalling or borehole radial tensile failure documented by earlier works. Gas pressurized radial fracturing, in typical bench blasting operation, was found to be only a minor contributor to the overall fragmentation of the rock mass.

Some key points of Winzer's theory and observations are:

- i) new fractures are seen to form at the face at about twice the time it takes for the P wave to traverse the burden distance
- ii) old fractures are the loci of new fractures or are re-initiated themselves early in the event; they continue to be active for several tens of milliseconds after detonation of the explosive
- iii) fragmentation continues in blocks of rock, following detachment from the main rock mass, by trapped stress waves
- iv) the fracture pattern on the free face is well developed prior to the expected time of arrival of radial cracks from the borehole
- v) in blasted faces from production-scale shots, fractures are observed to have initiated at, and propagated from, joint and bedding planes, suggesting the same operating mechanism(s) as those observed in homolite models at the University of Maryland
- vi) gas venting occurs through already open cracks relatively late in the event, indicating that the majority of fractures observed on the free face are not gas pressurized
- vii) in more massive rock stress waves are transmitted with higher velocity and less attenuation, but fewer fractures will form because there are few fracture sites. However, more radial fractures will form in massive rock, while fewer fractures form at a distance from the borehole

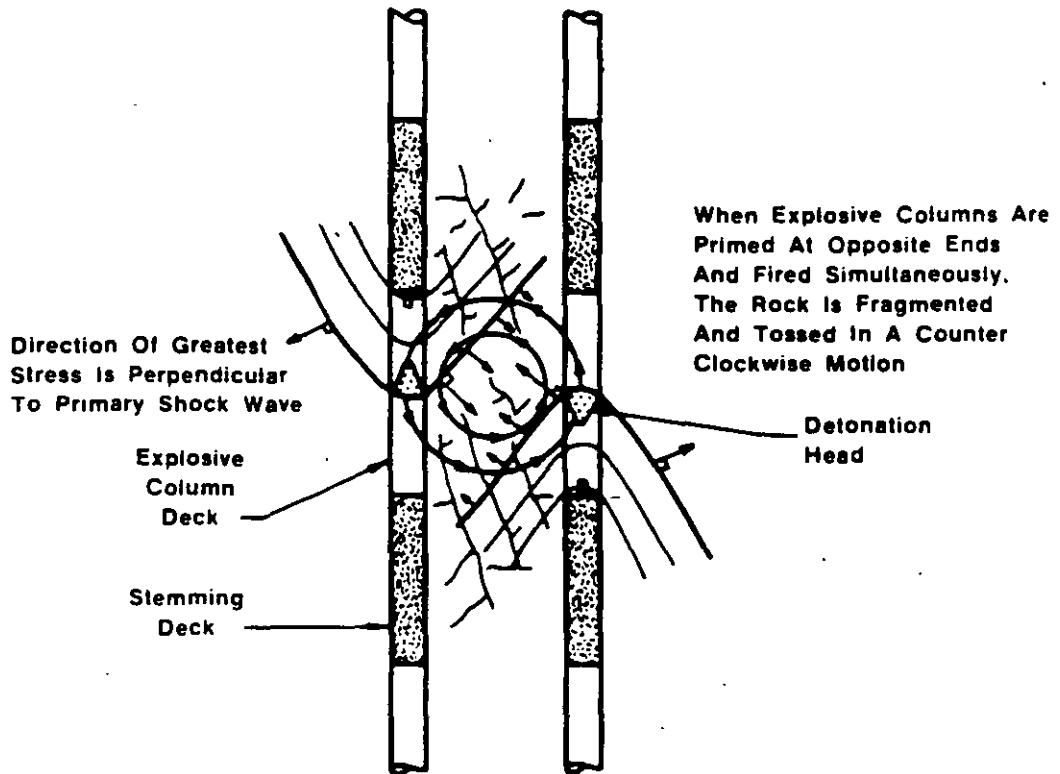
- viii) large fragments will form early in the event, and as they move and fractures open, large segments of the rock mass will be effectively isolated from further stress energy
- ix) in more heavily fractured rock, the stress wave velocity will be lower and attenuation higher, but there are more fractures to serve as initiation sites
- x) the stress wave takes longer to penetrate the mass, and movement of the rock can be expected to be slower as more energy is absorbed by the rock mass
- xi) cracks open more slowly, and smaller masses of rock are isolated early in the event, so that later arriving stress waves can continue to increase crack initiation and propagation

g. TORQUE THEORY

The success of this theory is totally dependent on the absolute, accurate timing of initiators. When two adjacent explosive columns are initiated simultaneously from opposite ends, a compressional shock wave from each column traveling parallel but in opposite directions is formed. (Figure 11-15) The greatest stress is always directed perpendicular to the primary shock front. This stress is also assumed to be greatest near the detonation head in the explosive and diminishes with distance away from the detonation head. An uneven stress distribution is formed between explosive columns when the columns are fired simultaneously and from opposite directions. This action tends to toss the fragmented rock between explosive columns in a counterclockwise motion. Reversing the primers of each explosive column will toss the material in a clockwise motion. This action is precisely what is needed to obtain uniform fragmentation and avoid tight muck piles such as in the case of in-situ retorting. For this theory to work, exact initiators are crucial; nothing less will do, especially when using explosives with very high velocity of detonation.

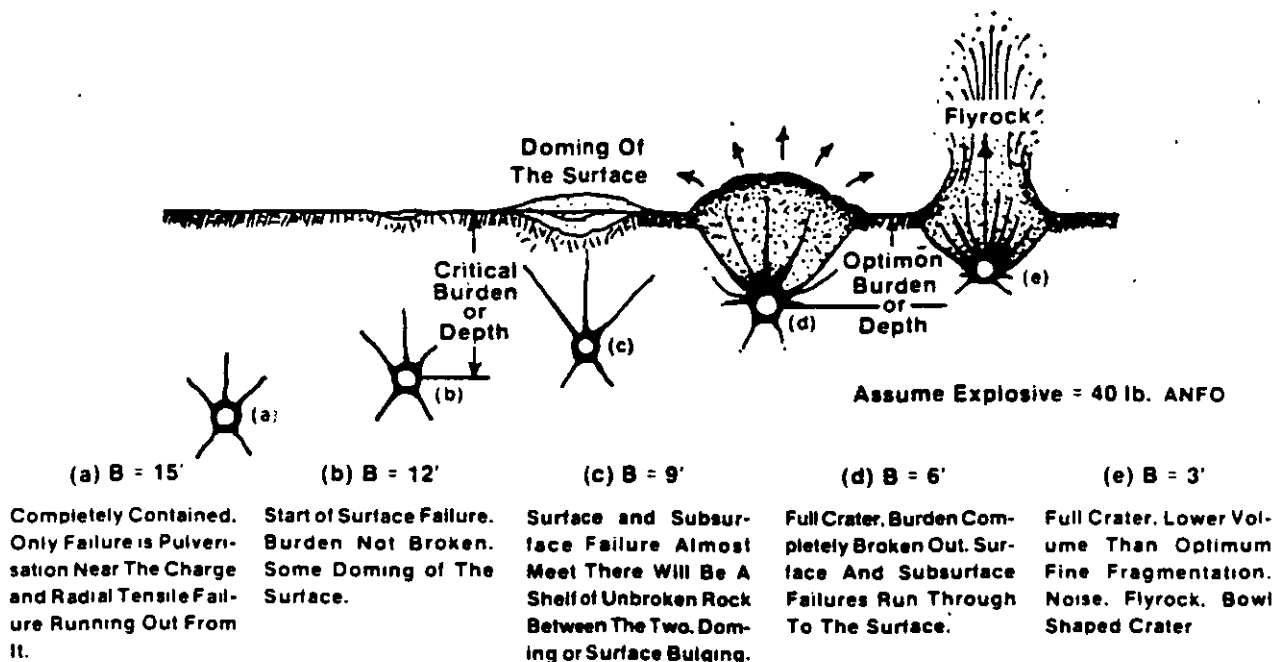
h. CRATERING THEORY (41-45)

The concept of cratering, its development, and resulting applications were originally proposed by C.W. Livingston and later modified by others such as Lang and Bauer. (41) (43) (44) It involves a spherical charge of length to diameter ratio of less than or equal to 6 to 1, detonated at an empirically determined distance beneath the sur-



**APPLICATION OF NEW BLASTING
THEORY TO IN-SITU RETORTS
BLASTING
FIGURE 11.15**

face to optimize the greatest volume of permanently fragmented material between the charge and free surface. This implies that given a specific explosive and material, there exists a burden distance between the charge and free surface which yields the largest crater (Figure 11-16d). This burden is referred to as the optimum burden or depth. Similarly, there exists another burden distance referred to as the critical distance, which is too far below the surface to result in any crater or expulsion of material at the surface, other than minor radial cracks. This is the point where material at the surface just begins to show evidence of failure, (Figure 11-16b).



SCHEMATIC OF THE EFFECT OF DECREASING THE BURDEN ON CHARGES FIRED IN ROCK

FIGURE 11.16

Livingston determined, experimentally and theoretically, that there was a constant factor between this critical burden distance and the cube root of the weight of explosive and expressed it as:

Strain Energy Equation

$$N = E \times W^{\frac{1}{3}}$$

where:

N = critical distance in feet

W = weight of explosive in pounds

E = proportionality constant or the **strain energy factor** which has no units and is constant for one given explosive - rock combination

If a sufficient number of tests are performed as illustrated in Figure 11-16, then the strain energy factor could be calculated. For example if the critical burden was found to be 12 feet when using 40 pounds of ANFO, then

$$E = \frac{N}{W^{\frac{1}{3}}}$$

$$E = \frac{12}{(40)^{\frac{1}{3}}}$$

$$E = \frac{12}{3.42}$$

$$E = 3.51$$

Strain Energy Factor = 3.51

This strain energy factor, E, will differ if the same explosive is used in a different material or the same material is blasted with a different explosive. When rock gets more brittle, E increases and the optimum crater volume occurs at lower values of depth ratio. In softer material, E decreases and the optimum crater volume occurs at higher values of depth ratio.

The strain energy equation can be written in another form that relates the charge depth from surface to the depth ratio, strain energy and explosive weight as:

Upper Limit of Shock Range

$$d_c = \Delta \times E \times W^{\frac{1}{3}}$$

where:

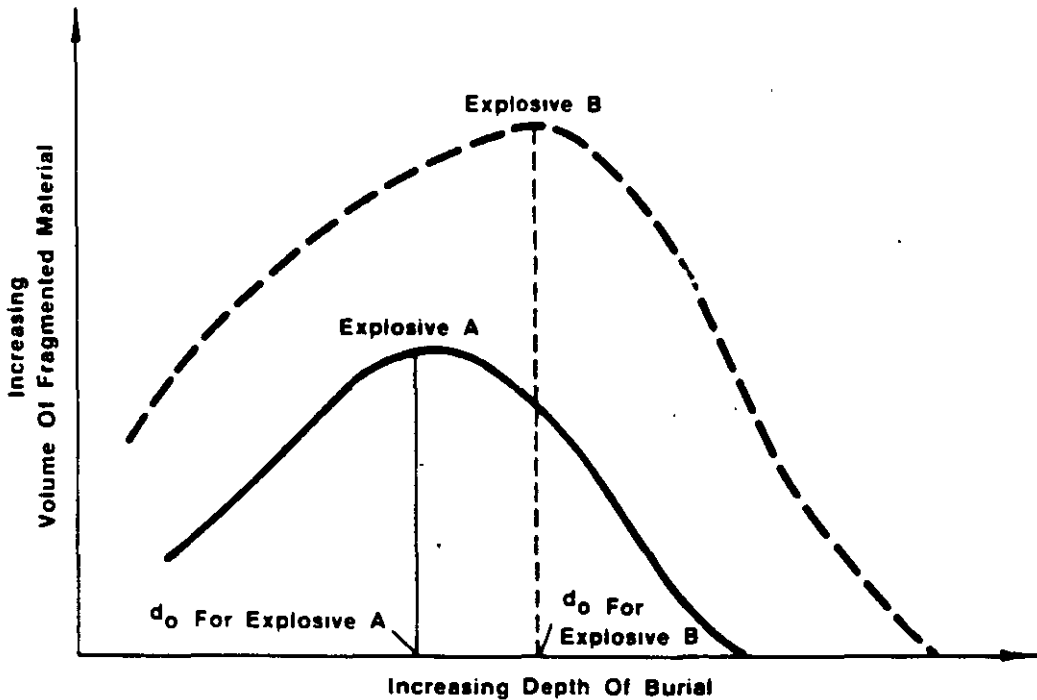
d_c = distance from surface to the center of gravity of the charge in feet

$$\Delta = \text{depth ratio} = \frac{\text{depth of burial}}{\text{critical depth}}$$

W = weight of explosive in pounds

If d_c is the optimum burden that yields the greatest volume of fragmented material, then it is referred to as d_o and the optimum depth ratio is referred to as Δ_o .

Crater data can be plotted in a number of different ways. Figure 11-17 illustrates the effect of two explosives, A and B on the amount of fragmented material that each is capable of achieving at different depths of burials. Note that the higher energy explosive always fragments a greater volume of material at the same depth of burial as explosive A, but that the optimum depth of burial differs for each explosive.

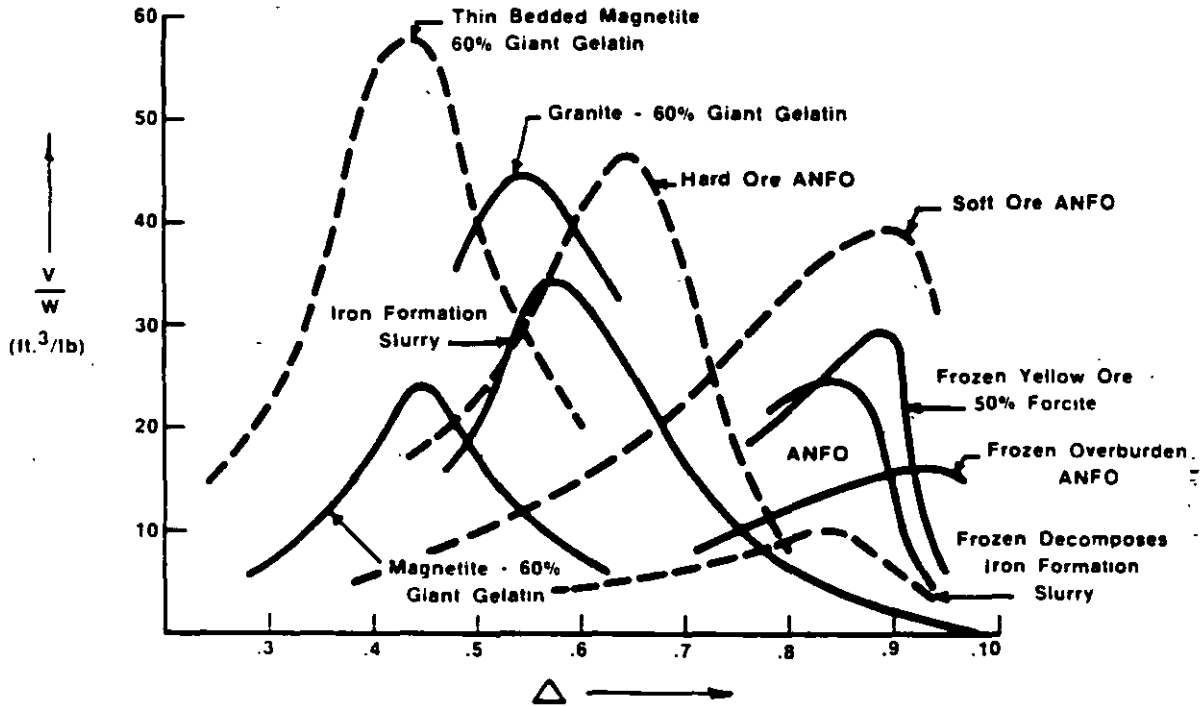


**VOLUME OF FRAGMENTED MATERIAL VERSUS
DEPTH OF BURIED FOR TWO EXPLOSIVES IN
THE SAME MATERIAL**

FIGURE 11.17

Another method of representing crater data on a common base is by plotting V/W on the y-axis and the depth ratio on the x-axis as shown in Figure 11-18. (44) V is the volume of broken material in cubic feet, W is the weight of explosive in pounds, and the depth ratio has been defined as the depth of burial divided by the critical depth. The important thing to note is that the optimum depth ratio, (Δ_0), varies with each explosive-rock combination. The advantage of performing such field experiments is that one would obtain crater data specifically suited to the user environment for a number of different explo-

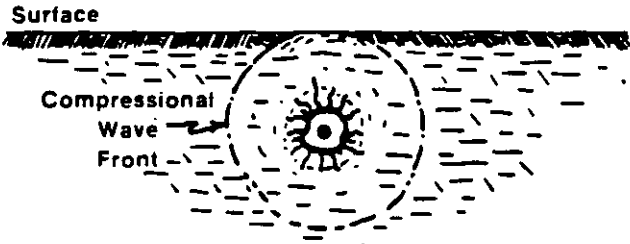
sives. Although the curves in Figure 11-18 are fitted as smooth curves, one should remember that some scatter of data is always present and it is important to take this into account for crucial applications of cratering.



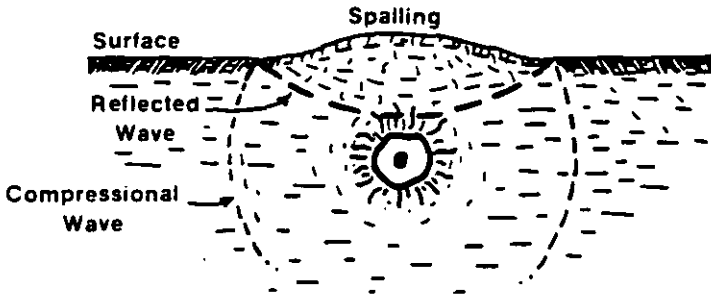
ROCK REMOVED IN CU. FT. PER LB.
OF EXPLOSIVE VS DEPTH RATIO
FIGURE 11.18 (44)

I. CRATERING MECHANISMS (4) (45)

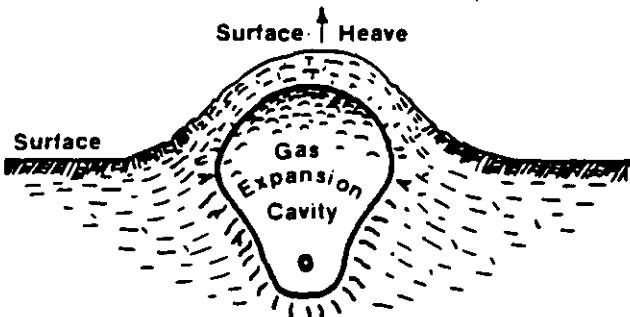
As the high pressure explosive gases expand against the medium immediately surrounding the explosion, a spherical shock wave is generated causing crushing, compaction and plastic deformation. (Figure 11-19a) For commercial explosives the initial shock pressures are on the order of 100 to 200 thousand atmospheres (one atmosphere = 14.7 pounds per square inch). As the shock front moves outward in a spherically diverging shell, the medium behind the shock front is put into radial compression and tangential tension. This results in the formation of radial cracks directed outward from the cavity. The peak pressure in the shock front becomes reduced due to spherical divergence and the expenditure of energy in the medium. For shock pressures above the dynamic crushing strength



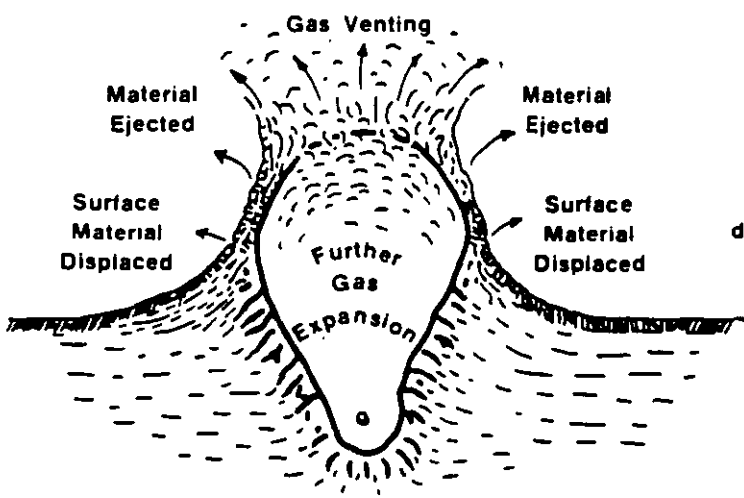
- a) • Detonation
Crushing Around Charge
Stress Wave Reaches Surface



- b) • Stress Wave Reflects
at Surface
Some Surface Spalling



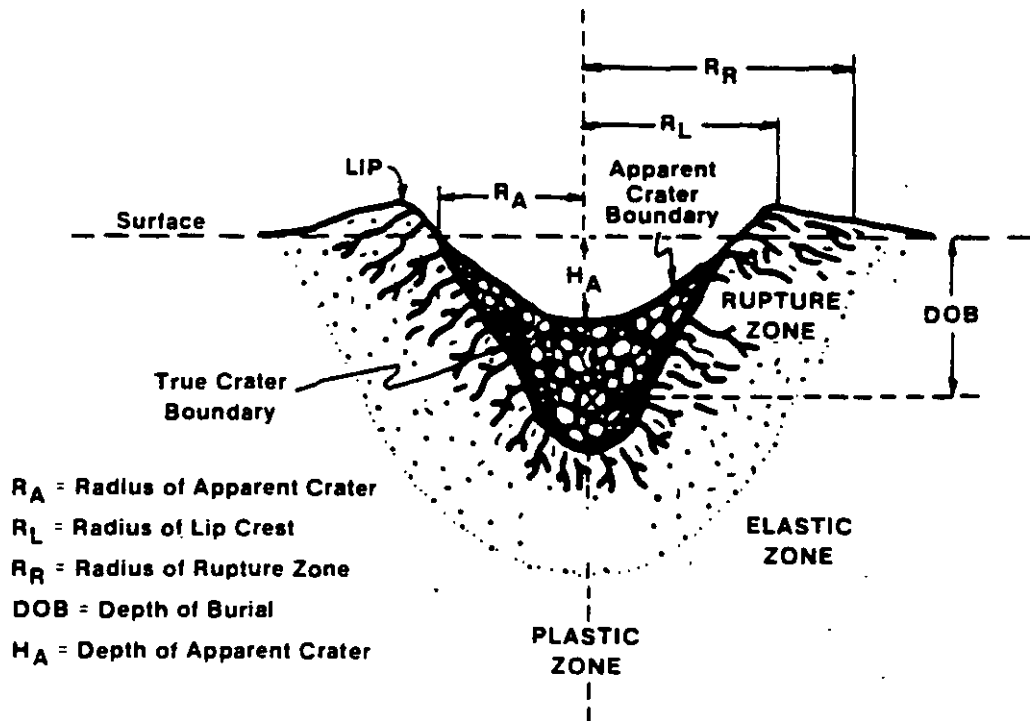
- c) • Gas Expansion And
Acceleration



- d) • Gas Venting And
Material Ejection

CRATERING EVENTS AND MECHANISMS
FIGURE 11.19

of the medium, the material is crushed, heated and physically displaced, forming a cavity. In regions outside this limit the shock wave will produce permanent deformation by plastic flow, until the peak pressure in the shock front has decreased to a value equal to the plastic limit of the medium. This is the boundary between the plastic and elastic zones shown in Figure 11-20.



EMPLOYMENT OF ATOMIC DEMOLITION MUNITIONS
 DEPARTMENT OF THE ARMY, WASHINGTON, D.C. AUG. 1971
 FIGURE 11.20

When the compressive shock front encounters a free face, it must match the boundary condition that the normal stress or pressure be zero at all times. This results in the generation of negative stress, or rarefaction wave which propagates back into the medium (Figure 11-19b). Thus the medium which was originally under high compression is put into tension by the rarefaction wave. This phenomenon causes the medium to break up and fly upward with a velocity characteristic of the total momentum imparted to it. In a loose soil material, this spalling makes almost every particle fly into the air individually, while in a rock

medium the thickness of the spalled material is generally determined by the presence of pre-existing fracture patterns and zones of weakness. As the distance from surface increases, the peak negative pressure decreases until it no longer exceeds the tensile strength of the medium. The velocity of spalled material also decreases in proportion to the peak pressure. This breakage mechanism is predominant only for charges placed at very shallow depths of burial.

The two mechanisms described so far are short term, lasting only a few milliseconds. The gas acceleration mechanism, however, is a much longer lasting process which imparts motion to the medium around the detonation by the expansion of gases trapped in the explosion-formed cavity. (Figure 11-19c and 11-19d) These gases are produced in the surrounding material by vaporization and chemical changes induced by the heat and pressure of the explosion. Venting occurs because the material is no longer cohesive enough to contain the explosion gases. As the gases are released, fragments assume free ballistic trajectories. At depths of burial at which crater dimensions are maximum, the gases produced will give appreciable acceleration to overlying material during its escape or venting through cracks extending from the cavity to the surface. At shallow depth of burials the spall velocities are so high that the gases are unable to exert any pressure before venting occurs. For very deep explosions the weight of the overburden precludes any significant gas acceleration of the overlying material. Gas acceleration is the dominant mechanism at optimum depth of burial. With a constant weight of explosive, the optimum depth of burial varies with the surrounding material.

At deep depths of burial, the mechanism of overburden collapse (subsidence) becomes dominant. This effect is closely linked to the crushing, compaction and plastic deformation mechanism which produces an underground cavity. At these depths of burial, spall and gas acceleration will not impart sufficient velocity to the overlying material to physically eject it from the crater. Most throwout returns to the crater as fallback material. In a rock medium the bulking action of the rock, when it is disoriented from its original fracture pattern, could produce a volume greater than the underground cavity. This could result in no crater or a mound above the ground rather than a crater.

At even deeper depths of burial, about twice or deeper of that of optimum, another type of subsidence occurs. In this case the spall and gas acceleration has no significant effect on the overlying material. Only an underground cavity is formed. When the pressure in the cavity decreases below overburden pressure, the roof of the cavity begins to collapse. In most media this collapse will continue upward

forming a chimney of collapsed material. In soil, where the density of the material will not significantly change after it has fallen, the volume of the underground cavity will be transmitted to the surface.

Figure 11-21 illustrates surface time profiles after detonation of a 40 pound equivalent charge of ANFO, buried 8.0 feet in an unconsolidated, sedimentary type material. (46) High-speed photography was

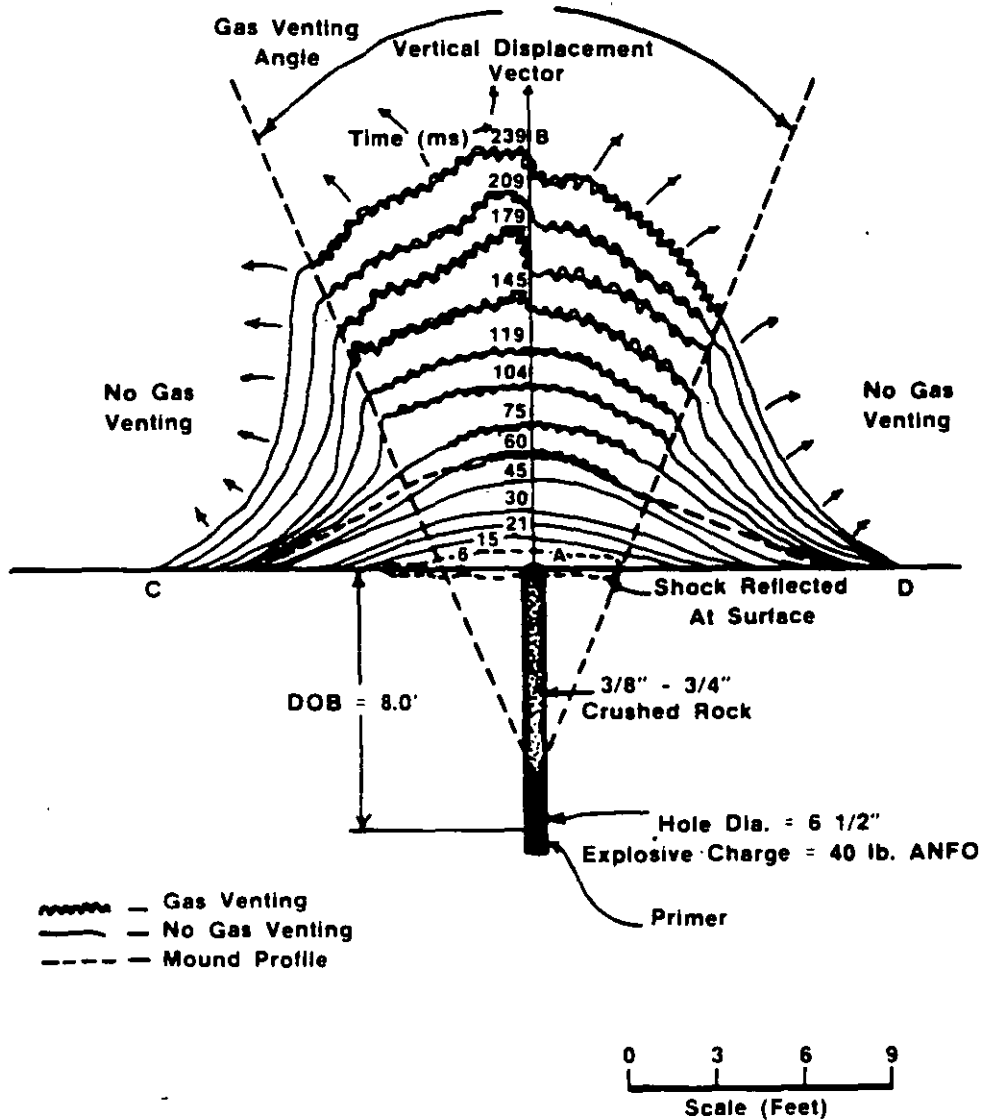
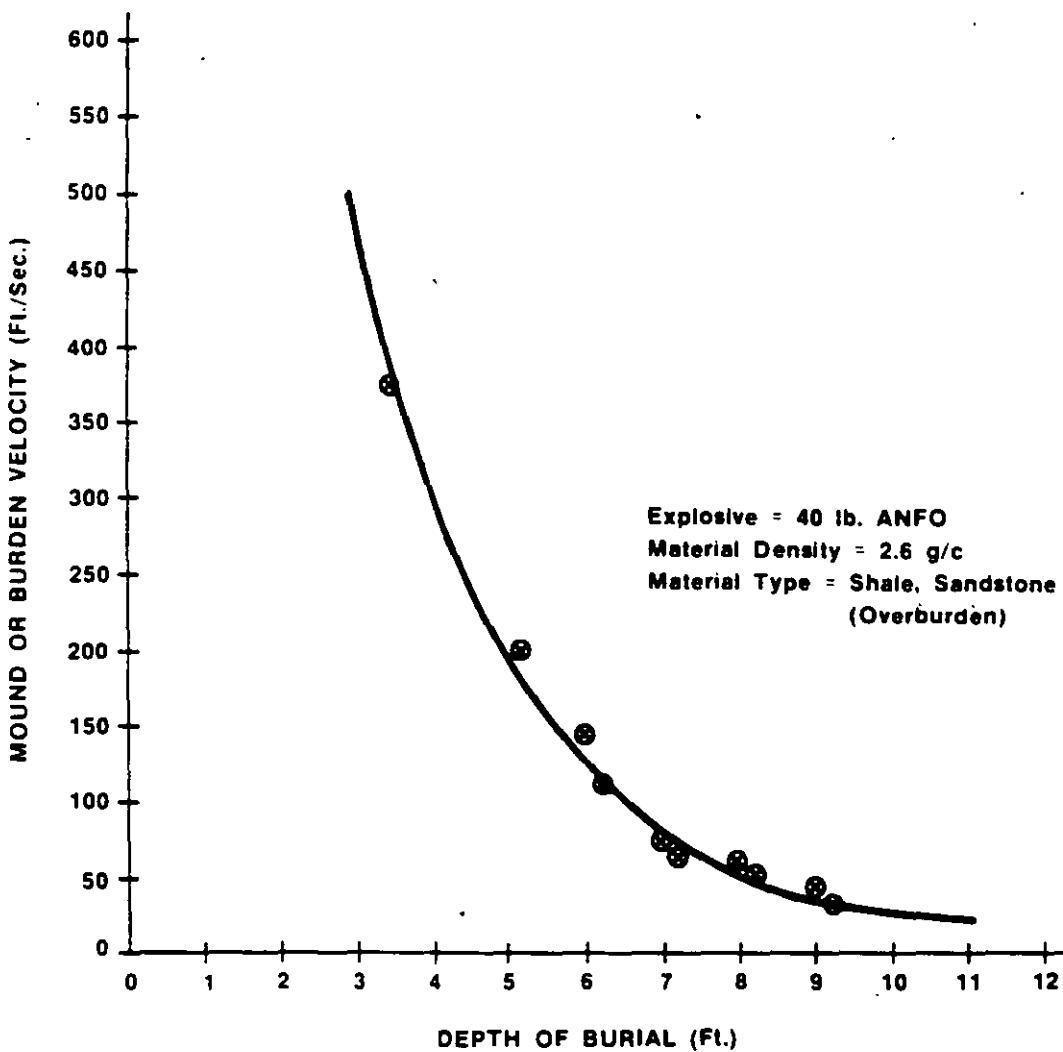


FIGURE 11.21

used to document the effects of shock and gas pressure. The first observation was that of brisance or the reflection of the compressive shock at the surface a few milliseconds after detonation. This is indicated by the dotted eclipse immediately above the charge hole or surface. With sufficient camera coverage and appropriate viewing angles, this shock ring can often be used to estimate, in rough, the degree of crater damage. In this case, sufficient viewing angles were not available and so only part of the total reflected shock could be resolved. Because the charge was placed at a depth significantly greater than the optimum depth of burial, no appreciable spalling occurred. Gas pressure was the dominant mechanism responsible for uplifting and ejecting material radially outward.

As gas expansion occurs around the charge cavity, the material above the charge is compacted and heaved upwards. Between 0 to 45 milliseconds after detonation, the uplifted material is resilient and compacted enough to maintain sufficient cohesion to contain all gases resulting from expansion. At 60 ms gas venting begins to occur directly above the charge and continues to expand in a well defined arc with respect to time. If the gas venting contacts at each end of each time profile are connected with straight lines, the lines will most always point toward the top or the center of the charge. In this case, the gas venting angle was measured to be approximately 45 degrees. The gas venting angle is useful in determining how much of the top part of a cylindrical charge, as found in production holes, actually contributes to gas venting, cratering and/or lost energy through lack of stemming confinement. At either side of the gas venting angle, no gas venting occurs, but material fragments are displaced and/or ejected outwardly. Material fragments are also ejected from within the bounds of the gas venting angle. Owing to a charge depth beyond optimum, the final result is a mound rather than a crater. The mound is indicated by the shaded section underneath the 60 ms time profile.

The initial instantaneous uplifting velocity above the charge is generally high but diminishes to zero when the material has reached its highest displacement. In reference to Figure 11-21, the average initial velocity along the vertical displacement vector up to 45 ms is 68 ft/sec. The average velocity from 60 ms to 239 ms is 54 ft/sec. The difference in velocity is attributed to the effects of gas venting and expansion beyond 60 ms. These velocities are dependent on material type and structure, explosive and depth of burial. In general, the velocity will decrease exponentially with depth for a given explosive and material type as shown in Figure 11-22. (46)



**MOUND OR BURDEN VELOCITY VS. DEPTH OF BURIAL
 FOR 40 POUND CHARGES OF ANFO
 FIGURE 11.22**

5. DECOUPLING

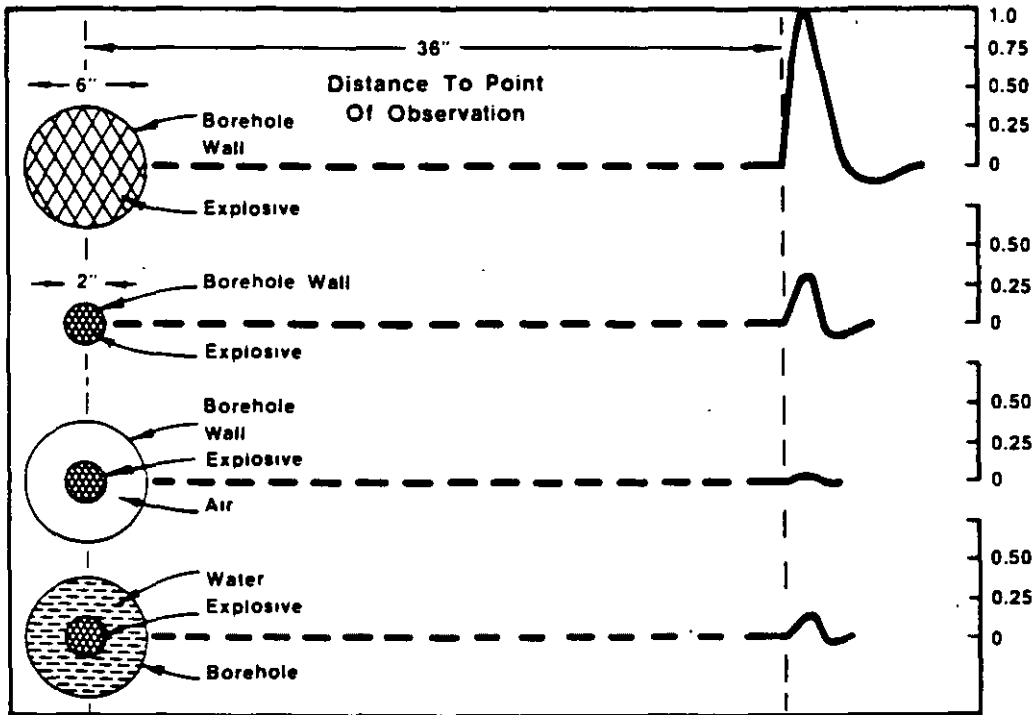
Decoupling is generally used as a control to reduce backbreak to the final planned excavation limit for pit wall slopes in open pit mines, shafts, drifts, ditches, road cuts and mine benches.

Since the borehole pressure is quite intense for a fully coupled borehole, exceeding many times that of the dynamic compressive strength of the rock, it must be reduced to avoid extensive damage. The three principal modes of rock failure occur by exceeding the dynamic compressive, shear

or tensile strengths. Ideally, the borehole pressure should be somewhere between the compressive and tensile strength of the rock, so as to avoid extensive crushing at the borehole wall, yet provide enough pressure to extend a single predominant crack between any two perimeter holes in the control line of holes.

A good example of decoupling in air and water in relation to fully coupled holes is illustrated in Figure 11-23. (47) The pressure imparted in the rock mass at 36" away for the same explosive is shown for four conditions:

- i) a 6" diameter explosive in a 6" hole
- ii) a 2" diameter explosive in a 2" hole
- iii) a 2" diameter explosive in a 6" hole (air decoupled)
- iv) a 2" diameter explosive in a 6" hole (water decoupled)



**EFFECT OF AIR AND WATER DECOUPLING
VS FULLY COUPLED HOLES**
—FIGURE 11.23 (47)

All measured stress levels are compared relative to the 6" diameter explosive in a 6" diameter hole. A number of important points are immediately evident. The greatest stress level was achieved with a fully coupled

explosive in a 6" diameter hole. The next highest stress level was achieved, again, with a fully coupled explosive, even though the hole diameter was reduced three-fold to a 2" diameter. Water decoupling followed next and air decoupling produced the smallest stress level. Thus, an air decoupled charge is the most effective means of reducing borehole pressure and consequently the peak stress level within the rock mass.

A reasonably reliable method of calculating the borehole pressure is with the following formula which takes into account two decoupling ratios. (48) (49) (50)

$$P_b = 1.69 \times 10^{-3} \times \rho \times VOD^2 \times \left[\sqrt{c} \times \frac{d_e}{d_h} \right]^{2.6}$$

where:

P_b = Borehole pressure in PSI.

ρ = Density of explosive in g/cc

VOD = Velocity of detonation in ft/sec

c = Percentage of explosive column loaded expressed as a decimal

d_e = Explosive diameter (in.)

d_h = Hole diameter (in.)

This formula is best suited for explosives which contain no metallic elements or relatively small amounts, since the addition of energizing metals lowers the detonation velocity of the explosive and hence, the borehole pressure as calculated by this equation. Computer codes such as TIGER and EXPLODE are used to calculate borehole pressures from explosives containing metallic elements.

6. REFERENCES

- 1) CHIAPPETTA, R.F., BORG, D.G., ***Increasing Productivity Through Field Control and High-Speed Photography***, First International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, Sweden, Aug., 1983, pp 301-331
- 2) DAVIS, W.C., ***High Explosives***, Los Alamos Science, 1983, pp. 48-52

- 3) CHIAPPETTA, R.F., BAUER, A., BURCHELL, S.L., **The Use of High-Speed Motion Picture Photography in Blast Evaluation and Design**, Proceedings 9th Annual Conference on Explosives and Blasting Techniques, Society of Explosives Engineers, 1983
- 4) MAJOR JOHNSON, M.S., **Explosive Excavation Technology**, U.S. Army Engineer Nuclear Cratering Group, Livermore, California, June, 1971, NCG Technical Report No. 21, TID-4500
- 5) ATLAS POWDER COMPANY, Field Technical Operations, Tamaqua, PA, USA, Internal unpublished data, 1981-1985
- 6) KUTTER, H.K., FAIRHURST, C., **On the Fracture Process in Blasting**, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. B, pp. 181-202, Pergamon Press, 1971, Great Britain
- 7) OLSON, J.J., WILLARD, R.J., FOGELSON, D.E., HJELMSTAD, K.E., **Rock Damage from Small Charge Blasting in Granite**, USBM, RI 7751, 1973, 44pp.
- 8) SISKIND, D.E., STECKLEY, R.C., OLSEN, J.J., **Fracturing in the Zone Around a Blasthole**, White Pine, Michigan, USBM, RI 7753, 1973, 20pp.
- 9) CATTERMOLE, J.M., HANSON, W.R., **Geologic Effects of the High Explosives Test in U.S.G.S.**, Tunnel Area, Nevada Test Site, U.S. Geol. Survey, Prof. Paper 382-B, 1962, 29pp.
- 10) Colorado School of Mines, **Underground Explosion Test Program**, Ser. I and Ser. II experiments, December 1948
- 11) DERLICH, S., **Underground Nuclear Explosion Effects in Granite Rock Fracturing**, Proc. Symposium of Engineering with Nuclear Explosives, Las Vegas, Nevada, January, 1970, pp. 508 and 518
- 12) ATCHISON, T.C., TOURNAY, W.E., **Comparative Studies of Explosives in Granite**, USBM RI 5509, 1959, 28pp.
- 13) D'ANDREA, D.V., FISCHER, R.L., HENDRICKSON, A.D., **Crater Scaling in Granite for Small Charges**, USBM RI 7409, 1970, 28pp.
- 14) SISKIND, D.E., FUMANTI, R.R., **Blast Produced Fractures in Lithonia Granite**, USBM RI 7901, 1974, 38pp.

- 15) VOVK, A.A., MIKHALYUK, A.V., BELINSKI, I.V., **Development of Fracture Zones in Rocks during Camouflet Blasting**, translated from FIZLKO-TEKLINICHESKIE PROBLEMY ROZRABOTKI POLEZRYKH ISKI-PAEMYKH, No. 4, pp. 39-45, July-Aug., 1973
- 16) BORG, I.Y., **Extent of Pervasive Fracturing Around Underground Nuclear Explosions**, Int. J. Rock Mech. Mining Science, 10, 11-18, 1973
- 17) OBERT, L., DUVALL, W.I., **A Gauge and Recording Equipment for Measuring Dynamic Strain in Rock**, U.S. Dept. Int., Bureau of Mines, RI 4581, 1949
- 18) OBERT, L., DUVALL, W.I., **Generation and Propagation of Strain Waves in Rock**, USBM RI 4663, 1950
- 19) HINO, U., **Frangmentation of Rock through Blasting**, Q. Colorado School of Mines, 51, 189, 1956
- 20) DUVALL, W.I., ATCHISON, T.C., **Rock Breakage by Explosives**, USBM RI 5356, 1957
- 21) RINEHART, J.S., **Fracturing Under Impulse Loading**, University of MO-Rolla, School of Mines and Met, Bulletin, Tech Ser., 95, 46, 1958
- 22) LANGFORS, U., KIHLSSTROM, B., **The Modern Technique of Rock Blasting**, John Wiley and Sons, NY, 405pp., 1963
- 23) STARFIELD, A.M., **Strain Wave Energy in Rock Blasting**, Proc. 8th Symposium on Rock Mech., Univ. of Minnesota, 1966
- 24) PORTER, D.D., FAIRHURST, C., **A Study of Crack Propagations Produced by the Sustained Brechhole Pressure in Blasting**, Proc. 12th Symposium Rock Mech., Univ. of Missouri, Rolla, 467, 1970
- 25) PERSSON, P.A., LUNDBORG, N., JOHANSSON, C.H., **The Basic Mechanism in Rock Blasting**, Proc. 2nd Congress Int. Society for Rock Mech., Belgrade, 1970
- 26) FIELD, J.E., LADEGAARD-PEDERSON, A., **The Importance of the Reflected Stress Wave in Rock Blasting**, Int. J. Rock. Mech. Min. Sci., 1971

- 27) JOHANSSON, C.H., PERSSON, P.A., **Frangmentation Systems**, Proc. and Papers of Int. Society of Rock Mech., 3rd Congress, Denver, CO, Sept. 1-4, 1974
- 28) LANG, L.C., FAVREAU, R.F., **A Modern Approach to Open Pit Blast Design and Analysis**, CIM Bulletin, pp. 37-44, June, 1974
- 29) ASH, R.L. **The Influence of Geological Discontinuities on Rock Blasting**, PhD. Thesis, Univ. of Minnesota, June, 1973
- 30) HAGEN, T.N., **Rock Breakage by Explosives**, Australian Geomechanics National Symposium on Fragmentation, Adelaide, 1974
- 31) HAGEN, T.N., JUST, G.D., **Rock Breakage by Explosives—Theory, Practice, Optimization**, Proc. 3rd Congress Int. Society for Rock Mechanics, Denver, CO, Sept. 1-4, 1974
- 32) BARKER, D.B., FOURNEY, W.L., DALLY, J.W. **Photoelastic Investigation of Fragmentation Mechanisms, Part I — Borehole Crack Network**, Univ. of Maryland, MD March 1978, 39pp.
- 33) BARKER, D.B., FOURNEY, W.L., **Photoelastic Investigation of Fragmentation Mechanisms, Part II — Flaw Initiated Network**, Aug. 1978, 47 pp., Univ. of Maryland, MD
- 34) FOURNEY, W.L., BARKER, D.B., **Effect of Time Delay on Fragmentation in a Jointed Model**, Univ. of Maryland, MD, Aug. 1979, 31pp.
- 35) WINZER, S.R., ANDERSON, D.A., RITTER, A.P., **Rock Fragmentation by Explosives**, First Int. Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, Sweden, Aug. 22-26, 1983, pp. 225-249
- 36) MARGOLIN, L.G., ADAMS, T.F., **Numerical Simulation of Fracture**, First Int. Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, Sweden, Aug. 22-26, 1983, pp. 347-360
- 37) ADAMS, T.F., DEMUTH, R.B., MARGOLIN, L.G., NICHOLS, B.D., **Simulation of Rock Blasting with the Shale Code**, First Int. Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, Sweden, Aug. 22-26, 1983, pp. 361-373
- 38) MCHUGH, S., **Computational Simulations of Dynamically Induced Fracture and Fragmentation**, First Int. Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, Sweden, Aug. 22-26, 1983, pp. 407-418

- 39) JOHANSSON, C.H., PERSSON, P.A., **Detonics of High Explosives**, Academic Press, London and NY, 1970, 330pp.
- 40) ROSSMANITH, H.P., **Dynamic Fracture in Glass**, Univ. of Maryland, MD, April, 1978, 77pp.
- 41) LANG, L.C., ROACH, R.J., OSOKO, M.N., **Vertical Crater Retreat —An Important New Mining Method**, Canadian Mining J., Sept., 1977
- 42) LIVINGSTON, C.W., **Fundamentals of Rock Failure**, Quarterly of the Colorado School of Mines, Vol. 51, No. 3, July, 1956
- 43) BAUER, A., **Application of the Livingston Theory**, Quarterly of the Colorado School of Mines, Vol. 56, No. 1, Jan., 1961
- 44) BAER, A., HARRIS, G.R., LAND, L., PREZZIOSI, P., SELLECK, D.J., **How IOC Puts Crater Research to Work**, Eng. and Mining J., Sept., 1965, pp. 117-121
- 45) Headquarters, Dept. of the Army, **Employment of Atomic Demolition Munitions (ADM)**, Field Manual, Washington, DC, Aug. 31, 1971, FM5-26
- 46) CHIAPPETTA, R.F., BURCHELL, S.L., REVEY, G., FISHER, S., ATLAS POWDER COMPANY, FIELD TECHNICAL OPERATIONS, Unpublished Internal Data, Cratering Field Experiments at the Avery Coal Co., PA, 1983-1985
- 47) DAY, P.R., **Controlled Blasting to Minimize Overbreak with Big Boreholes Underground**, Proc. 8th Conference on Explosives and Blasting Techniques, Society of Explosives Engineers, New Orleans, Louisiana, 1982, pp. 262-274
- 48) CROSBY, W.A., BAUER, A., **Wall Control Blasting in Open Pit Mines**, Mining Engineering, Feb., 1982, pp. 155-158
- 49) PIT SLOPE Manual, **Perimeter Blasting**, Canmet, Report 77-14, Canada Center for Mineral and Energy Technology, Canada, May, 1977
- 50) KATSABANIS, P., **A Comparative Study of Emulsion and Slurry Explosives**, MSC Thesis, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada, Feb., 1983, 149pp.

NOTES ON DETONATION PHYSICS

by

P.D. Katsabanis

Department of Mining Engineering

Queen's University

Kingston, Ontario

Canada

K7L 3N6

Tel. # (613) 545 2197

© 1989

CHAPTER 1

THE DETONATION PROCESS

1.1 Introduction

According to Persson⁽¹⁾ steady state detonation along a cylindrical charge can be regarded as a self propagating process in which the axial compressive effect of the shock front discontinuity changes the state of the explosive so that exothermic reaction sets in with the requisite velocity.

This reaction in homogeneous liquid explosives such as nitroglycerin is completed in a time interval of the order of 10^{-12} seconds⁽¹⁾. In high explosives, such as RDX and PETN it is completed in about $1\mu\text{sec}$. In composite explosives containing AN the reaction times are considerably longer. The significance of this will be demonstrated later.

1.2 Shock waves

Compressional waves of small intensity are propagated in gases at the velocity of the sound. Let us suppose that a column of gas is set in motion by a piston which is accelerated into it. Let us also consider that the velocity of the piston is a staircase function of time. Each step transmits a small compressional wave which advances through the gas already set in forward motion and heated by the previous waves. Since the velocity of the wave is larger at elevated temperatures, the new wave overtakes the previous⁽²⁾. Therefore the velocity, pressure and temperature gradients in the front of the wave grow steeper

with time. If there is no dissipative mechanism (e.g. heat diffusion) the gradients become infinite⁽²⁾.

This type of wave, in which a discontinuity has developed is known as a shock wave. The area of pressure rise is called the shock front. The front advances with a speed higher than the sound speed. The shock velocity depends on the conditions behind. If the piston continues accelerating so does the front. If the piston maintains a constant velocity, the front maintains a constant velocity as well. If the piston decelerates a wave of rarefaction is formed ahead of it. Finally this wave overtakes and weakens the shock front.

It follows that the velocity of the front is determined by the conditions behind the front. The wave does not maintain itself. Rather it depends on the support provided by the piston.

1.3 Detonation waves

However from our experience we know that steady detonation waves exist. In this case the role of the piston is played by the reaction taking place in the detonation wave.

Let us consider a plane detonation wave which has been established in an explosive (Figure 1). The wave front advances into the unconsumed explosive with a constant velocity D and it is followed by the reaction zone. If an observer is moving with the velocity D of such a front, the wave will appear to him/her as in Figure 1. Undetonated explosive flows into the shock front AA' with constant velocity $U_0 = -D$. Its pressure, temperature and density and internal energy per unit mass are P_1 , T_1 , ρ_1 , e_1 at all points to the right of AA' . The wave front is considered to

be a discontinuity in comparison to the changes occurring behind it. Therefore at AA' these values change to values P_2 , T_2 , ρ_2 , E_2 . These values change at some later stage.

The apparent velocity of the mass leaving the front is $(D-U_p)$ where U_p is the particle velocity (mass velocity) in the zone between AA', BB', relative to the fixed coordinates.

If we consider a region of flow surrounded by a tube of unit sectional area and two planes, one just before the detonation front and one right after it, the mass flowing in must equal the mass flowing out (conservation of mass). The mass flowing in per unit time is $\rho_1 D dt$. The mass flowing out is $\rho_2 (D-U_p) dt$. Therefore :

$$\rho_1 D = \rho_2 (D-U_p) \quad (1)$$

Furthermore the difference in momentum should be equal to the impulse of the net force. Thus:

$$\rho_1 D dt D - \rho_2 D dt (D-U_p) = (P_2 - P_1) dt$$

$$\text{or } P_2 - P_1 = \rho_1 D U_p \quad (2)$$

P_1 is very small compared to the detonation pressure.

Therefore it can be ignored and equation (2) can be written as :

$$P_2 = \rho_1 D U_p \quad (3)$$

From equation (1), one can obtain:

$$U_p = (1 - \rho_1/\rho_2) D \quad (4)$$

According to Cook⁽³⁾ U_p/D and ρ_1/ρ_2 are slowly variable functions of the original density. Thus:

$$U_p = f(\rho_1) D \quad (5)$$

where $f(\rho_1) = 1 - \frac{\rho_1}{\rho_2}$

Therefore equation (3) can be written as:

$$P_2 = \rho_1 f(\rho_1) D^2 \quad (6)$$

For most cases (explosives having a density between 0.9 -

1.4g/cc) it is sufficiently accurate to assume $f(\rho_1) = 4.0$. Under this approximation, the detonation pressure in atmospheres when the velocity of detonation is given in meters per second, is given by the following equation⁽⁸⁾:

$$P_2 = 0.00987 \rho D^2/4 \quad (7)$$

This is a relationship of great practical value. It allows the estimation of the detonation pressure when only the detonation velocity and the initial density are known. It is worth mentioning that the detonation velocity can be measured accurately in the laboratory.

Apart from equations (1) and (2) other equations are used in the theory of detonation. Many of these fall outside the area of interest of these notes. They are mentioned in the following to assist the reader in further studies.

The conservation of energy is expressed by the following equation:

$$E_2 - E_1 = \frac{1}{2} (P_2 + P_1) (V_2 - V_1) \quad (8)$$

This is known as the Rankine-Hugoniot equation.

A fourth equation is the equation of state of the reaction products of the explosive.

The above four basic equations are not enough to calculate the five unknown quantities behind the detonation front (energy, density, detonation velocity, pressure and particle velocity). A fifth condition is necessary. This is the Chapman-Jouguet hypothesis stating that the detonation velocity equals the local sound speed plus the particle velocity at the detonation state. Therefore:

$$D = C + U_p \quad (9)$$

Equations (1), (2), (8), (9) and the equation of state of the

detonation products are essential for the calculation of the detonation parameters in the thermohydrodynamic codes.

1.4 The Detonation Head Model (3,4)

Practical explosives are used normally in the form of cylindrical charges. Cook's detonation head model illustrates the sequence of events taking place. Figure 2 shows the detonation head formation in a cylindrical unconfined charge. With strong priming a detonation wave travels out from the primer and along the charge. This is responsible for the promotion of the necessary exothermic detonation reactions within the explosive charge. At the back of the primer the high pressure gases expand into the surrounding air. As this expansion takes place it permits a release wave or a rarefaction wave to travel down the charge behind the detonation front. This always lags the detonation front for reasons which were explained earlier. In a similar manner at the sides of the charge immediately after the detonation wave the gases expand into the atmosphere. Again two release waves are travelling into the charge. The detonation front, rear release wave and side release waves define a region called the detonation head. The detonation head is a region associated with high pressure and high density. The shape of the detonation head depends on the geometry of the charge and changes as it travels out from the initiation source. This is due to the approximately constant relationship between the release wave velocity and the detonation velocity. Initially the shape is that of a section of a truncated cone with curved front and rear surfaces. Further away from the initiation the length of the

detonation-head grows so that it is controlled from the side release waves which meet on the axis of the charge forming a cone. It has been found (X ray radiography) that the length of the cone when the detonation is fully developed is approximately equal to the diameter of the charge. The density inside the detonation head is constant and approximately equal to $4/3 \rho_1$ where ρ_1 is the initial density of the explosive. The distance from the initiator to the point where the full head is formed is approximately equal to $3 \frac{1}{2}$ charge diameters for unconfined charges. As the explosive enters the detonation head it reacts. If it is in a granular form (e.g ANFO prills) the reaction starts at the surface and proceeds radially towards the centre of the prill. As it was mentioned in the previous the energy liberated supports the detonation. If the reaction is not completed inside the head the energy liberated is less than the maximum available and the detonation velocity is less than the maximum. This is what is normally known as non-ideal detonation. It is worth mentioning that non ideal detonations can be stable; indeed a great number of commercial explosives used by the mining industry today detonate at non ideal velocities at the diameters at which they are used.

The detonation velocity is the most important parameter of the detonating explosive. It is well known that the velocity of detonation is a constant characteristic of a particular explosive when the other parameters are kept constant. It was explained that the knowledge of the detonation velocity can lead to fairly accurate estimates of the detonation pressure which is of particular importance and cannot be measured directly. In the next chapter the parameters influencing the detonation velocity will be discussed.

1.5 References

1. Johansson, C.H. and Persson, P.A.: "Detonics of High Explosives", Academic Press, London, New York, 1970.
2. Taylor, J.: "Detonation in Condensed Explosives", Oxford at the Clarendon Press, 1952.
3. Cook, M.A.: "The Science of High Explosives", Reinhold Book Corporation, New York, 1958.
4. Bauer, A.: "Explosives Technology Notes", Queen's University, Kingston, 1981.
5. Zerilli, F.: "Notes from Lectures on Detonation Physics", Naval Surface Weapons Center, Silver Spring, Maryland, 1981.

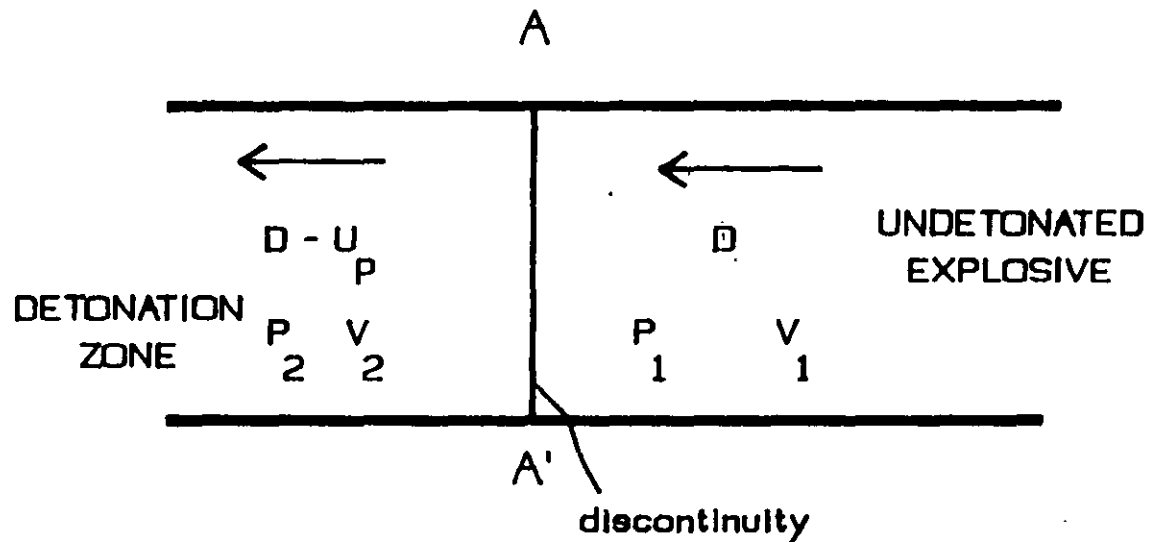


FIGURE 1: SECTIONAL DIAGRAM OF A DETONATION WAVE

Observer moves to right at wave velocity D .

The discontinuity is at rest

33

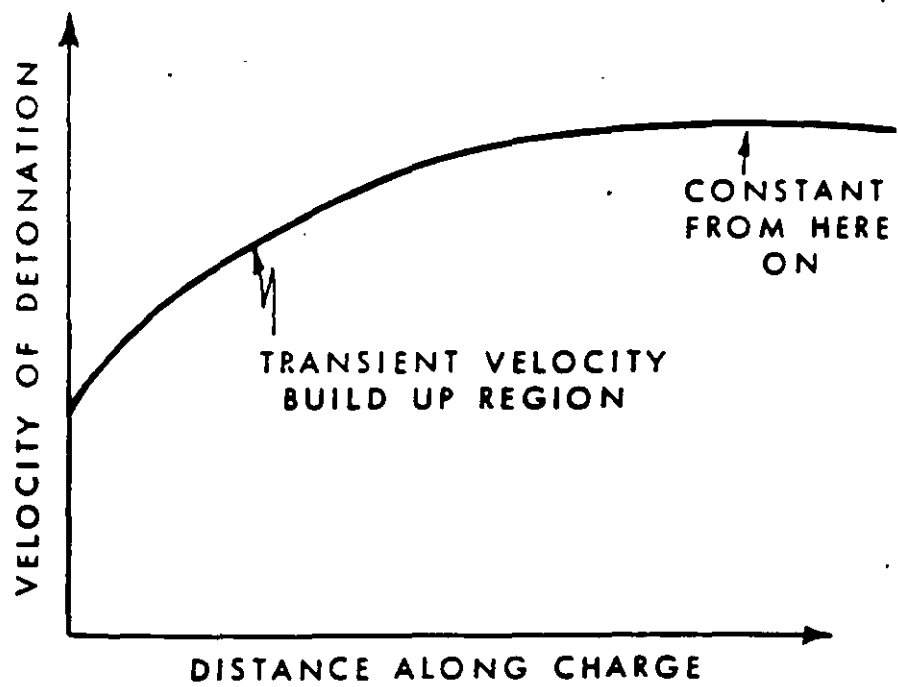
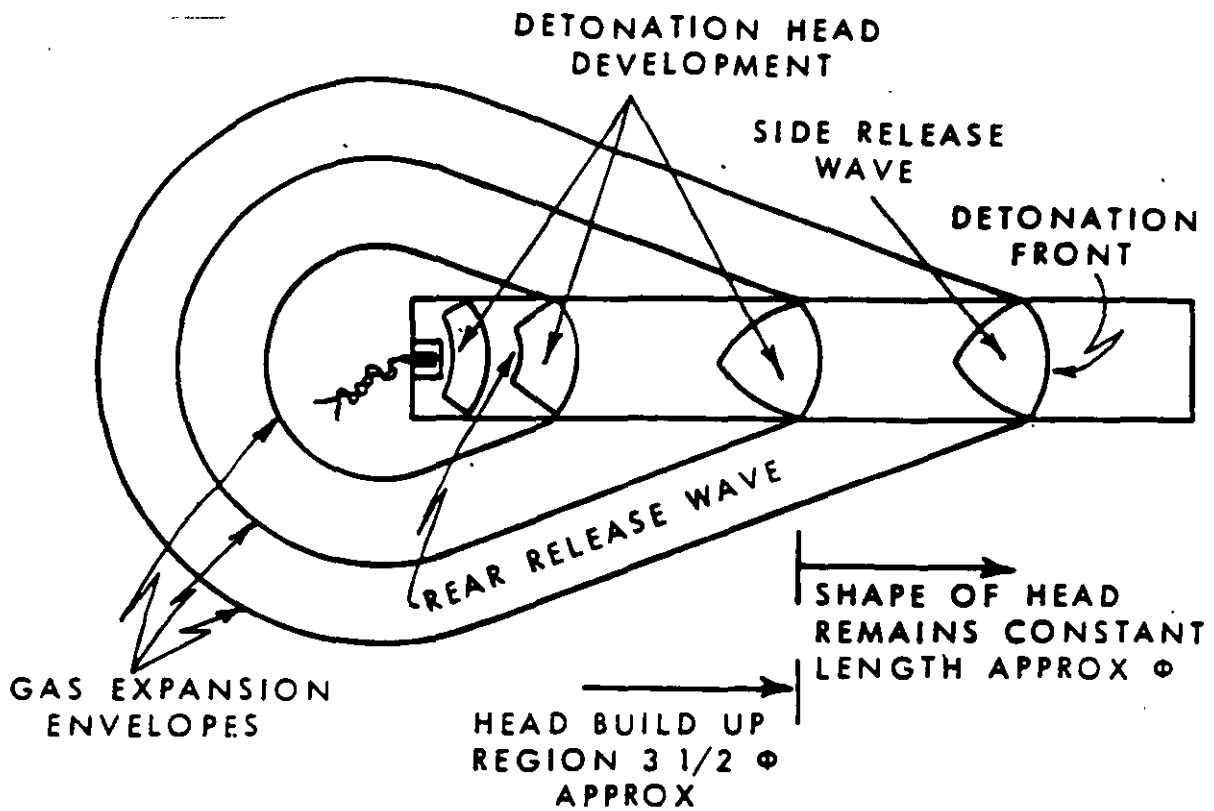


FIGURE 2: DETONATION HEAD FORMATION
(AFTER COOK AND BAUER)

detonation— products without considering their chemical composition. He showed that the empirical values of the covolume fall in a common $\omega(V)$ curve.

2. The Becker - Kistiakowsky - Wilson Equation of State.

The most popular equation of state is the BKW equation. The equation has the following form:

$$\frac{PV}{RT} = 1 + xe^{E/x}$$

where $x = \frac{K}{V(T+\theta)^{\omega}}$

and $K = \sum k_i x_i$

with $\omega, E, \theta, \theta$ and k_i empirical constants. The constants k_i of each molecular species are the covolumes. For the mixture each k_i is multiplied by x_i , the mole fraction of species i , and summed to find the effective covolume.

According to a parameter study performed by the Los Alamos Laboratory, one may adjust the BKW parameters ω, E, θ and θ and the covolumes of the detonation products. Cowan and Fickett² have shown that for a given ω and E one may adjust θ to obtain the experimental velocity of detonation. The slope of the curve relating detonation velocity and density can be changed by changing E .

By using one explosive as a standard it was possible to obtain a set of parameters which can be used for a variety of explosives. BKW has been calibrated for RDX and TNT. The most common parameters used today are shown in Table 1^(3,4). It has been found that the RDX parameters result in realistic values of the detonation parameters (pressure and velocity of detonation). The parameters which have been developed based on TNT as the standard produce reliable results for very oxygen deficient systems which produce large amounts of carbon in the detonation products.

The best fit for RDX parameters should not be used in predictions of the detonation state parameters. This set was developed in order to have $(dP/dT)_V > 0$ at pressures of the order of 0.5 Mbar. It has been found that this set of parameters results in poorer predictions than the RDX set.

3. Other Equations of State

Other equations of state have been developed by Fickett and by Jacobs, Cowperthwaite and Zwisler⁽⁴⁾.

These equations are similar and they are based on statistical mechanics. They use the Lennard-Jones potentials to describe the interactions between the molecules. The general form of the intermolecular potential energy is shown in Figure 2. When the molecules are squeezed together, the nuclear and electronic repulsions dominate the attractive forces. The repulsions increase steeply with decreasing separations. One approximation is the hard sphere potential where it is assumed that the potential energy rises abruptly to infinity as soon as the

EQUATIONS OF STATE

An equation of state is normally a pressure - volume temperature relationship. Ideal gases have an equation of state expressed as:

$$PV = nRT$$

where P is the pressure

T is the temperature

n is the number of moles of gas

R is the universal gas constant and

V is the volume.

However real gases do not always behave according to the previous equation. It is obvious that a real gas cannot be cooled to zero volume. Under certain conditions gases turn into liquids or solids.

The origin of the deviations from ideality is the interaction between particles. Molecules exercise attractive forces when they are separated by some distance and repulsive forces when they are very close together.

Repulsive forces are short term interactions while attractive forces have a relatively long range. Figure 1 provides a plot of the compression factor $Z = PV/RT$ against pressure applied on the gas. One can obtain an indication of the imperfection at different pressures. For a perfect gas $Z = 1$ under all conditions. For a real gas the case is somewhat different. At very low pressures all gases behave almost ideally ($Z = 1$). At high pressures the repulsive forces dominate and $Z > 1$, while at moderate pressures $Z < 1$ due to the attractive forces. Obviously an equation of state for the detonation products has to reproduce this behaviour of real gases.

EQUATIONS OF STATE FOR DETONATION PRODUCTS.

The equations of state used for detonation calculations are of two types: those which do not treat chemistry explicitly and those which do. The latter contain individual equations of state for the component molecules and a mixture rule for combining them to give an equation of state for any composition. The composition of the detonation products is calculated by assuming chemical equilibrium.

At this point it is worth mentioning that much of the work involving the development of an equation of state has been employed in an inverted form. Experimental values are used to calibrate an assumed form of an equation of state. Attempts to develop a general, completely theoretical equation of state have failed to produce a good result.

The most common equations of state for detonation products are:

1. The Abel Equation of State.

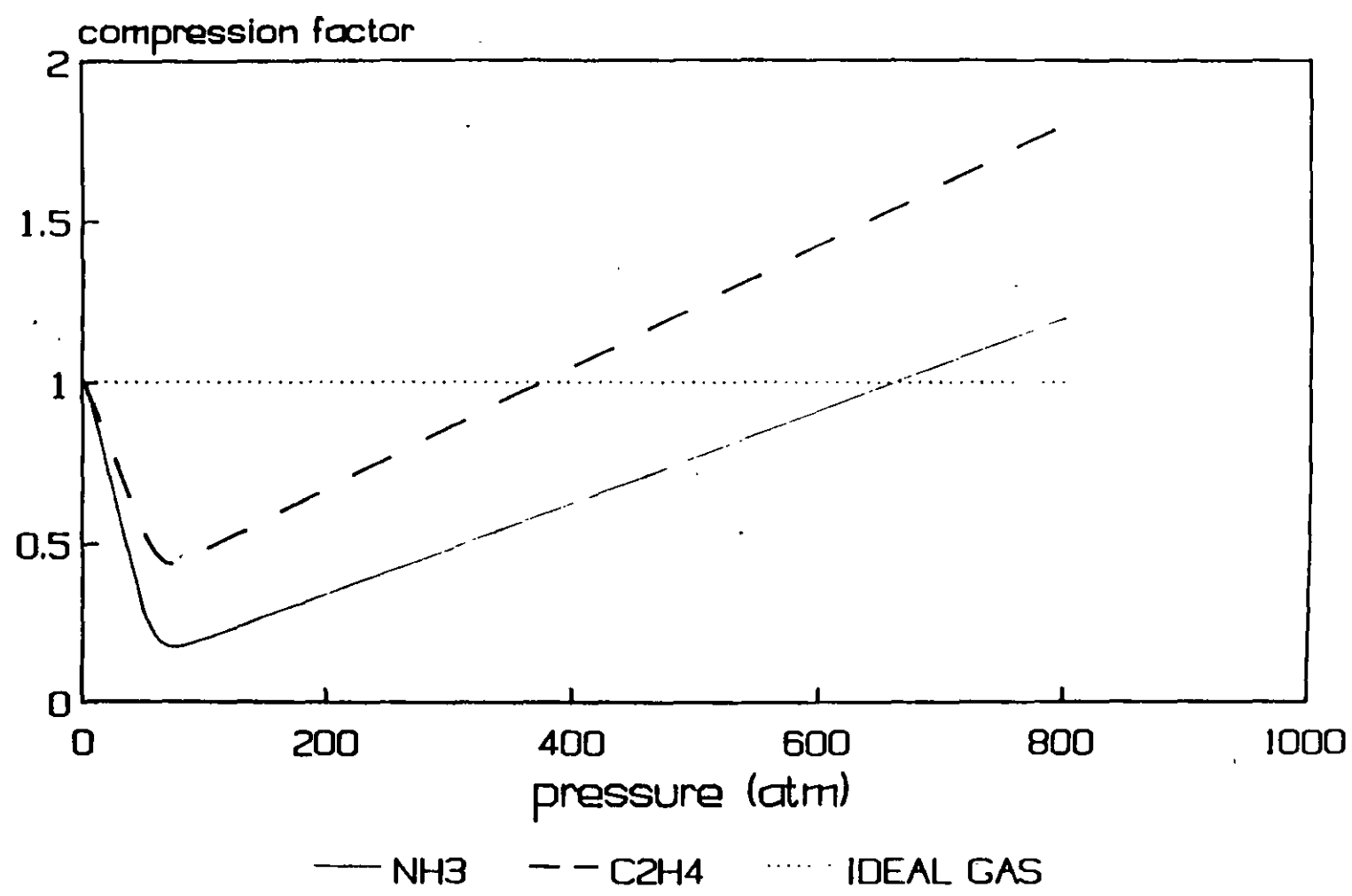
The Abel equation of state is a form of the Van der Waal's equation of state. It can be expressed as:

$$P(V-\sigma) = nRT$$

where σ is a constant.

It was found that this form did not produce acceptable results for many cases of condensed explosives. Cook⁽¹⁾ provided a modification expressing σ as a function of the volume of the

FIGURE 1: COMPRESSION FACTOR VS PRESSURE



particles come within some separation distance σ (collision diameter).

Normally the intermolecular potential is written as:

$$V = C_n/R^n - C_6/R^6$$

This is the Lennard-Jones (n,6) potential. Often the (12,6) potential is written in the form:

$$V = 4\varepsilon[(\sigma/R)^{12} - (\sigma/R)^6]$$

where ε is the depth of the potential well and

σ is the separation distance at which $V=0$.

REFERENCES

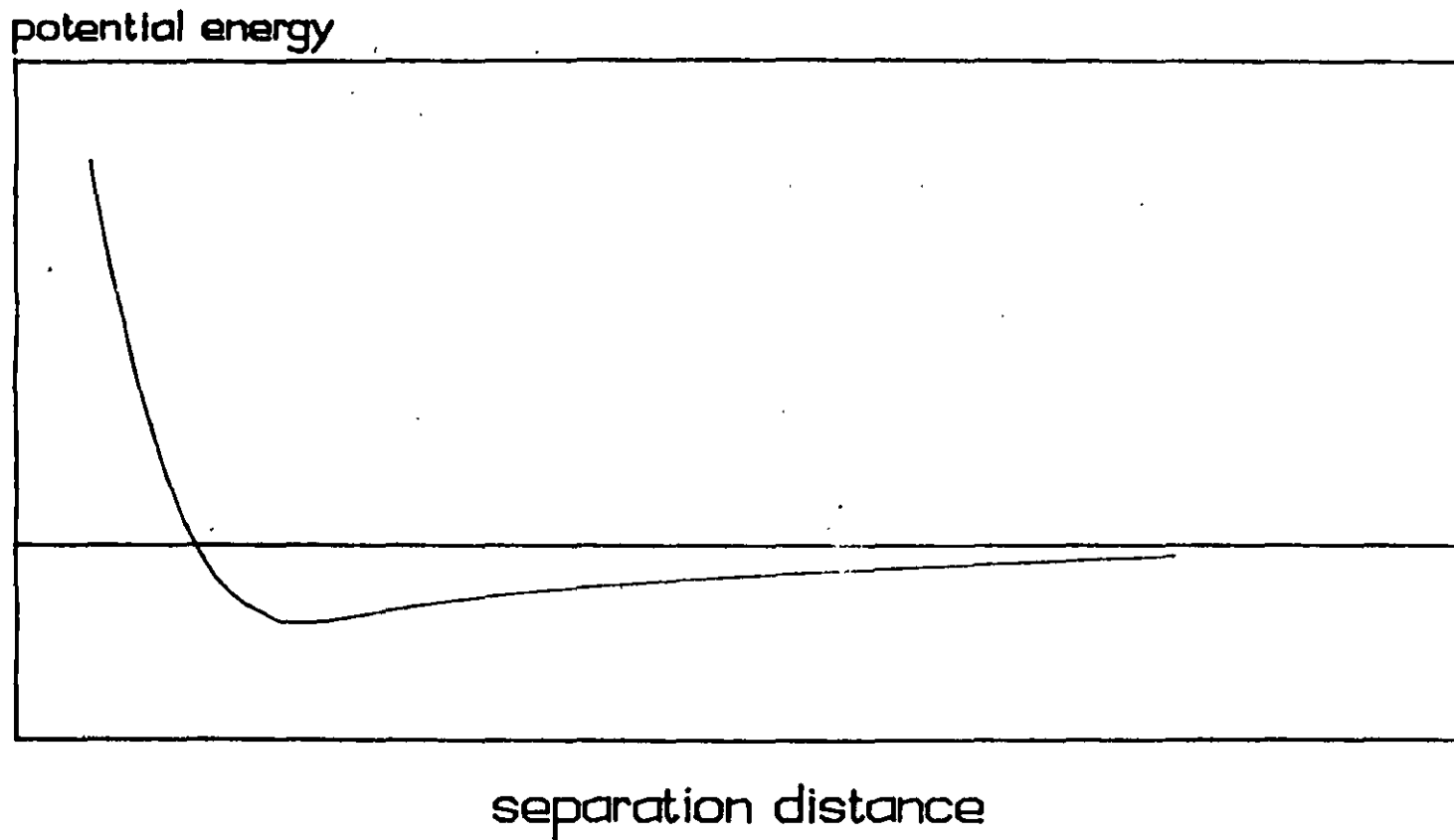
1. Cook, M.A.: "The Science of High Explosives", Reinhold Book Corporation, New York, 1958.
2. Mader, C.: "Detonation Properties of Condensed Explosives Computed Using the Becker-Kistiakowsky-Wilson Equation of State", Los Alamos Scientific Laboratory, LA-2900, 1963.
3. Mader, C.: "Numerical Modelling of Detonation", University of California Press, 1981.
4. Cowperthwaite M. and Zwisler, W.H.: "Tiger Program Documentation", Stanford Research Institute, 1974.
5. Atkins, P.W.: "Physical Chemistry", W.H. Freeman and Company, 1986.

TABLE 1COMMONLY USED BKW PARAMETERS FOR HIGH DENSITY
EXPLOSIVES

NO.	PARAMETER SET	β	κ	α	θ
1	Fitting RDX	0.181	14.15	0.54	400
2	Fitting TNT	0.09585	12.685	0.50	400
3	Best fit for RDX with $(\partial P/\partial T)_{\nu} > 0$	0.16	10.91	0.50	400
4	Default parameters	0.10	11.85	0.50	400

FIGURE 2: POTENTIAL ENERGY BETWEEN MOLECULES

40



is increased as well. However when a certain diameter is reached, further increase in diameter does not result in an increase of the detonation velocity. At this point a maximum detonation velocity of the explosive is reached. This velocity is called the ideal detonation velocity of the explosive and is the value predicted by thermohydrodynamic codes.

The detonation head model as developed by Cook⁽¹⁾ can be useful in explaining the shape of the observed detonation velocity - diameter curves. Figure 1 illustrates the length of the established detonation heads in charges of various diameters and indicates what happens when a solid particle of explosive enters the detonation head. For the small diameters, the degree of reaction is small and the energy liberated is not enough to support a detonation. As the diameter is increased the detonation head length is increased and for the same size of particle the degree of reaction increases. At the critical diameter the degree of reaction is sufficient to support stable detonation. If the diameter is increased further a larger amount of explosive reacts in the detonation head. When the ideal detonation occurs, the full amount of explosive reacts in the detonation head.

3.2.2 Effect of Confinement

The effect of confinement is to lower the rate of expansion of the gases off the side of the charge⁽²⁾. This in turn slows down the rate at which the lateral rarefaction travels into the reaction region. As a result it takes longer for the side release waves to meet on the charge axis. The length of the detonation head is thus increased. This is shown in Figure 2⁽¹⁾, where the development of the detonation head is outlined for both the

confined and the unconfined cases. Therefore, if the explosive was not reacting fully at a particular charge diameter, the effect of confinement would be to increase the degree of reaction and consequently the detonation velocity at this diameter. Similarly, confinement will reduce the critical charge diameter (Figure 3)⁽²⁾.

However confinement cannot be quantified. Steel, glass, various kinds of rock and soil will produce a different effect. For this reason most of the tests are done with the explosive charge unconfined.

3.2.3 Effect of Particle Size

If the size of the explosive particles is reduced at a given charge diameter in the non ideal velocity region, the degree of reaction is enhanced because of the increase of the surface area. Furthermore since the grains are smaller, they are consumed faster in the detonation head. As a result the critical diameter is decreased and the explosive reaches ideal detonation at a smaller diameter (Figure 4)⁽²⁾.

3.2.4 Effect of Density

If the density is increased, the specific energy is increased; as a result the ideal detonation velocity is increased. It has been found that the detonation velocity and the density are related linearly. Figure 5⁽³⁾ shows the detonation velocity density relationship for various explosives.

However if the density is increased beyond a critical point, steady state detonation is not possible. The phenomenon is called dead packing and a qualitative explanation can be given by the

fact that the volume of the entrapped air is insufficient to provide enough hot spots for the reaction to proceed⁽²⁾.

The relationship between critical diameter and density is shown in Figure 6⁽⁵⁾. It is obvious that apart from the density in which the material is dead packed there is a critical density below which the explosive will not shoot.

3.2.5 Effect of Temperature

The initial temperature of the explosive has a small influence on the velocity of detonation at diameters well above the critical. However the critical diameter is dependant on the initial temperature. Figure 7 shows the effect of the temperature on the critical diameter powdered TNT⁽⁴⁾.

In the case of commercial liquid explosives the effect is more pronounced. Figure 8 shows the effect of low temperatures on the critical diameter of typical slurry explosives⁽⁵⁾. The effect on solid explosives is almost negligible.

3.2.6 Effect of Water

Generally dynamites are not affected by the presence of water inside boreholes. Ammonium nitrate mixed with fuel oil has no water resistance. The product absorbs water and soon becomes desensitized. Generally performance drops drastically as the weight of water in the composition is increased.

3.3 Detonation Pressure

The detonation pressure is a very important parameter. It is an indicator of the ability of the explosive to produce the

desired fragmentation in the rock. However, due to its high magnitude the detonation pressure cannot be measured directly. For this reason the experimental determination is difficult.

The detonation pressure is related to the square of the detonation velocity. Parameters which influence the detonation velocity have a very significant effect on the detonation pressure.

3.4 Detonation Temperature

The detonation temperature is the parameter about which the least amount of information is available⁽⁶⁾. The detonation temperature is measured from the brightness of the detonation front as it is observed by a sensor. However it is not known how much radiation is absorbed from the partially decomposed material between the sensor and the front. Furthermore, any gas bubbles in the material will flash brightly when they are impacted by the detonation wave. This, obviously, will affect the measurement.

3.5 Fumes

It must be assumed that in all cases explosive fumes are to some degree toxic. Excess oxygen causes the formation of nitrogen oxides while oxygen deficiency causes the formation of carbon monoxide.

In the United States the fumes of any explosive are classified after detonating the explosive in a Bichel bomb and analyzing its fumes. The following classes exist⁽⁷⁾:

A. Permitted explosives (USBM)

Fume class	Toxic Gas ft ³ /lb	Toxic Gas l/kg
A	< 1.25	< 78
B	1.25 - 2.50	78 - 156
C	2.50 - 3.75	156 - 234

B. Rock blasting explosives

Fume class	Toxic Gas ft ³ /lb	Toxic Gas l/kg
1	< 0.16	10
2	0.16 - 0.33	10 - 21
3	0.33 - 0.67	21 - 42

Canada uses the same standards. However explosives of class 2 or 3 cannot be used in underground mines unless special application has been made to and permission is received from the authorities (EMR).

It is worth mentioning here that the relative toxicity of the fumes is important and this is not shown in the above tables. NO₂ is much more toxic than CO (about 6 times as much)⁽⁸⁾.

It has been found that the fumes depend on⁽²⁾:

1. The oxygen balance
2. Marginal priming
3. Water attack
4. Critical diameter
5. Gaps in loading
6. Deflagrations.

3.6 Energy of Explosives

Explosives are substances that rapidly liberate their chemical energy as heat to form gaseous and solid decomposition products at high temperature and pressure. The hot and dense detonation products produce shock waves in the surrounding medium and upon expansion impart kinetic energy to the surrounding medium. The energy released in the detonation process is given by the following formula:

$$Q = \Delta H_f(\text{products}) - \Delta H_f(\text{reactants})$$

where ΔH_f is the heat of formation.

The energy per unit weight is called the weight strength of the explosive.

The energy per unit volume is called the bulk strength of the explosive.

Sometimes it is useful to express the weight and the bulk strengths as relative values obtained by dividing the strength (weight or bulk) to the corresponding strength of a standard explosive. The commercial industry normally uses AN/FO as the standard explosive.

3.7 Shelf Life

The shelf life of an explosive determines the maximum time period the explosive can be in storage. Various explosives age and their use is unsafe or they cannot be detonated reliably.

3.8 Pressure Desensitization

Commercial explosives can be susceptible to hydrostatic

heads. Hydrostatic heads can compress the explosive to high densities and "dead packing" can result.

3.9 Measurement of the Detonation Properties

3.9.1 Detonation Velocity

There are various methods of measuring detonation velocities. These are outlined in the following:

i The continuous probe method.

The system consists of the explosive charge, along the central axis of which a uniform resistance probe is inserted, a constant current source, a triggering source and an oscilloscope.

The resistance probe consists of a resistance wire inserted into a small diameter brass tube. The resistance wire is a nichrome wire having an accurately known linear resistance.

The oscilloscope is connected in parallel to both the current source and the probe (Figure 9)⁽⁵⁾. At detonation the wire resistance probe is consumed. However the circuit remains closed due to the fact that the detonation wave is sufficiently ionized. The circuit follows Ohm's law. Therefore, since current is constant, the voltage change with time shown on the oscilloscope, is proportional to the resistance. Knowing the full voltage drop across the probe and the length of the probe, the voltage drop can be converted to distance along the charge. Therefore the velocity of detonation can be calculated by interpreting the voltage drop - time record provided by the oscilloscope.

ii. Start-stop method

Two probes are placed at a known distance apart in the explosive. Each probe consists of two wires placed in close proximity. When the detonation wave contacts each probe it shortens the circuit by bringing the two wires in contact. By measuring the signals obtained by either a counter or an oscilloscope one can measure the detonation velocity.

iii. Streak camera method

The method is shown in Figure 10⁽⁹⁾. The streak camera uses a mirror which rotates at the centre of the drum. The film is placed on the drum. The field of view of the camera lens is masked except for a narrow slit. The charge is aligned so that its axis is parallel to the slit of the camera. The light generated by the detonation front enters through the slit and after being reflected on the rotating mirror, leaves a mark on the film. Thus the streak camera trace is essentially a time distance record. The slope of the trace made by the luminous wave provides the velocity of detonation. A typical streak camera record is shown in Figure 11⁽¹⁰⁾.

iv. D'Autriche Method

This is the least sophisticated method. It is outlined in Figure 12⁽⁹⁾. The method uses a detonating cord both ends of which are inserted in the explosive at a known distance apart. A metal witness plate is placed close to the middle of the detonating cord. The detonation wave in the charge initiates the detonating cord at both ends. When the detonation waves travelling in opposite directions in the detonating cord collide,

they leave—a dent in the witness plate. This helps to find the position in the detonating cord at which the collision took place. Thus, the distance, and therefore the time, each wave travelled in the detonating cord can be found. The difference in the times the two waves travelled in the cord provides the time it took the detonation wave in the test charge to travel the distance l .

3.9.2 Detonation Pressure

The measurement of the detonation pressure is normally based on photographic techniques. These techniques require a streak camera and accurate experiments (aquarium technique). In the aquarium technique, a transparent liquid serves as a pressure gauge for measuring transient pressures. The transparent liquid has to be selected in such a way that the reflected wave at the gauge-liquid interface is either a weak shock or a very weak rarefaction. The technique, as described by Cook⁽⁸⁾ consists of the following two stages:

- i. Initially the Hugoniot of the liquid which serves as a gauge is determined. The experimental set up is shown in Figure 13. The method consists of the simultaneous measurement of the shock velocity at the free surface and the free surface velocity as the shock emerges from the transparent medium. Observations of the shock velocity and the free surface velocity are made by using a streak camera. By changing the height (h) of the liquid inside the container, one changes the shock velocity and the free surface velocity. By assuming that the particle velocity of the liquid at the interface is half of the free surface velocity the relationship between shock velocity and the particle velocity in the liquid (Hugoniot) is obtained.

ii. The experimental set up for the second part of the technique is shown in Figure 14. In this experiment, the velocity of detonation in the explosive charge and the initial transmitted shock velocity in the liquid are measured. From the transmitted shock velocity in the liquid and the known Hugoniot of the liquid, the initial pressure in the liquid can be calculated. The corresponding pressure in the detonation head is calculated by using the following relationship:

$$P_d = P_{il} [(\rho U_s)_{il} + \rho_{ie} U_{se}] / (2(\rho U_s)_{il})$$

where

P_d is the detonation velocity

ρ_{ie} is the initial density of the explosive

U_{se} is the detonation velocity

$(\rho U_s)_{il}$ is the initial impedance of the liquid and

P_{il} is the initial pressure in the liquid.

The initial pressure in the liquid is calculated by the well known relationship

$$P_{il} = \rho_1 U_{s1} U_{p1}$$

where P_{il} is the pressure in the liquid

U_{s1} is the shock velocity

U_{p1} is the particle velocity and

ρ_1 is the initial density of the liquid.

Because of the difficulty in measuring detonation pressures it is often necessary to calculate the detonation pressure from the detonation velocity by using the approximate formula:

$$P = \frac{\rho D^2}{4}$$

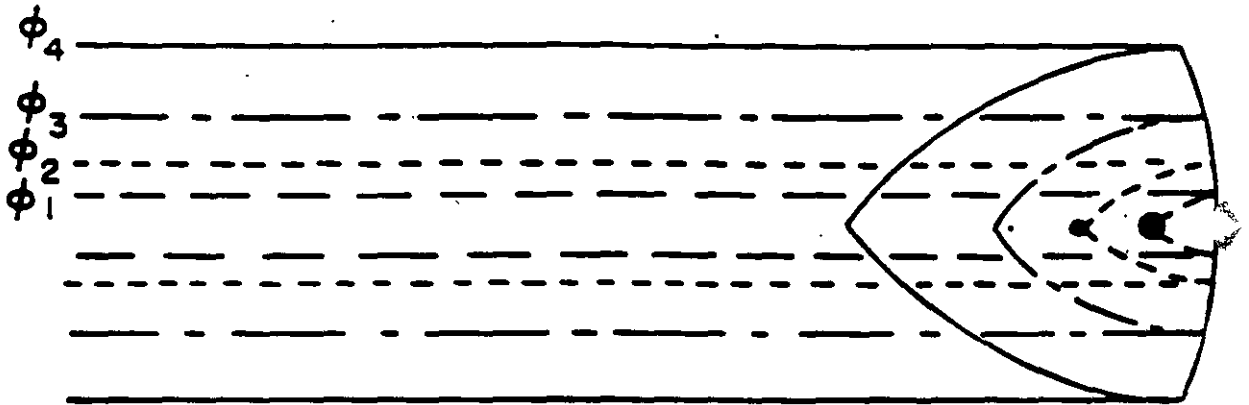
where P is the detonation pressure

ρ is the initial density of the explosive and

D is the measured detonation velocity.

3.10 References

1. Cook, M.A.: "The Science of High Explosives", Reinhold Book Corporation, New York, 1958.
2. Bauer, A.: "Explosives Technology Notes", Queen's University, Kingston, 1981.
3. Mader, C.: "LASL Explosives Property Data", Los Alamos Scientific Laboratory, University of California Press, 1981.
4. Johansson, C.H. and Persson, P.A.: "Detonics of High Explosives", Academic Press, London, New York, 1970.
5. Katsabanis, P.D.: "A Comparative Study of Emulsion and Slurry Explosives", M.Sc. Thesis, Queen's University, 1983.
6. Mader, C.: "Numerical Modelling on Detonation", University of California Press, 1981.
7. Meyer, R.: "Explosives", Verlag Chemie, Weinheim, New York, 1977.
8. Cook, M.A.: "The Science of Industrial Explosives", IRECO Chemicals, Salt Lake City, Utah, 1974.
9. Engineering Design Handbook, Principles of Explosives Behaviour, Headquarters, US Army Materiel Command, AMCP 706-180, 1972
10. Katsabanis, P.D.: "Studies on the Numerical Modelling of Explosives Performance and Sensitivity", Ph.D. Thesis, Dept. of Mining Engineering, Queen's University, 1987.
11. Atlas Powder Company : "Explosives and Rock Blasting", 1987.



DETONATION HEAD IN UNCONFINED CHARGES OF INCREASING DIAMETER AND THE REACTION OF A SOLID PARTICLE OF EXPLOSIVE

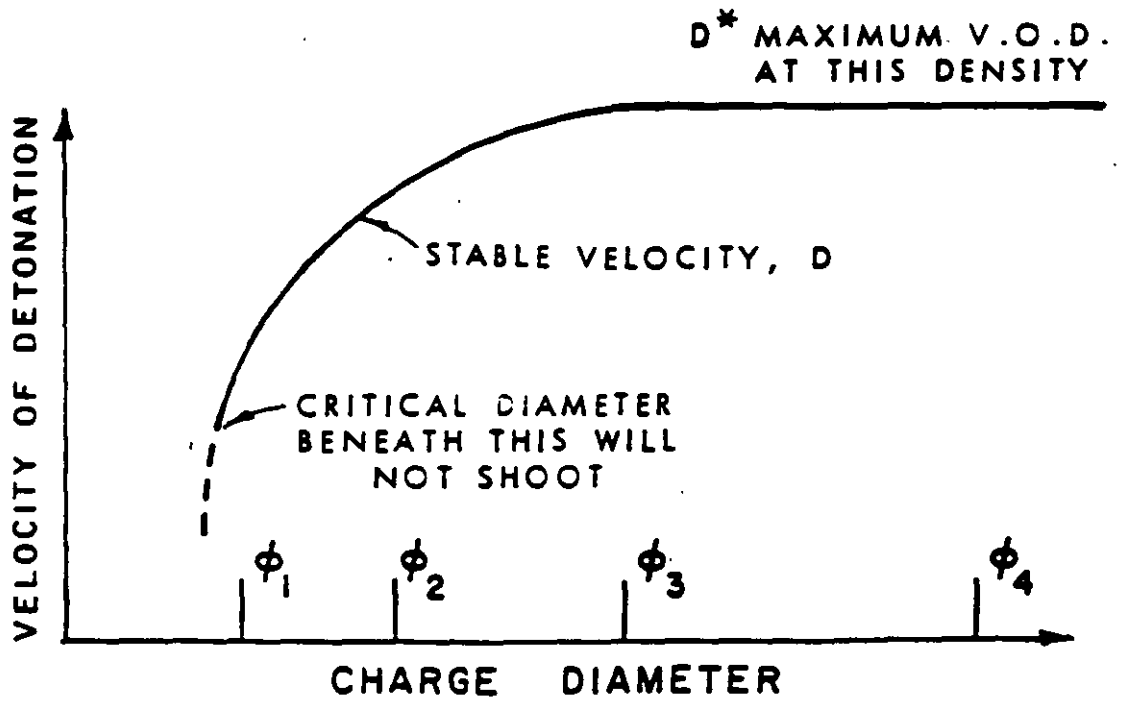


FIGURE 1: TYPICAL VELOCITY OF DETONATION CHARGE DIAMETER CURVE FOR A GRANULAR EXPLOSIVE (AFTER BAUER)

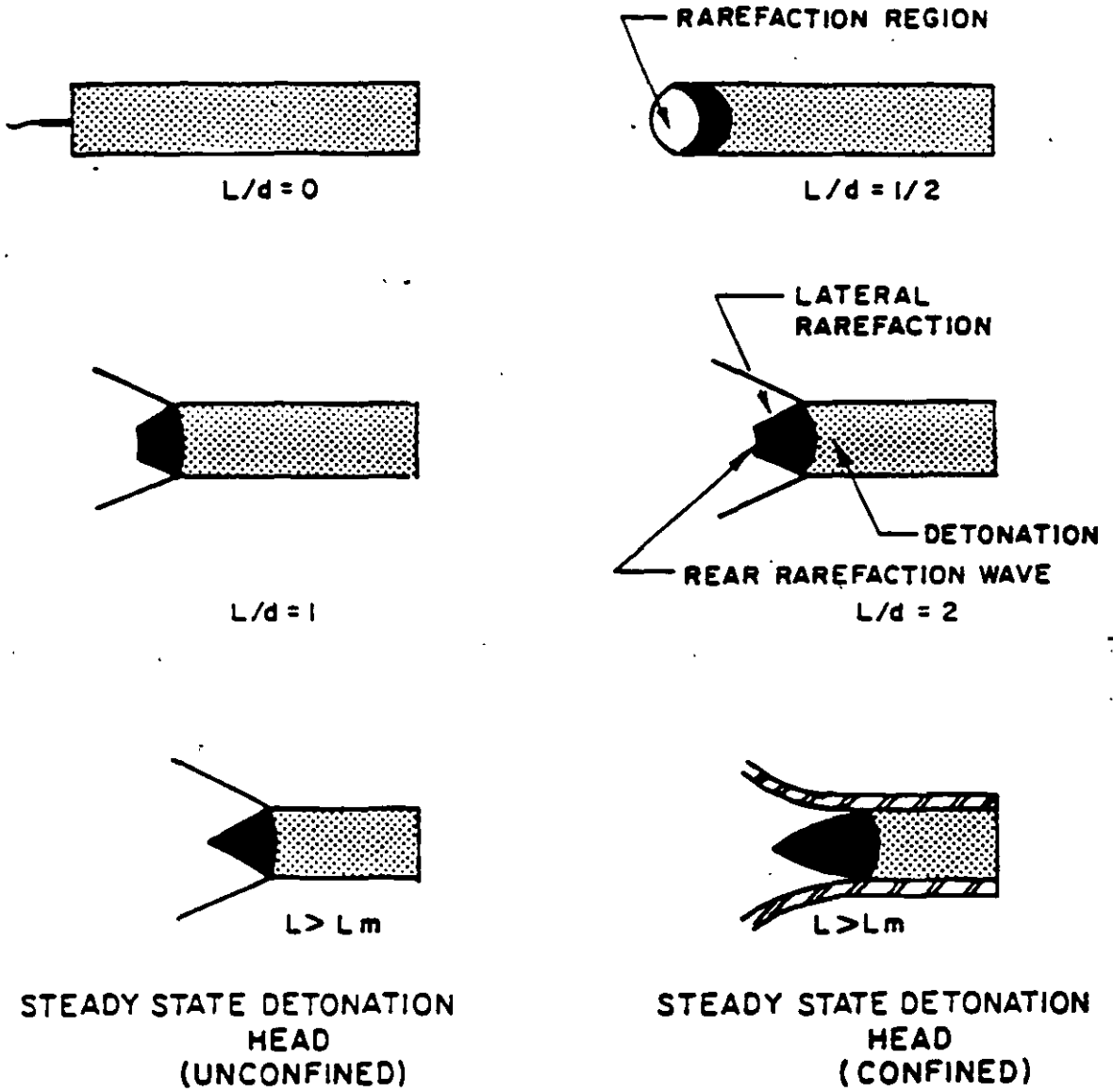
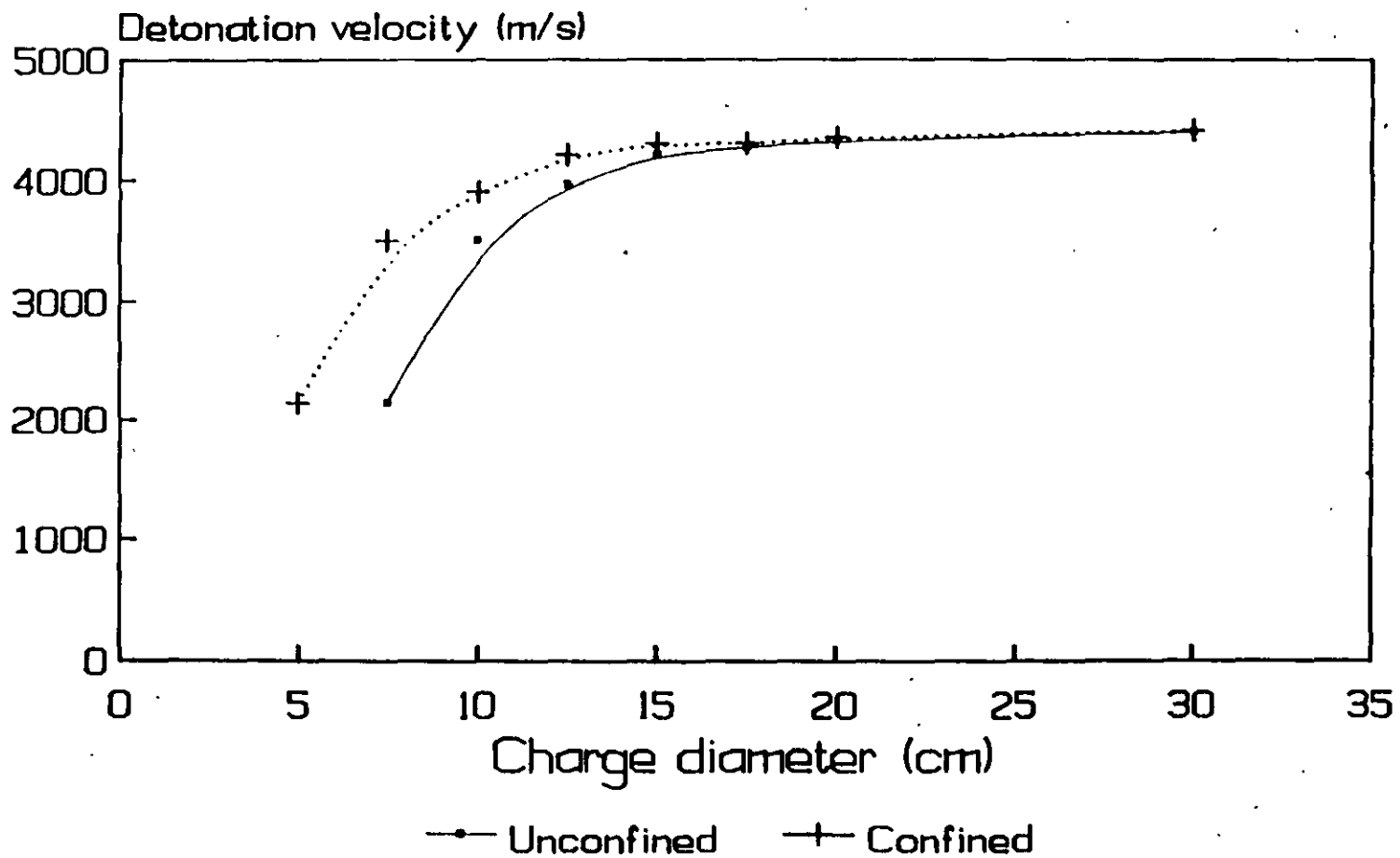


FIGURE 2. DEVELOPMENT OF THE DETONATION HEAD (AFTER COOK, 1958)

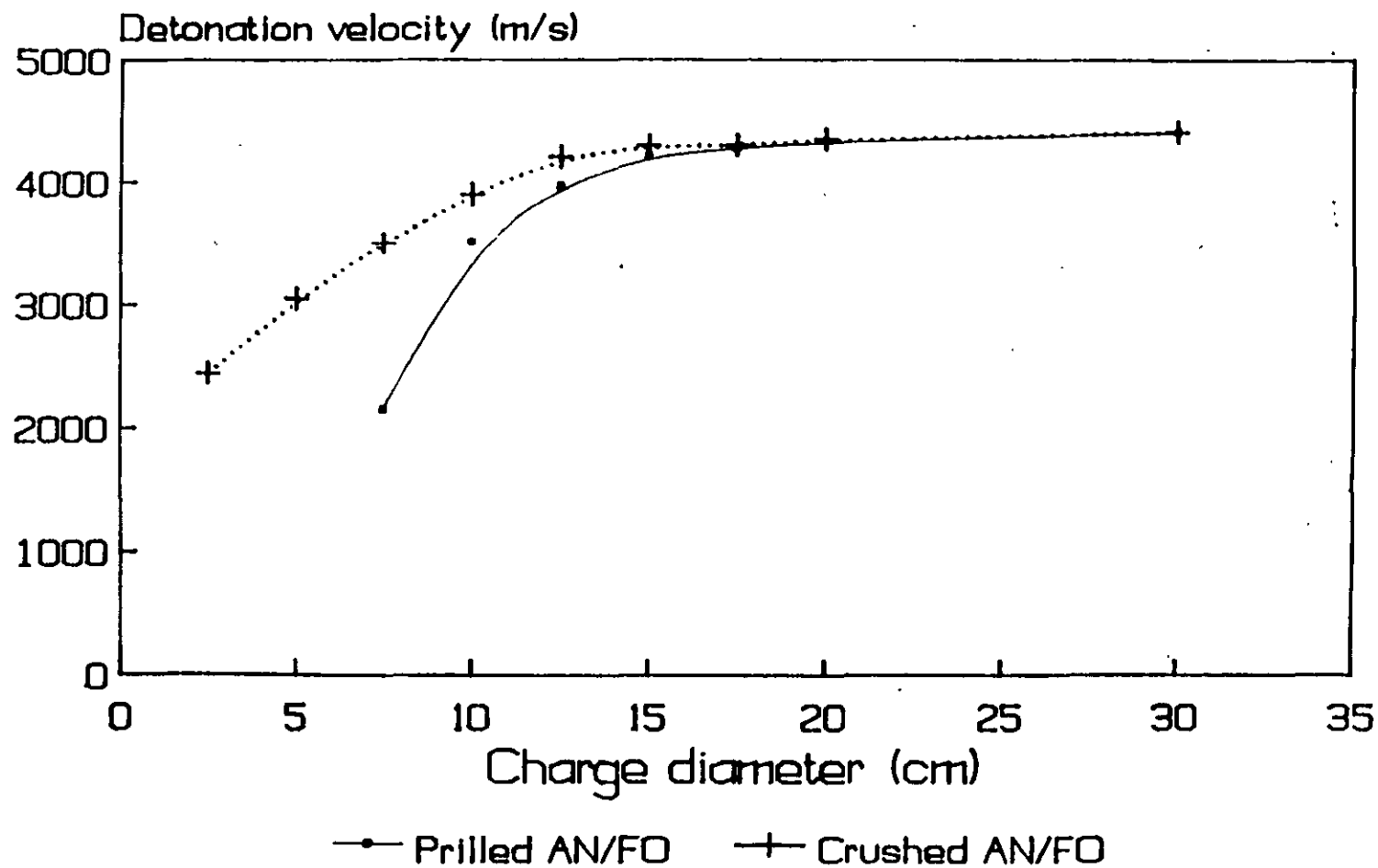
FIGURE 3: VOD - CHARGE DIAMETER CURVES FOR CONFINED AND UNCONFINED ANFO



density = 0.85g/cc

54

FIGURE 4: EFFECT OF THE PARTICLE SIZE ON THE VELOCITY - DIAMETER CURVE OF AN/FO

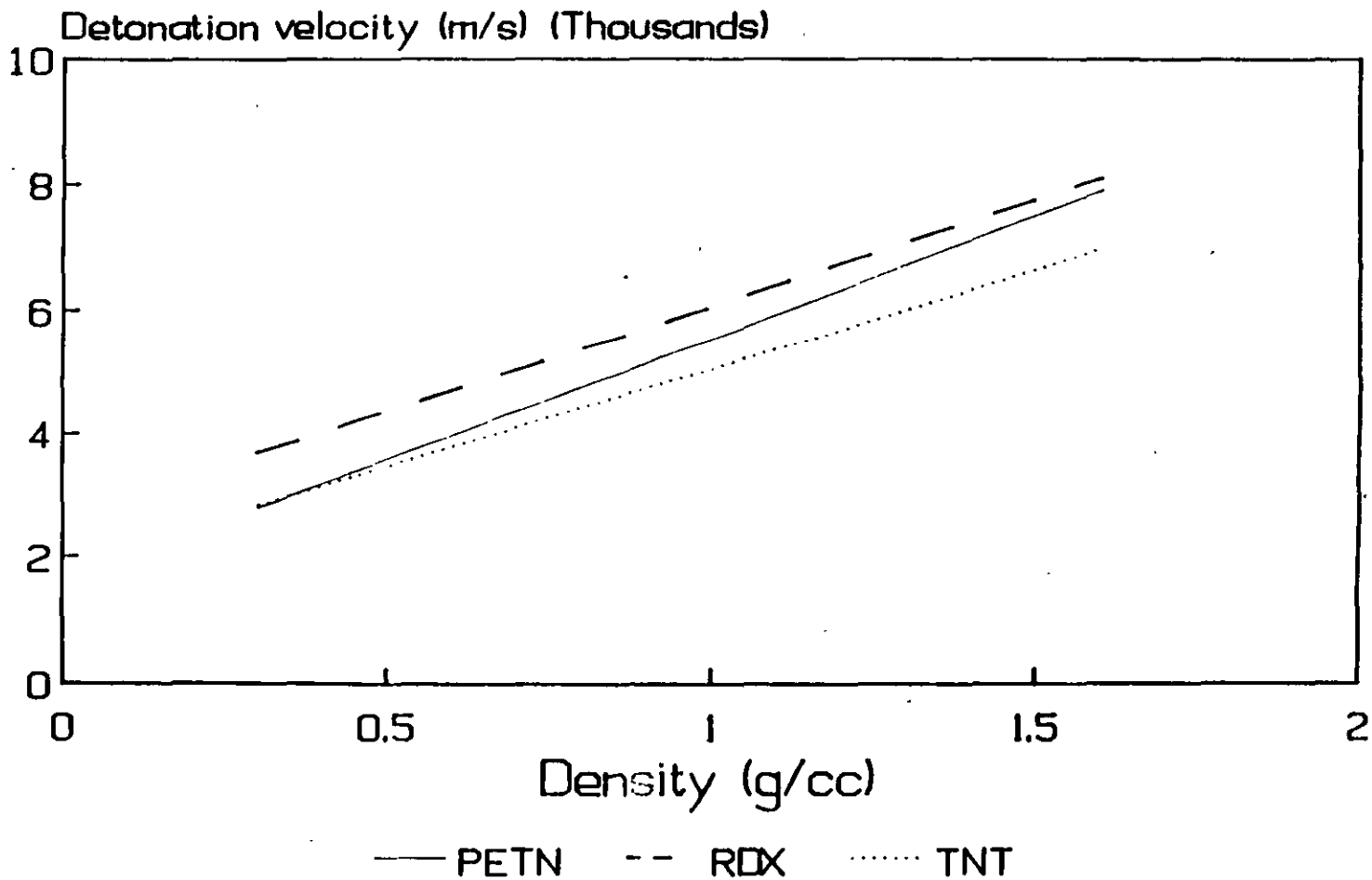


density = 0.85g/cc

55

169

FIGURE 5: DETONATION VELOCITY - DENSITY
RELATIONSHIPS



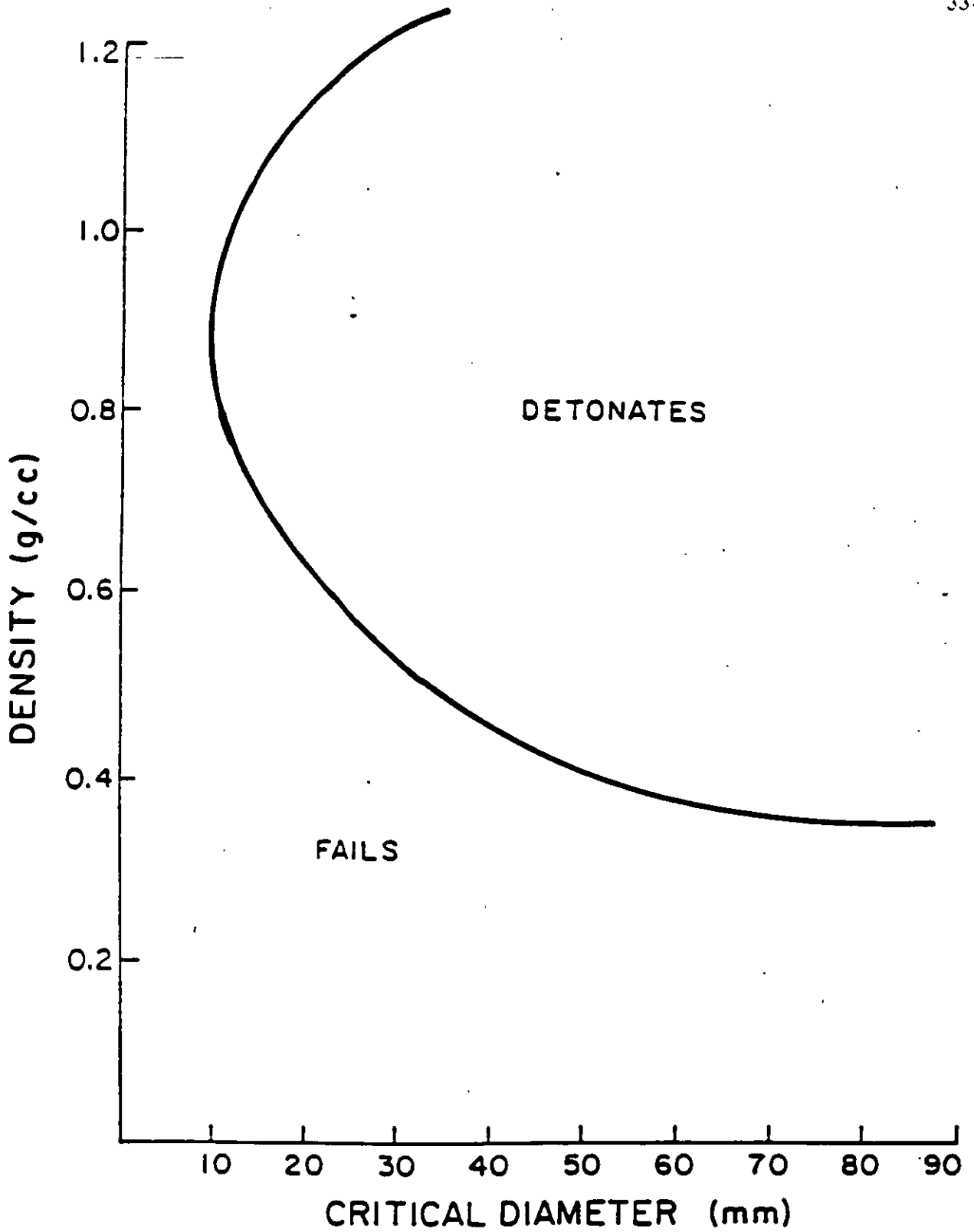
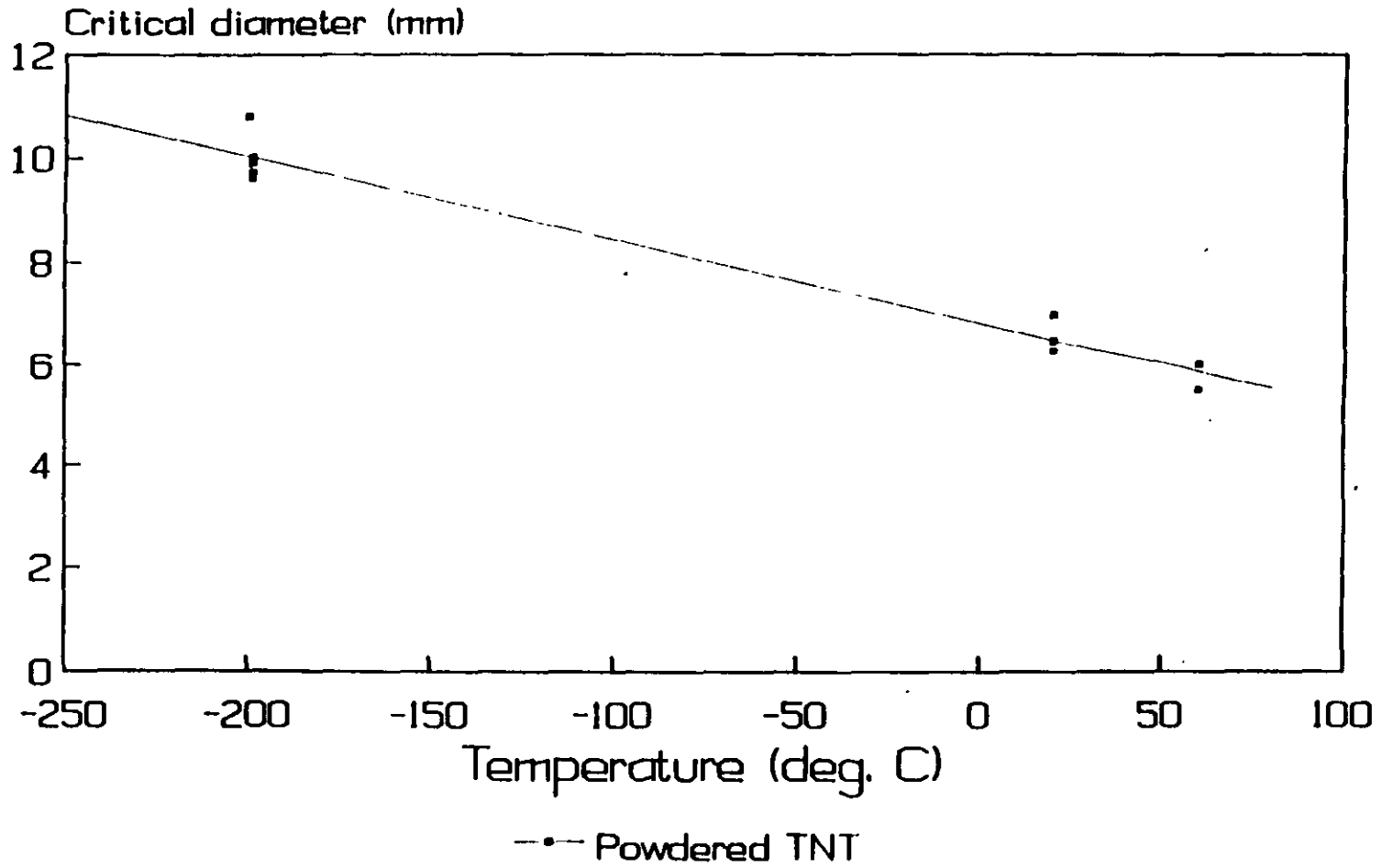


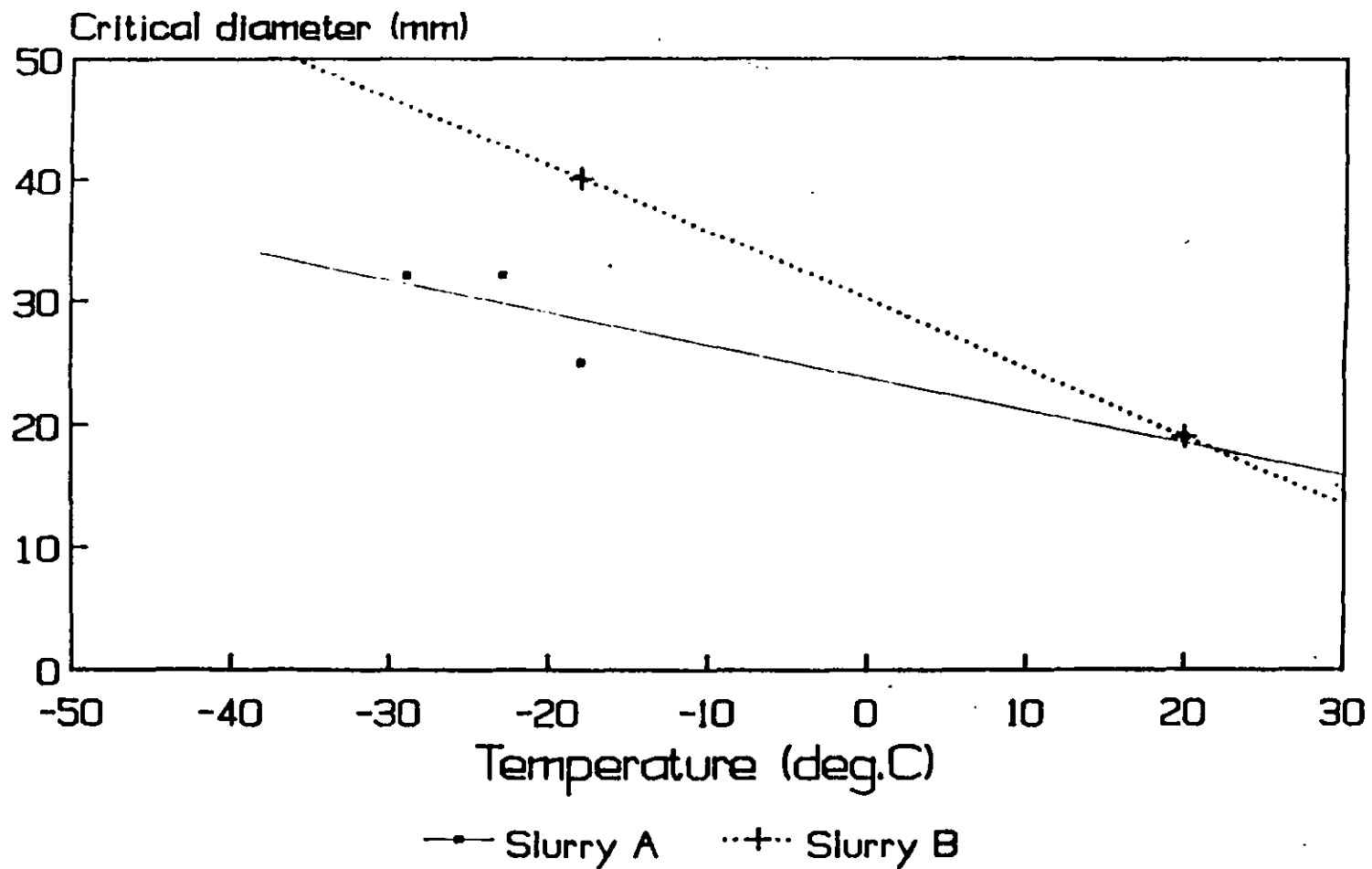
FIGURE 6: EFFECT OF THE DENSITY OF A TYPICAL EMULSION ON THE UNCONFINED CRITICAL DIAMETER

FIGURE 7: EFFECT OF TEMPERATURE ON THE CRITICAL DIAMETER OF TNT



58

FIGURE 8: EFFECT OF TEMPERATURE ON THE CRITICAL DIAMETER OF SLURRIES



59

171

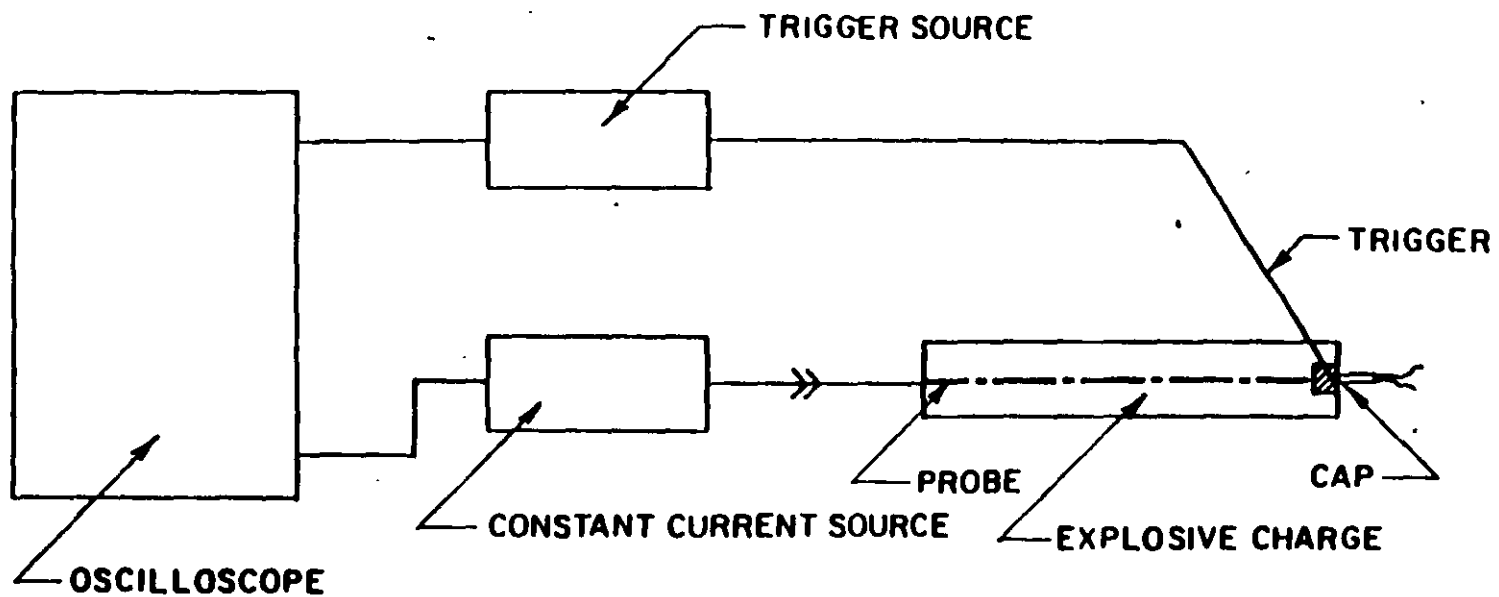


FIGURE 9. SCHEMATIC REPRESENTATION OF THE CONTINUOUS VELOCITY SYSTEM FOR THE MEASUREMENT OF THE VELOCITY OF DETONATION

09

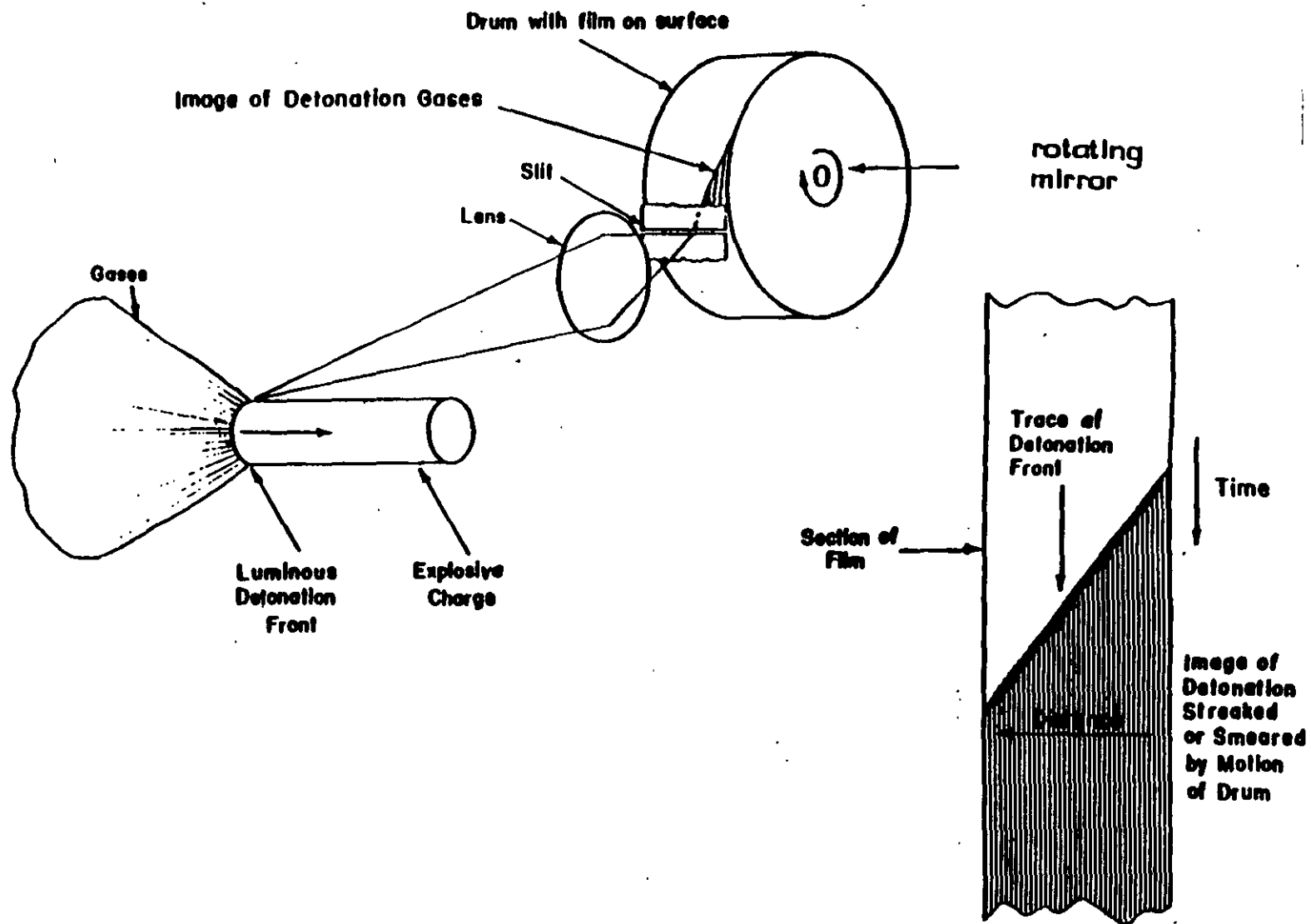


FIGURE 10: MEASUREMENT OF THE VELOCITY OF DETONATION BY USING A STREAK CAMERA (ref. 9)

61

17

37.

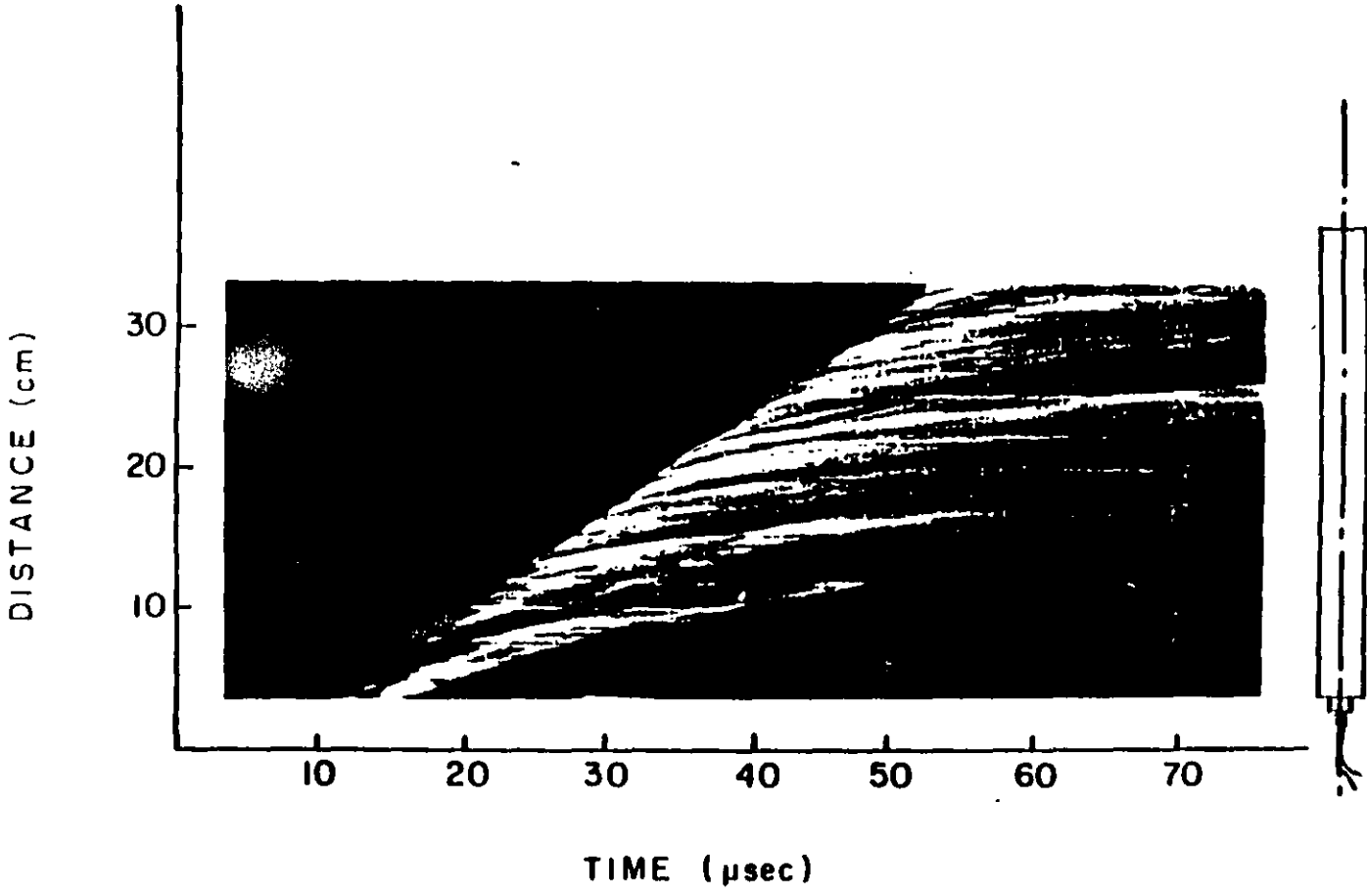


FIGURE 11; TYPICAL STREAK CAMERA RECORD FOR THE MEASUREMENT OF THE VELOCITY OF DETONATION OF PENTOLITE

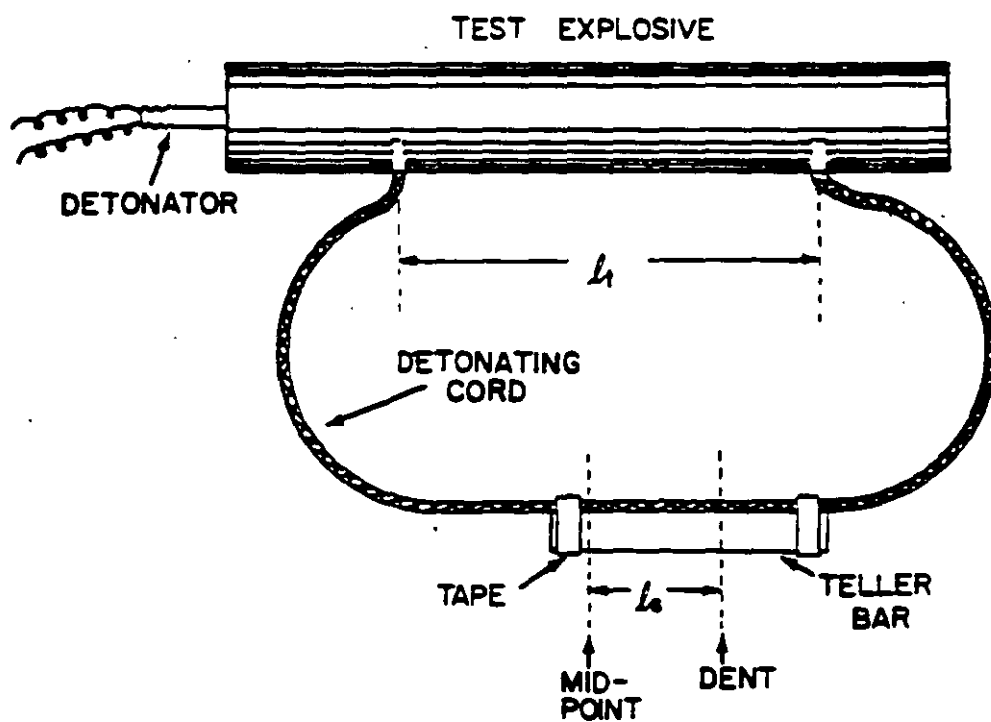


FIGURE 12. D'AUTRICHE METHOD FOR THE MEASUREMENT OF THE VELOCITY OF DETONATION

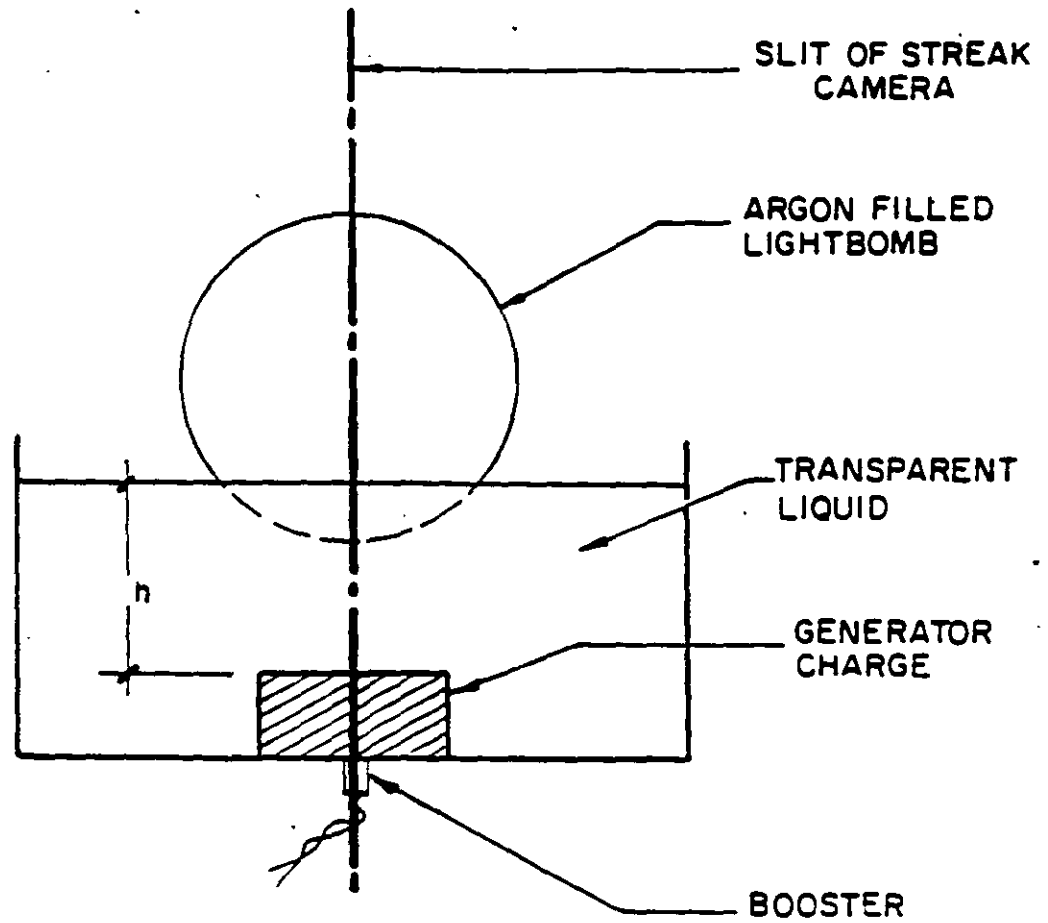


FIGURE 13: EXPERIMENTAL SET UP FOR DETERMINING THE HUGONIOT OF THE TRANSPARENT LIQUID

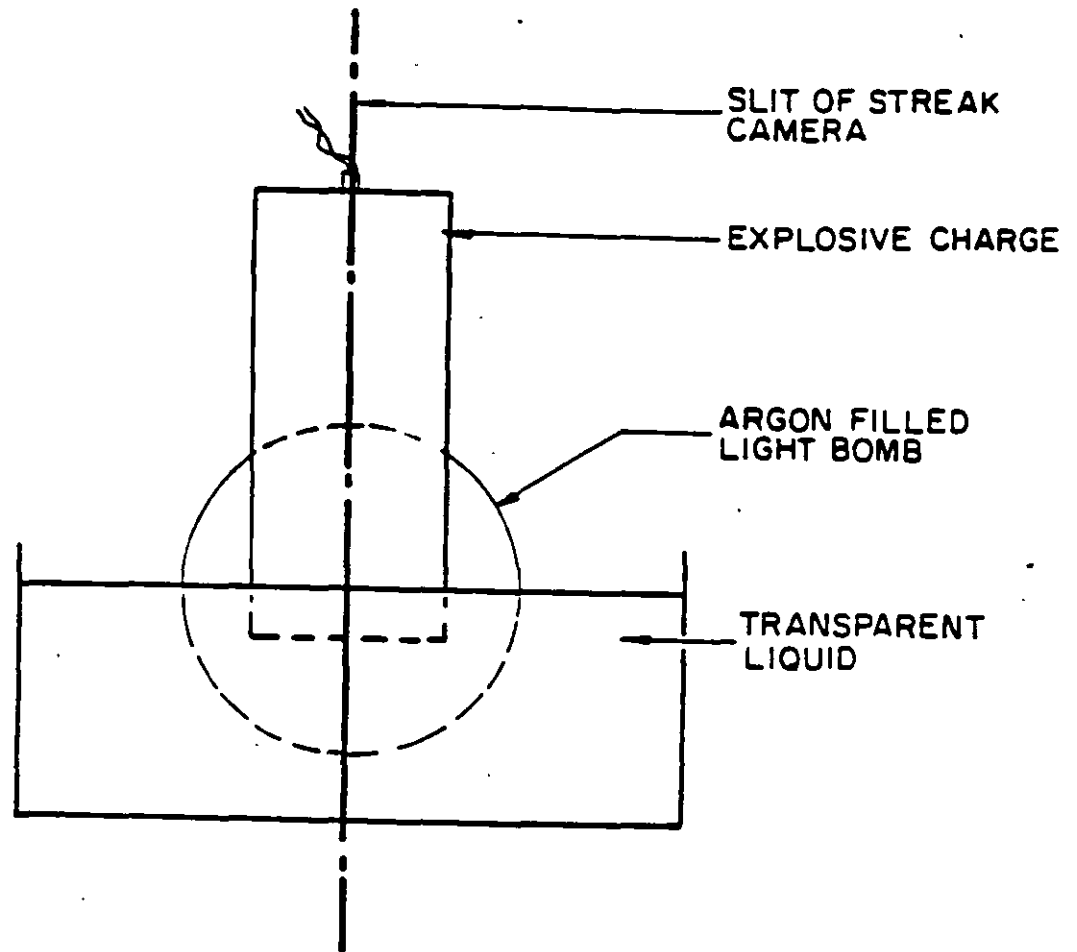


FIGURE 14: EXPERIMENTAL SET UP FOR THE MEASUREMENT OF THE DETONATION VELOCITY AND THE INITIAL SHOCK VELOCITY IN THE TRANSPARENT LIQUID

CHAPTER 4

GAP AND FRICTION SENSITIVITY OF EXPLOSIVES

4.1 Introduction

The gap sensitivity of explosive represents its ability to propagate through barriers. The gap sensitivity of an explosive is an important property to be considered in blasting operations. If the sensitivity is low, the detonation in the borehole can be interrupted because of obstacles (rocks) or air gaps. On the contrary, an explosive which is very sensitive can be dangerous to handle and can detonate sympathetically in the boreholes. Cross propagation of adjacent holes is very undesirable since this eliminates the effects of delays and results in excessive vibrations and poor fragmentation.

However one has to differentiate between solid gap and air gap sensitivity because the phenomena involved in each case are considerably different.

The friction sensitivity determines the safe handling of explosive charges. Charges can be subjected to friction forces when loaded in blastholes. These can be of a significant magnitude especially where pneumatic loaders are used.

4.2 Underdriven and Overdriven Detonations

The detonation state (C-J state) represents a dynamic stable condition. If the detonation wave encounters a small gap in the explosive charge, it will weaken temporarily and will come back to the original stable condition once the perturbation is passed.

The same will happen if the detonation wave encounters a part of the explosive which has greater energy. Temporarily it will strengthen but later it will reach the stable condition.

Consider the situation shown in Figure 1 a. A detonation is transmitted from a donor explosive to an acceptor explosive. In this case there are three possibilities; the shock wave transmitted in the acceptor can be stronger than the detonation wave in the acceptor, the shock wave can be of equal magnitude to the detonation wave in the acceptor or the shock wave can be of a smaller magnitude than the detonation wave in the acceptor. The first case is called overdriven and the last case underdriven detonation. It has been found that in the case of an overdriven wave the strength always decays until the C-J condition is reached. In the case of the underdriven wave the detonation builds up to the C-J value. However, there is a limiting strength below which the wave decays and detonation does not propagate. This limiting strength is of importance since it determines the conditions required for safe handling and reliable initiation of explosive materials.

4.3 The Gap Test

Experimentally a simple way to determine the sensitivity of an explosive to initiation is represented in the gap test. The gap test is shown in Figure 1 b. The experiment consists of a donor charge, an attenuator and an acceptor charge. By varying the attenuator thickness, different underdriven waves are transmitted to the acceptor. The thickness of the attenuator at which 50% of the times the acceptor detonates is called critical

gap thickness. At that thickness the shock wave in the acceptor has a limiting value above which the acceptor has a high probability of detonation. The gap material is normally a standard solid material. Air gaps are not desirable because hot decomposition products of the donor explosive will impinge directly on the acceptor.

The result of the gap test depends on the geometry of the donor and acceptor charges as well as the attenuator material and the donor explosive. For this purpose various laboratories standardize gap tests by using the same donor and the same attenuator material. Thus the results of the tests are indicative of the explosives shock sensitivity.

Typical gap tests are shown in Figures 2 and 3.

The following factors affect the result of a standard gap test:

1. Density. The effect of density is shown in Figure 4⁽²⁾ where the critical gap pressure is plotted against the percent of the theoretical maximum density. It is obvious that the explosive becomes less sensitive as the theoretical maximum density is approached. This is a general trend obtained in a variety of explosive compositions⁽²⁾.

2. Temperature. The effect of temperature is shown in Figure 5. This is a general trend for any material in which the reaction rate increases with temperature⁽²⁾.

3. Composition. It is obvious that the result of the gap test is composition dependant. It has been found that if wax is added to RDX or TNT, the shock sensitivity is decreased. However if wax is added to ammonium nitrate, the sensitivity is drastically increased. This happens because of the combination of an oxidizer

with a fuel and the dominant factor is the oxidation-reduction reaction. Figure 6 is typical of this phenomenon⁽²⁾.

4. Acceptor diameter. Initiation is controlled not only from the magnitude of the impacting shock wave but from its duration as well. The reduction of the diameter of the acceptor has changed the duration of the shock wave. It is recommended that the charges are tested at a diameter above the minimum diameter for ideal detonation, where this is possible. According to Price the critical initiating pressure - diameter relationship should follow a curve as in Figure 7⁽⁵⁾. Experimental results by Moulard indicate the same trend for Composition B⁽⁶⁾.

5. Confinement. Price has found that confinement of the acceptor in the test prevents the lateral rarefaction from producing a large disturbance. The confinement gives a result which is comparable to that which would be obtained for a very much larger diameter unconfined charge. The result may approach that which would be obtained in the one dimensional flow⁽²⁾. In Figure 8 the critical gap pressures for confined charges are compared to the critical cap pressures of unconfined charges. It is obvious that confinement increases the sensitivity of explosives.

4.4 Air Gap Sensitivity

This term denotes the initiation of an explosive charge without a priming device by the detonation of another charge in the neighbourhood. The transmission mechanism is complex. The important parameters are the shock wave, the hot reaction products of the donor and the flying parts from the casing of the donor charge. Various tests are conducted to determine the air gap

sensitivity of explosives. In Europe the smallest diameter of manufacture is used in the test charges which are tested unconfined⁽³⁾. This will provide the largest gap below which detonation will always be observed. Confinement however affects the result. For this purpose coal mining explosives are tested in pipes which simulate boreholes. It is recommended that gap tests simulating the conditions of application are performed to determine the gap sensitivity of a particular product.

4.5 Initiation by Friction

The mechanism of heating by friction has been investigated by Bowden and co-workers. When solid bodies are pressed against each other contact will occur only at the summits of the surface irregularities. The total area of contact is a small fraction of the total surface area⁽⁴⁾. When the bodies are sliding against each other heat is developed at the regions of contact. Hot spots are created at the points of contact and their temperature depends on the pressure, sliding velocity and heat conductivity of the sliding material. The contact material with the lowest melting point determines the hot spot temperature. When melting occurs its supporting capacity is taken over by other points⁽⁴⁾. According to Bowden if the melting point of the slider is below the critical hot spot temperature for the explosive, detonation does not occur.

Several friction tests have been developed. The Swedish⁽⁴⁾ developed a friction test in which the explosive is subjected to stresses similar to those when the explosive is charged in boreholes. The test consists of a block of granite which has a semi-cylindrical groove. A thin layer of explosive is placed in

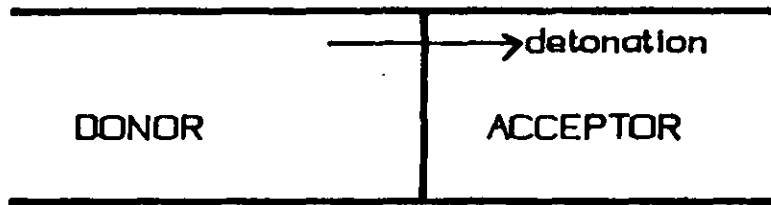
the groove and a slider moves on top. Various loads are put on the slider. The slider moves at a constant speed and the result is recorded as a function of the load.

In Germany a sample is placed on a roughened porcelain plate⁽³⁾. The sample is put on top of it and a porcelain cylinder is placed on top with various loads. The plate moves at a certain speed and the result is recorded as a function of the load.

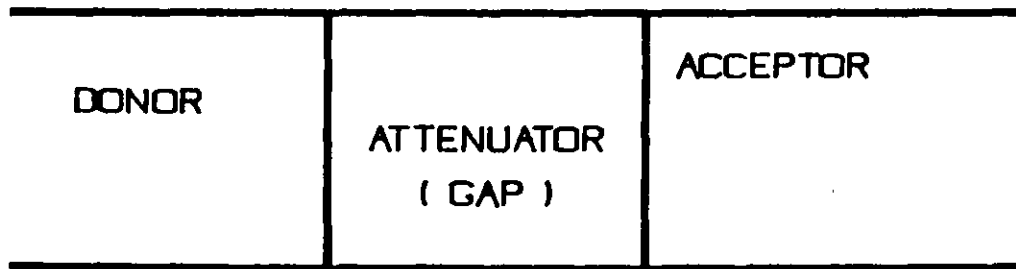
Similar tests have been developed in other countries.

4.6 References

1. U.S. Army: "Engineering Design Handbook. Principles of Explosives Behaviour", AMXP 706-180, 1972.
2. Zerilli, F.: "Notes from Lectures on Detonation Physics", Naval Surface Weapons Laboratory, 1981.
3. Meyer, R.: "Explosives", Verlag Chemie, Weinheim, New York, 1977.
4. Johansson, C.H. and Persson, P.A.: "Detonics of High Explosives", Academic Press, London, New York, 1970.
5. Price, D.: "Critical Parameters for Detonation Propagation and Initiation of Solid Explosives", Naval Surface Weapons Center, 1981.
6. Moulard, H.: "Critical Conditions for Shock Initiation of Detonation by Small Projectile Impact", Seventh International Symposium on Detonation, Maryland, 1981.



(a)



(b)

FIGURE 1. TYPICAL GAP TEST CONFIGURATION

72

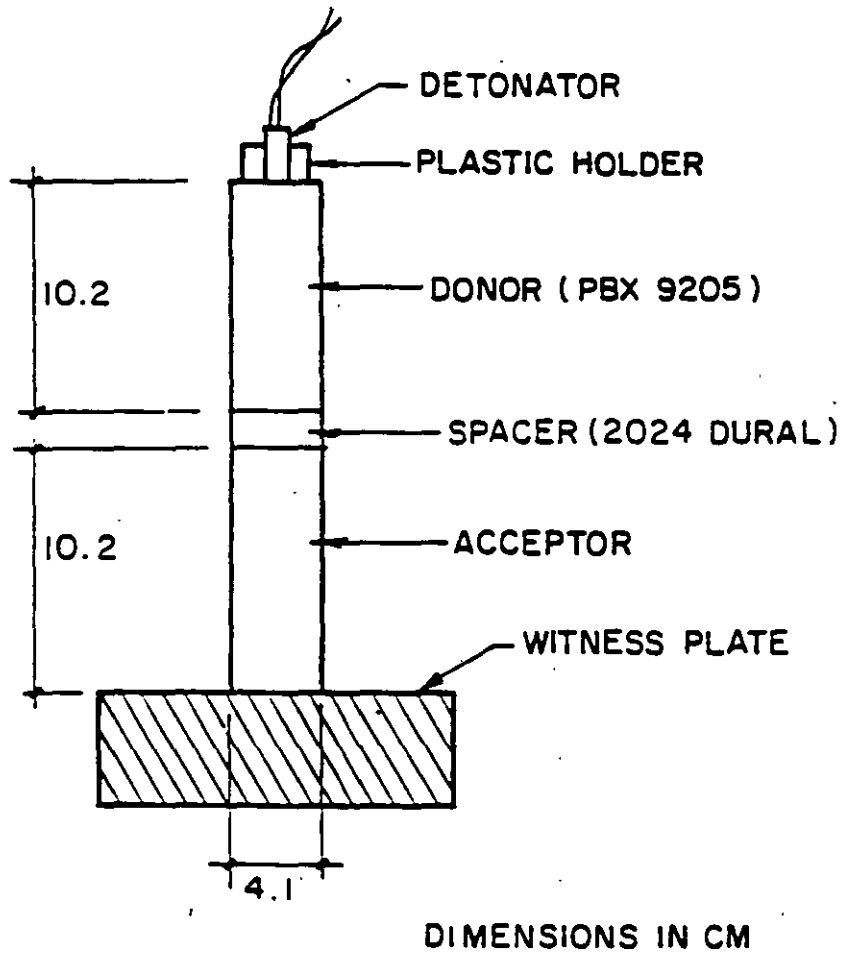


FIGURE 2: THE LOS ALAMOS LARGE GAP TEST

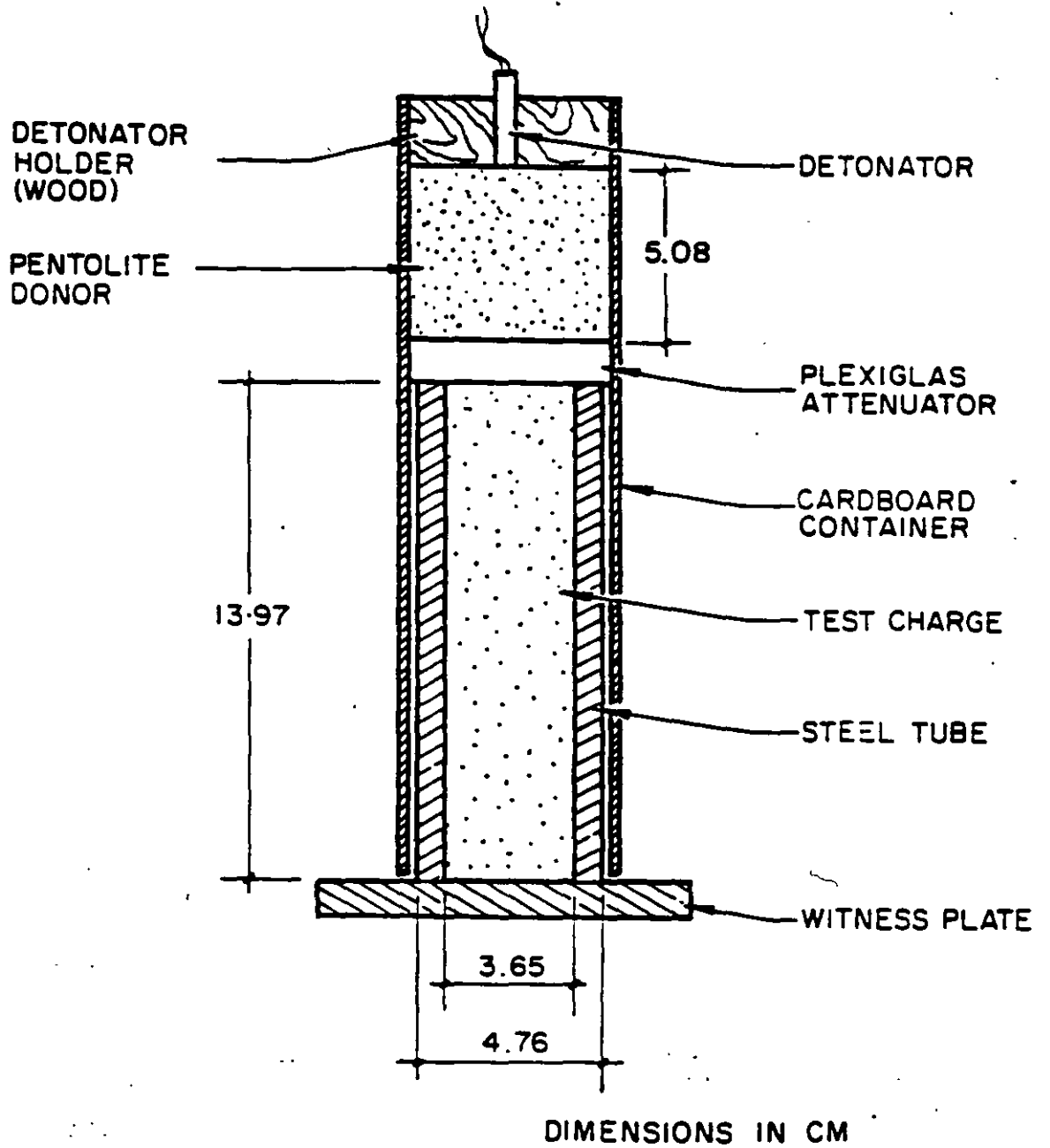
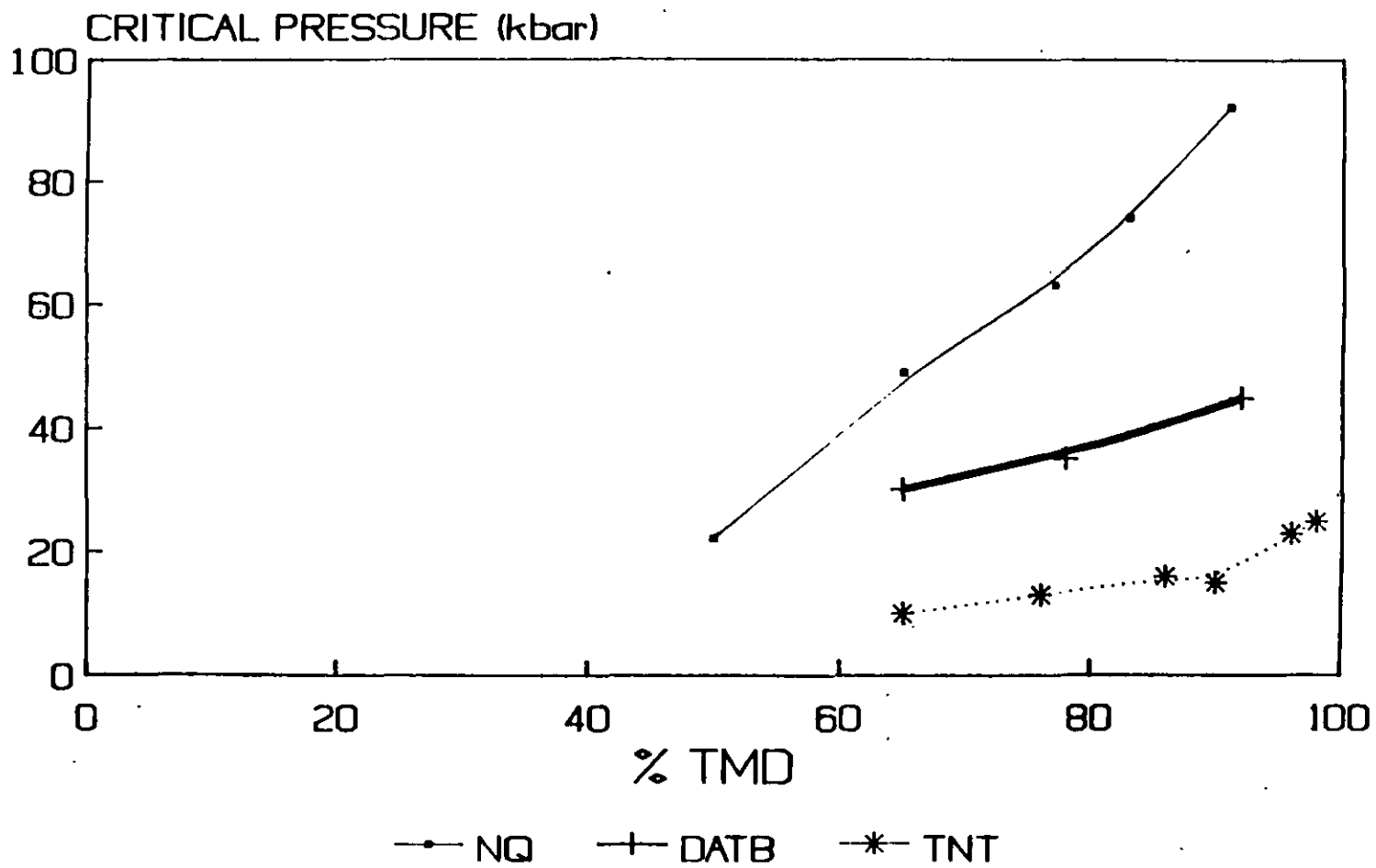


FIGURE 3: THE NOL GAP TEST

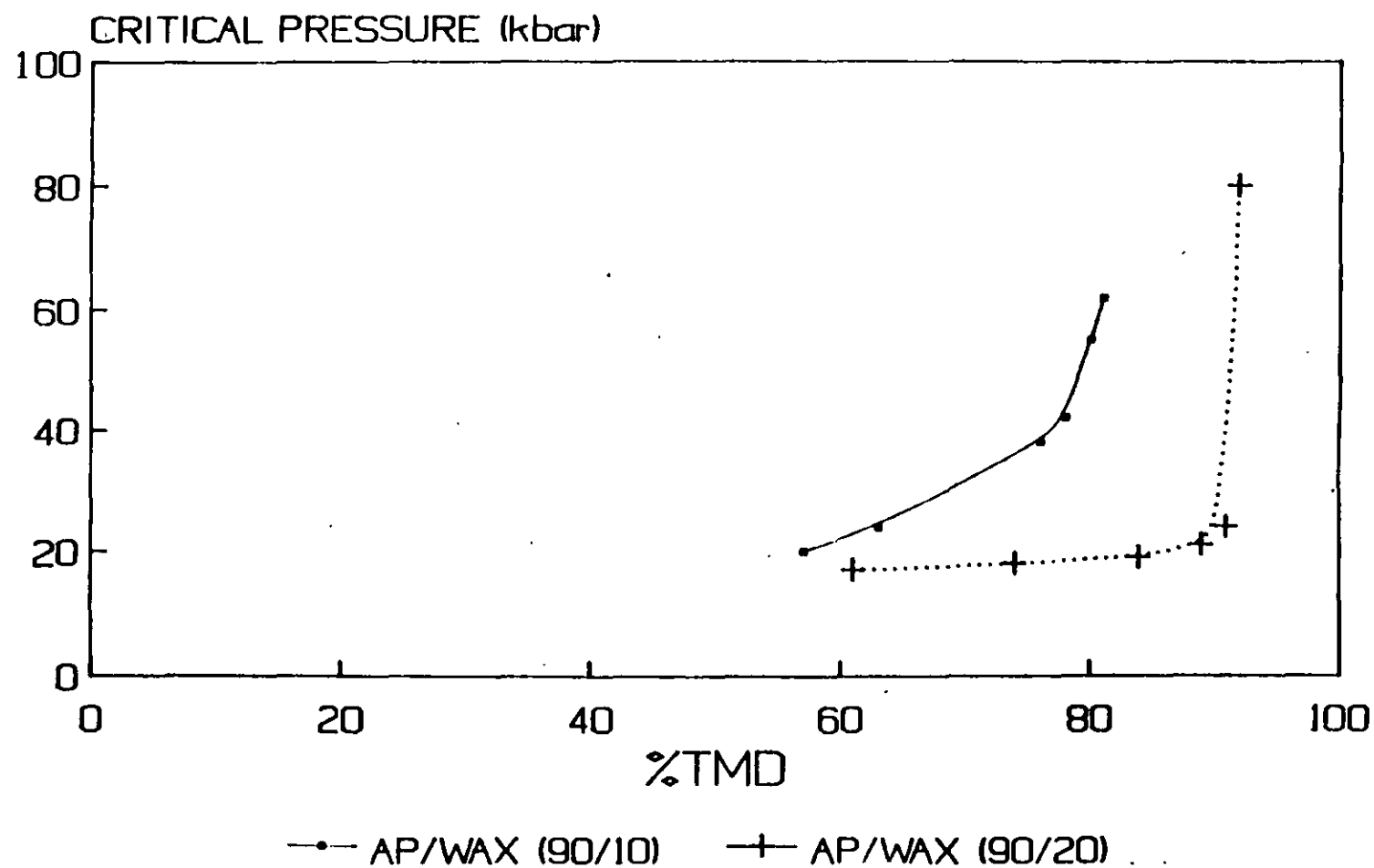
FIGURE 4: EFFECT OF DENSITY ON
CRITICAL GAP PRESSURE



75

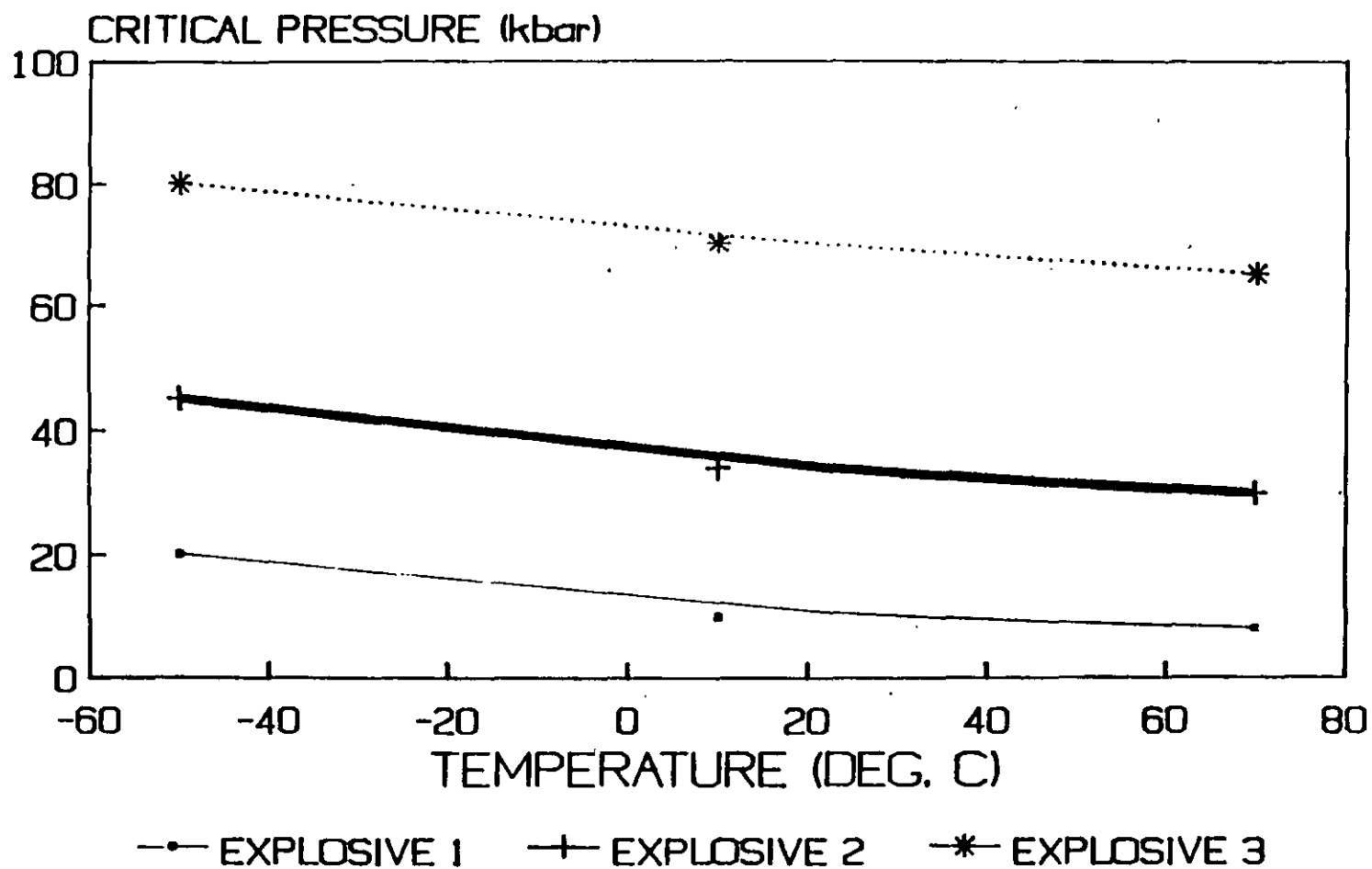
179

FIGURE 5: EFFECT OF THE COMPOSITION ON
CRITICAL GAP PRESSURE



76

FIGURE 6: EFFECT OF TEMPERATURE ON THE CRITICAL GAP PRESSURE



77

18c

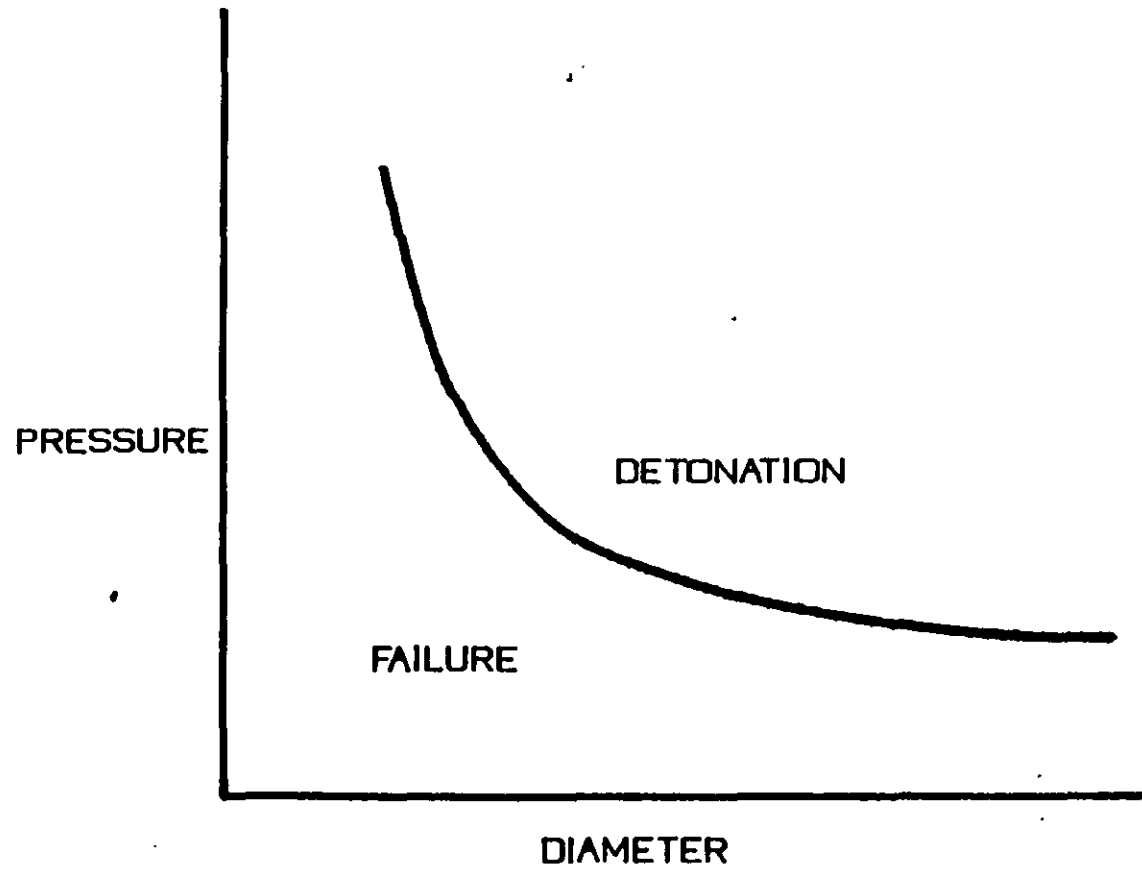
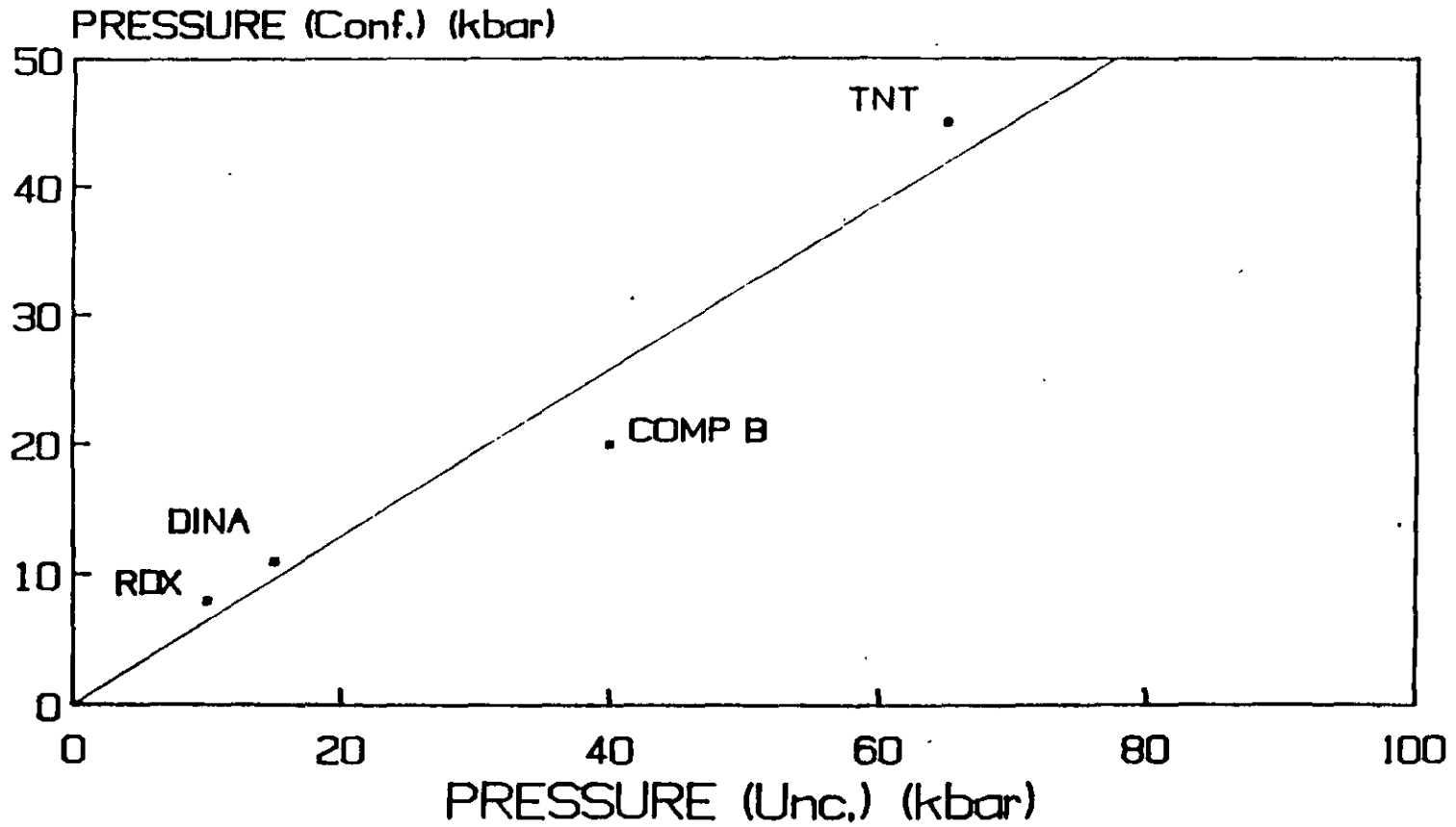


FIGURE 7: VARIATION OF CRITICAL PRESSURE WITH DIAMETER

78

FIGURE 8: EFFECT OF CONFINEMENT ON CRITICAL GAP PRESSURE



bz

181

SURFACE BLAST DESIGN

This article is an excerpt from Bureau of Mines circular IC 8925,
"Surface Blast Design."

BLASTHOLE DIAMETER

The size of blasthole is the first consideration of any blast design. The blasthole diameter, along with the type of explosive being used and the type of rock being blasted, will determine the burden. All other blast dimensions are a function of the burden. This discussion assumes that the blaster has the freedom to select the borehole size. In many operations one is limited to a specific size borehole based on available drilling equipment.

Practical blasthole diameters for surface mining range from

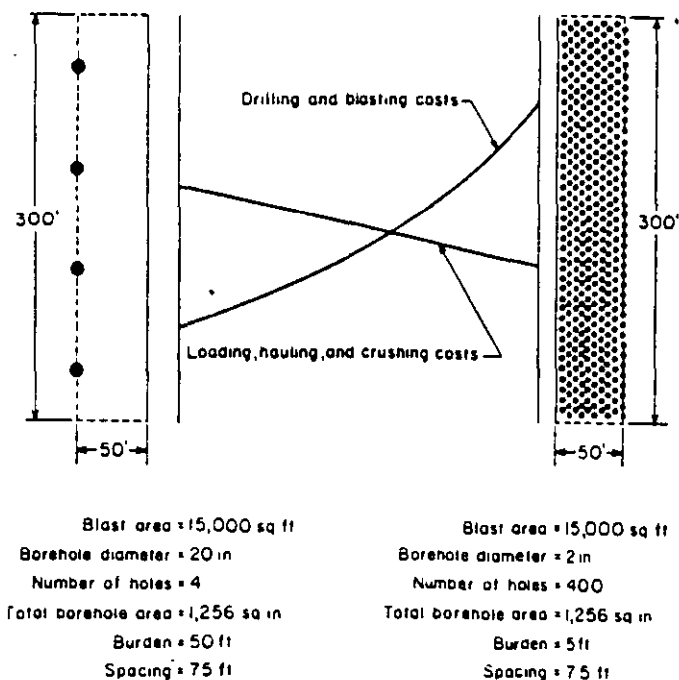


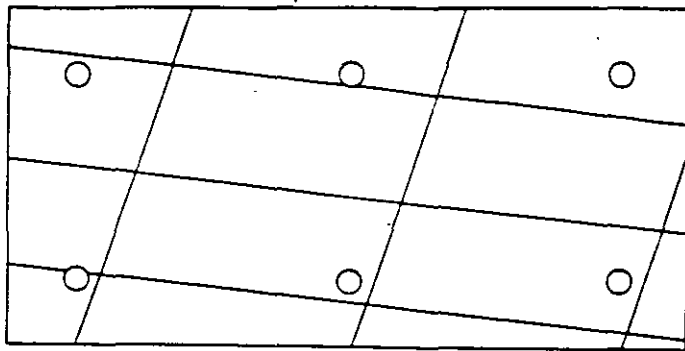
Figure 65.—Effect of large and small blastholes on unit costs.

2 to 17 in. As a general rule, large blasthole diameters yield low drilling and blasting costs because large holes are cheaper to drill per unit volume and less sensitive, cheaper blasting agents can be used in larger diameters. However, larger diameter blastholes also result in large burdens and spacings and collar distances and hence, they tend to give coarser fragmentation. Figure 65 illustrates this comparison using 2- and 20-in-diameter blastholes as an example. Pattern A contains four 20-in blastholes and pattern B contains 400 2-in blastholes. In all bench blasting operations some compromise between these two extremes is chosen. Each pattern represents the same area of excavation, 15,000 sq ft, each involves approximately the same volume of blastholes, and each can be loaded with about the same weight of explosive.

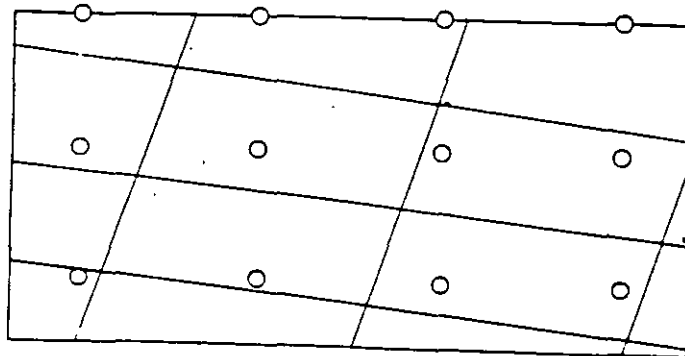
In a given rock formation, the four-hole pattern will give relatively low drilling and blasting costs. Drilling costs for the large blastholes will be low, a low-cost blasting agent will be used, and the cost of detonators will be minimal. However, in a difficult blasting situation, the broken material will be blocky and nonuniform in size, resulting in higher loading, hauling, and crushing costs as well as requiring more secondary breakage. Insufficient breakage at the toe may also result.

On the other hand, the 400-hole pattern will yield high drilling and blasting costs. Small holes cost more to drill per unit volume, powder for small-diameter blastholes is usually more expensive, and the cost of detonators will be higher. However, the fragmentation will be finer and more uniform, resulting in lower loading, hauling, and crushing costs. Secondary blasting and toe problems will be minimized. Size of equipment, subsequent processing required for the blasted material, and economics will dictate the type of fragmentation needed, and hence the size of blasthole to be used.

Geologic structure is a major factor in determining blasthole diameter. Planes of weakness such as joints and beds, or zones of soft, incompetent rock tend to isolate large blocks of rock in the burden. The larger the blast pattern, the more likely these blocks are to be thrown unbroken into the muckpile.



Larger holes



Smaller holes

Figure 66.—Effect of jointing on selection of blasthole size.

Note that in the top pattern in figure 66 some of the blocks are not penetrated by a blasthole, whereas in the smaller bottom pattern all of the blocks contain at least one blasthole. Owing to the better explosives distribution, the bottom pattern will give better fragmentation.

As more blasting operations are carried out near populated areas, environmental problems such as airblast and flyrock often occur because of an insufficient collar distance above the explosive charge. As the blasthole diameter increases, the collar distance required to prevent violence increases. The ratio of collar distance to blasthole diameter required to prevent violence varies from 14:1 to 28:1, depending on the relative densities and velocities of the explosive and rock, the physical condition of the rock, the type of stemming used, and the point of initiation. A larger collar distance is required where the sonic velocity of the rock exceeds the detonation velocity of the explosive or where the rock is heavily fractured or low in density. A top-initiated charge requires a larger collar distance than a bottom-initiated charge. As the collar distance increases, the powder distribution becomes poorer resulting in poorer fragmentation of the rock in the upper part of the bench.

Ground vibrations are controlled by reducing the weight of explosive fired per delay interval. This is more easily done with small blastholes than with large blastholes. In many situations where an operator uses large-diameter blastholes near populated areas, several delayed decks must be used within each hole to control vibrations.

Large holes with large blast patterns are ideally suited to an operation with the following characteristics: A large volume of material to be moved; large loading, hauling, and crushing equipment; no requirement for fine, uniform fragmentation; an

easily broken toe; few ground vibration or airblast problems (few nearby neighbors); and a relatively homogeneous, easily fragmented rock without excessive, widely spaced planes of weakness or voids. Many blasting jobs, however, present constraints that require smaller blastholes.

In the final analysis, the selection of blasthole size is based on economics. It is important to consider the economics of the overall excavation or mining system. Savings realized through indiscriminate cost cutting in the drilling and blasting program may well be lost through increased loading, hauling, and crushing costs and increased litigation costs owing to disgruntled neighbors.

TYPES OF BLAST PATTERNS

There are three commonly used drill patterns; square, rectangular, and staggered. The square drill pattern (fig. 67) has equal burdens and spacings, while the rectangular pattern has a larger spacing than burden. In both the square and rectangular patterns, the holes of each row are lined up directly behind the holes in the preceding row. In the staggered pattern (fig. 67), the holes in each row are positioned in the middle of the spacings of the holes in the preceding row. In the staggered pattern, the spacing should be larger than the burden.

The staggered drilling pattern is used for row-on-row firing; that is, where the holes of one row are fired before the holes in the row immediately behind them as shown in figure 68. The square or rectangular drilling patterns are used for firing V-cut (fig. 69) or echelon rounds. Either side of the blast round in figure 69 by itself would be called an echelon blast round. In V-cut or echelon blast rounds the burdens and subsequent rock displacement are at an angle to the original free face. Looking at figure 69, with the burdens developed at a 45° angle to the original free face, you can see that the originally square drilling pattern has been transformed to a staggered blasting pattern with a spacing twice the burden. The simple patterns discussed here account for the vast majority of the surface blasts fired.

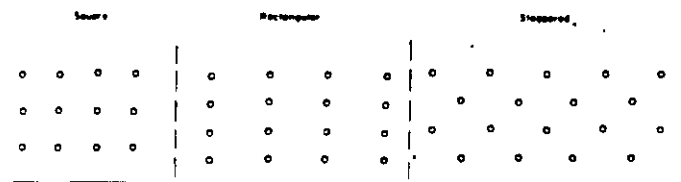
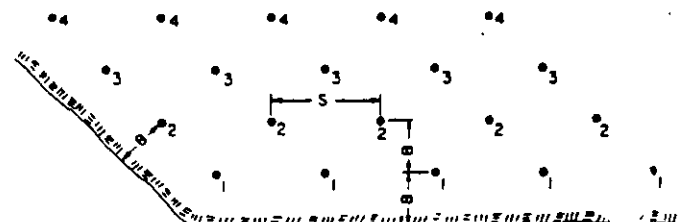


Figure 67.—Three basic types of drill pattern.



S • 2B

Figure 68.—Corner cut staggered blast pattern—Simultaneous initiation within rows (blasthole spacing, S, is twice the burden, B).

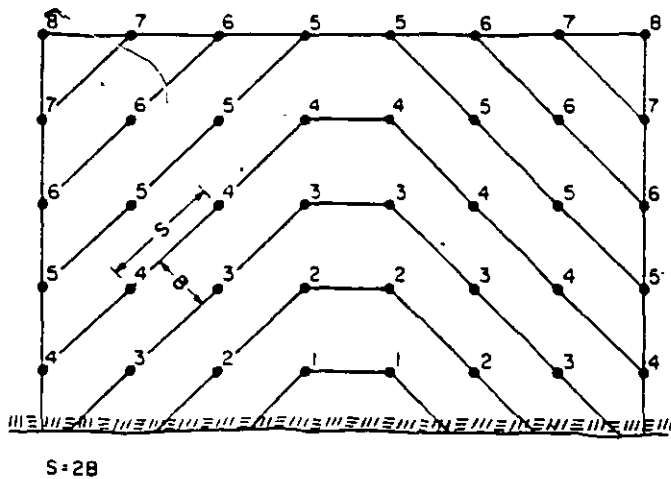


Figure 69.—V-echelon blast round (true spacing, S, is twice the true burden, B).

BURDEN

Figure 70 is an isometric view showing the relationship of the various dimensions of a bench blast. The burden is defined as the distance from a blasthole to the nearest free face at the instant of detonation. In multiple row blasts, the burden for a blasthole is not necessarily measured in the direction of the original free face. One must take into account the free faces developed by blastholes fired on lower delay periods. As an example, in figure 68, where one entire row is blasted before the next row begins, the burden is measured in a perpendicular direction between rows. However, in figure 69 the blast progresses in a V-shape. In this situation, the true burden on most of the holes is measured at an angle of 45° from the original free face, as shown in the figure.

It is very important that the proper burden be calculated, taking into account the blasthole diameter, the relative density of the rock and the explosive, and to some degree, the length of the blasthole. An insufficient burden will cause excessive airblast and flyrock. Too large a burden will give inadequate fragmentation, toe problems, and excessive ground vibrations. Where it will be necessary to drill a round before the previous round has been excavated, it is important to stake out the first

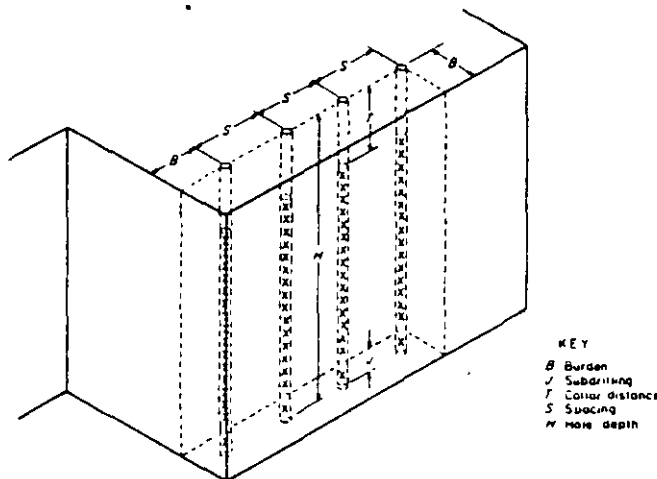


Figure 70.—Isometric view of a bench blast.

row of the second round before the first round is fired. This will assure a proper burden on the first row of blastholes in the second blast round.

The burden dimension is a function of the charge diameter. For bulk-loaded charges, the charge diameter is equal to the blasthole diameter. For tamped cartridges, the charge diameter will be between the cartridge diameter and the blasthole diameter, depending on the degree of tamping. For untamped cartridges the charge diameter is equal to the cartridge diameter. When blasting with AN-FO or other low density blasting agents with densities near 0.85 g/cu cm, in typical rock with a density near 2.7 g/cu cm, the normal burden is approximately 25 times the charge diameter. When using denser products such as slurries or dynamites, with densities near 1.2 g/cu cm, the normal burden is approximately 30 times the charge diameter. It should be stressed again that these are first approximations, and field testing often results in minor adjustments to these values. The burden-to-charge-diameter ratio is seldom less than 20 or seldom more than 40, even in extreme cases. For instance, when blasting with a low density blasting agent, such as AN-FO, in a dense formation such as iron ore, the desired burden may be about 20 times the charge diameter. When blasting with denser slurries or dynamites in low density formations such as some sandstones or marbles, the burden may approach 40 times the charge diameter. Table 4 summarizes these approximations.

Table 4.—Approximate B/D ratios for bench blasting

	Ratio
AN-FO (density—0.85 g/cu cm):	
Light rock (density—2.2 g/cu cm)	28
Average rock (density—2.7 g/cu cm)	25
Dense rock (density—3.2 g/cu cm)	23
Slurry, dynamite (density—1.2 g/cu cm):	
Light rock (density—2.2 g/cu cm)	33
Average rock (density—2.7 g/cu cm)	30
Dense rock (density—3.2 g/cu cm)	27

B Burden D Charge diameter

High-speed photographs of blasts have shown that flexing of the burden plays an important role in rock fragmentation. A relatively long, slender burden flexes, and thus breaks more easily than a short, stiffer burden. Figure 71 shows the difference between using a 6-in blasthole and a 12¼-in blasthole in a 40-ft bench, with a burden-to-charge-diameter ration of 30 and appropriate subdrilling and stemming dimensions. Note the inherent stiffness of the burden with the 12¼-in blasthole as compared with the 6-in blasthole. Based on this consideration, lower burden-to-charge-diameter ratios should be used as a first approximation when the blasthole diameter is large in comparison to the bench height. Care must be taken that the burden ratio is not so small as to create violence. Once the burden has been determined, it becomes the basis for calculating subdrilling, collar distance (stemming), and spacing.

SUBDRILLING

Subdrilling is the distance drilled below the floor level to assure that the full face of rock is removed. Where there is a pronounced parting at floor level, to which the explosive charge can conveniently break, subdrilling may not be required. In coal stripping, it is common practice to drill down to the coal and then backfill a foot or two before loading explosives, resulting in a negative subdrill. In most surface blasting jobs, however, it is necessary to do some subdrilling to make sure the shot pulls to grade. A good first approximation for subdrilling under average conditions is 30 pct of the burden. Where the toe breaks very easily, the subdrill can sometimes be reduced to 10 to 20 pct of the burden. Even under the most difficult conditions, the subdrill should not exceed 50 pct of the burden. If the toe cannot be pulled with a subdrill-to-burden ratio of 0.5, the fault probably lies in too large a burden.

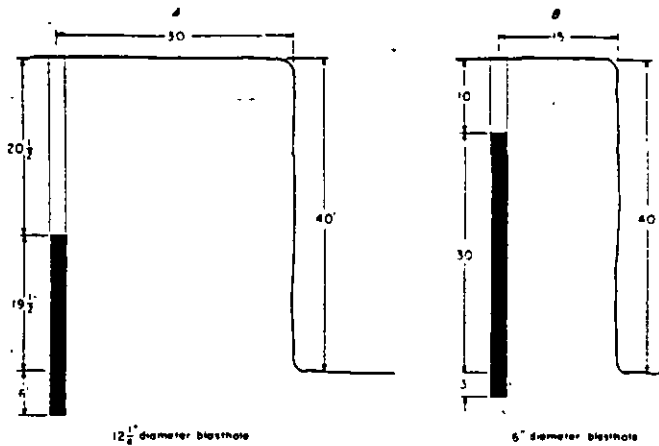


Figure 71.—Comparison of a 12¼-in-diameter (A) blasthole (stiff burden) with a 6-in-diameter (B) blasthole (flexible burden) in a 40-ft bench.

Priming the explosive column at the toe level gives maximum confinement and normally gives the best breakage. Other factors being equal, toe priming usually requires less subdrilling than collar priming.

Too much subdrilling is a waste of drilling and blasting expense and may also cause excessive ground vibrations owing to the high degree of confinement of the explosive in the bottom of blasthole, particularly when the primer is placed in the bottom of the hole. In multiple-bench operations, excessive subdrilling may cause undue fracturing in the upper portion of the bench below, creating difficulties in collarng holes in the lower bench. Insufficient subdrilling will cause high bottom, resulting in increased wear and tear on equipment and expensive secondary blasting. Table 5 summarizes the recommended subdrilling approximations.

Table 5.-Approximate J/B ratios for bench blasting

	Ratio
Open bedding plane at toe	0
Easy toe	0.1-0.2
Normal toe3
Difficult toe4-.5

B Burden J Subdrilling

COLLAR DISTANCE (STEMMING)

Collar distance is the distance from the top of the explosive charge to the collar of the blasthole. This zone is usually filled with an inert material called stemming to give some confinement to the explosive gases and to reduce airblast. Research has shown that crushed, sized rock works best as stemming but it is common practice to use drill cuttings because of economics. Too small a collar distance results in excessive violence in the form of airblast and flyrock and may cause back-break. Too large a collar distance creates boulders in the upper part of the bench. The selection of a collar distance is often a tradeoff between fragmentation and the amount of airblast and flyrock that can be tolerated. This is especially true where the upper part of the bench contains rock that is difficult to break. In this situation the difference between a violent shot and one that fails to fragment the upper zone properly may be a matter of only a few feet of stemming. Collar priming of blastholes normally causes more violence than center or toe priming, and requires the use of a longer collar distance.

Field experience has shown that a collar distance equal to 70 pct of the burden is a good first approximation except where collar priming is used. Careful observation of airblast, flyrock, and

ECONEX

Brings You . . . State of The Art Packaged Blasting Agents . . .



Featuring . . .

- Controlled Density
- Accurate Oil Content
- Multiple Energy Levels
- Optional Packaging
- Wide Selection of Sizes
- Consistent Performance

NORTHERN DIVISION

Saginaw, MI
517/790-7477

WESTERN DIVISION

Pittsfield, IL
217/285-5531

EASTERN DIVISION

Upper Sandusky, OH
419/294-1946

SOUTHERN DIVISION

Evansville, IN
271/285-5531

fragmentation will enable the blaster to further refine this dimension. Where adequate fragmentation in the collar zone cannot be attained while still controlling airblast and flyrock, deck charges or satellite holes may be required.

A deck charge is an explosive charge near the top of the blasthole, separated from the main charge by inert stemming. If boulders are being created in the collar zone but the operator fears that less stemming would cause violence, the main charge should be reduced slightly and a deck charge added. The deck charge is usually shot on the same delay as the main charge or one delay later. Care must be exercised not to place the deck charge too near the top of the blasthole, or excessive flyrock may result. As an alternative, short satellite holes between the main blastholes can be used. These satellite holes are usually smaller in diameter than the main blastholes and are loaded with a light charge of explosives.

From the standpoint of public relations, collar distance is a very important blast design variable. One violent blast can permanently alienate neighbors. In a delicate situation, it may be best to start with a collar distance equal to the burden and gradually reduce this if conditions permit. Collar distances greater than the burden are seldom necessary.

SPACING

Spacing is defined as the distance between adjacent blastholes, measured perpendicular to the burden. Where the rows are blasted one after the other as in figure 68, the spacing is measured between holes in a row. However, in figure 69, where the blast progresses on an angle to the original free face, the spacing is measured at an angle from the original free face.

Spacing is calculated as a function of the burden and also depends on the timing between holes. Too close a spacing causes crushing and cratering between holes, boulders in the burden, and toe problems. Too wide a spacing causes inadequate fracturing between holes, accompanied by humps on the face and toe problems between holes (fig. 72).

When the holes in a row are initiated on the same delay period, a spacing equal to twice the burden will usually pull the round satisfactorily. Actually, the V-cut round in figure 69 also illustrates simultaneous initiation within a row, with the rows being the angled lines of holes fired on the same delay. The true spacing is twice the true burden even though the holes were originally drilled on a square pattern.

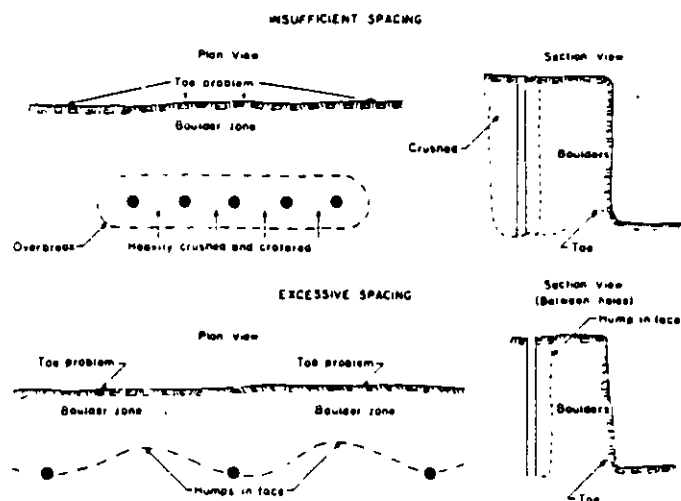


Figure 72.—Effects of insufficient and excessive spacing.

Field experience has shown that the use of millisecond delays between holes in a row results in better fragmentation and also reduces the ground vibrations produced by the blast. When

millisecond delays are used between holes in a row, the spacing-to-burden ratio must be reduced to somewhere between 1.2 and 1.8, with 1.5 being a good first approximation. Various delay patterns may be used within the rows, including alternate delays (fig. 73) and progressive delays (fig. 74). Generally, large-diameter blastholes require lower spacing-to-burden ratios (usually 1.2 to 1.5 with millisecond delays) than small-diameter blastholes (usually 1.5 to 1.8). Because of the complexities of geology, the interaction of delays, differences in explosive and rock strengths, and other variables, the proper

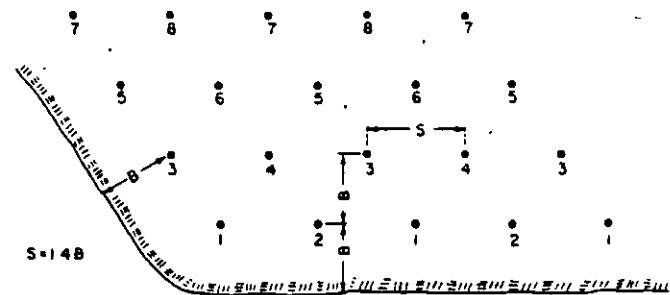


Figure 73.—Staggered blast pattern with alternate delays (spacing, S, is 1.4 times the burden, B).

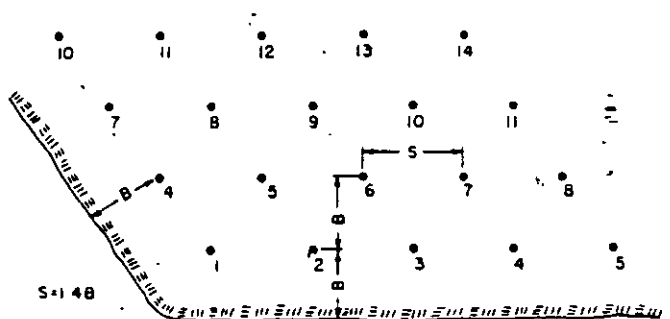


Figure 74.—Staggered blast pattern with progressive delays (spacing, S, is 1.4 times the burden, B).

spacing-to-burden ratio must be determined through onsite experimentation, using the preceding values as first approximations.

Except when using controlled blasting techniques such as smooth blasting and cushion blasting, the spacing should never be less than the burden.

HOLE DEPTH

In any blast design it is important that the burden and the blasthole depth (or bench height) be reasonably compatible. As a rule of thumb for bench blasting, the hole depth-to-burden ratio should be between 1.5 and 4.0. Hole depths less than 1.5 times the burden cause excessive airblast and flyrock and, because of the short, thick shape of the burden, give coarse, uneven fragmentation. Where operational conditions require a ratio of less than 1.5, the primer should be placed at the toe of the bench to assure maximum confinement. Keep in mind that placing the primer in the subdrill can cause increased ground vibrations. If an operator continually finds use of a hole depth-to-burden ratio of less than 1.5 necessary, consideration should be given to increasing the bench height or using a smaller drill.

Hole depths greater than four times the burden are also undesirable. The longer a hole is in respect to its diameter the more error there will be in its location at toe level, which is the most critical portion of the blast. A poorly controlled blast will result. Extremely long, slender holes have even been known to intersect.

84

High benches with short burdens also create hazards, such as a small drill having to put in the front row of holes near the edge of a high ledge or a small shovel having to dig at the toe of a precariously high face. The obvious solution to this problem is to use a lower bench height. There is no real advantage to a high bench height. Lower benches give more efficient blasting results, lower drilling cost and chances for cutoffs, and are safer from an equipment operation standpoint. If it is impractical to reduce the bench height, larger drilling and rock handling equipment should be used, which will effectively reduce the blasthole depth-to-burden ratio.

A major problem with long slender charges is the greater potential for cutoffs in the explosive column. Where it is necessary to use blast designs with large hole depth-to-burden ratios, multiple priming should be used as insurance against cutoffs.

DELAYS

Millisecond delays are used between charges in a blast round for three reasons:

1. To assure that a proper free face is developed to enable the explosive charge to efficiently fragment and displace its burden.
2. To enhance fragmentation between adjacent holes.
3. To reduce the ground vibrations created by the blast.

There are numerous possible delay patterns, several of which were covered in figures 68, 69, 73, and 74.

Andrews, of du Pont, conducted numerous field investigations to determine optimum delay intervals for bench blasting and reached the following conclusions.

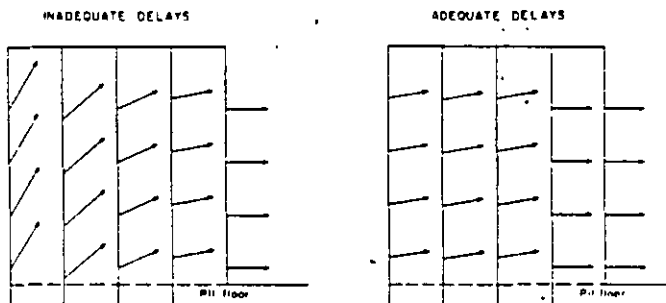


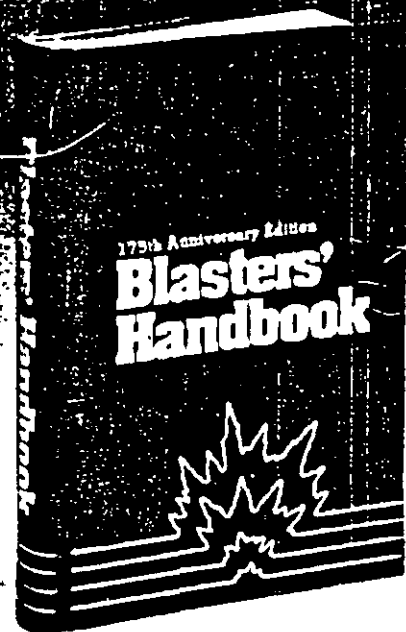
Figure 75.—The effect of inadequate delays between rows.

1. The delay time between holes in a row should be between 1 and 5 ms per foot of burden. Delay times less than 1 ms per foot of burden cause premature shearing between holes, resulting in coarse fragmentation. If an excessive delay time is used between holes, rock movement from the first hole prevents the adjacent hole from creating additional fractures between the two holes. A delay of 3 ms per foot of burden gives good results in many kinds of rock.

2. The delay time between rows should be two to three times the delay time between holes in a row. This is longer than most previous recommendations. However, in order to obtain good fragmentation and control flyrock, a sufficient delay is needed so that the burden from previously fired holes has enough time to move forward to accommodate broken rock from subsequent rows. If the delay between rows is too short, movement in the back rows will be upward rather than outward (fig. 75).

3. Where airblast is a problem, the delay between holes in a row should be at least 2 ms per foot of spacing. This will prevent airblast from one charge from adding to that of subsequent charges as the blast proceeds down the row.

500 pages
of explosives
know-how...
only \$24.



Latest edition. A practical guide on the latest and safest techniques for using modern explosives, including: initiating systems and firing techniques, water gels,* ANFO and dynamite.

Special sections on applications, equipment, accessories and practices.

Conveniently organized in textbook style; handy thumb index.

Sums up 175 years of Du Pont explosives experience: the how-to guide for explosives users.

Available by mail only. Send your check for \$24 to:

BLASTERS' HANDBOOK

Du Pont Company
Room G40052
Wilmington, DE 19898

Only Du Pont and its licensees manufacture and sell TOVEX, the original water gel explosive.

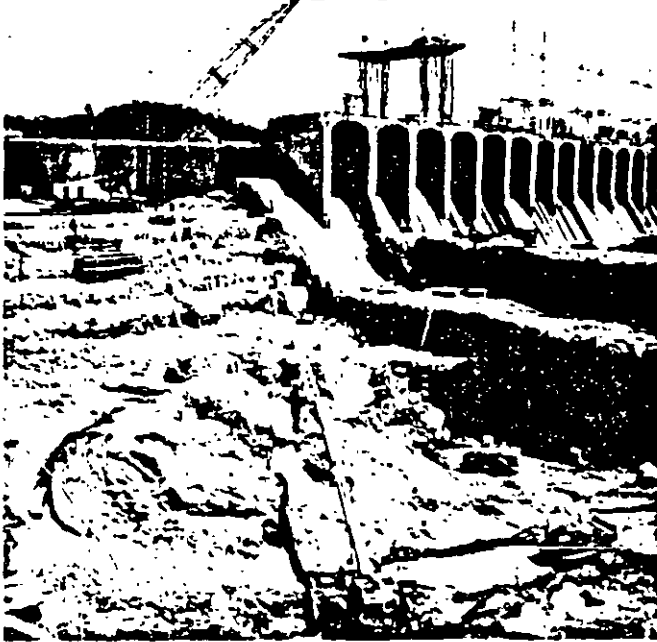
Order your copy now!



85

Here's Hercudet™

nonelectric delay blasting system

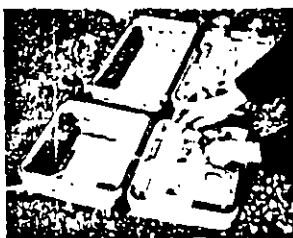


Mitchell Dam Redevelopment Project, Coosa River, Alabama, where Hercudet provided safe, cost-effective blasting.

For construction blasting, you can't beat Hercudet.

Plastic tubing replaces wires. There's no worry about stray currents, static electricity or radio frequency energy. And Hercudet is the only nonelectric system with circuit test capability.

A combustible gas enters the tubing only *after* shot preparations are complete. Hookup is *inert* until then. At firing time, the gas is ignited and the ignition travels noiselessly at 8,000 ft./sec. to initiate the high-strength Hercudet® caps. There's no airblast from the tubing.



Hercudet™ Blasting Machine

The use of Hercudet permits once-a-day firing. Hercudet eliminates the shot-size restrictions many users encounter with sequential timers. More holes can be fired in a single shot while vibrations are still held down.

Hercudet provides vibration control with tubing and fuse element delays and is totally sequential. It is more economical than detonating cord and other nonelectric systems.

For details contact your Hercules representative or Hercules Incorporated, Hercules Plaza, Wilmington, DE 19899, Attn: H. Citino, (302) 575-6500 and ask for Extension 3941.



XC 82-4

4. For the purpose of controlling ground vibrations, most regulatory authorities consider two charges to be separate events if they are separated by a delay of 9 ms or more.

Following these recommendations should yield good blasting results. However, when using surface delay systems such as detonating cord connectors and sequential timing blasting machines, the chances for cutoffs will be increased. To solve this problem, in-hole delays should be used in addition to the surface delays. For instance, when using surface detonating cord connectors, one might use a 100-ms delay in each hole. This causes ignition of the in-hole delays well in advance of rock movement, thus minimizing cutoffs. With a sequential timer, the same effect can be accomplished by avoiding the use of electric caps with delays shorter than 75 to 100 ms.

From the standpoint of simplicity in blast design it is best if all the explosive in a blasthole is fired as a single column charge. However, it is sometimes necessary, where firing large blastholes in populated areas, to use two or more delayed decks within a blasthole to reduce ground vibrations. Blast rounds of this type can become quite complex, and should be designed under the guidance of a competent person.

All currently used delay detonators employ pyrotechnic delay elements. That is, they depend on a burning powder train for their delay. Although these delays are reasonably accurate, overlaps have been known to occur. Therefore, when it is essential that one charge fires before an adjacent charge, such as in a tight corner of a blast, it is a good idea to skip a delay period. Development of blasting caps with electronic delays is a good future possibility.

POWDER FACTOR

Powder factor, in the opinion of the authors, is not the best tool for designing blasts.

Blast designs should be based on the dimensions discussed earlier in this chapter. However, powder factor is a necessary calculation for cost accounting purposes. In blasting operations such as coal stripping or construction work where the excavated material has little or no inherent value, powder factor is usually expressed in terms of pounds of explosive per cubic yard of material broken. Powder factors for surface blasting can vary from 0.25 to 2.5 lb/cu yd, with 0.5 to 1.0 lb/cu yd being most typical.

Powder factor for a single blasthole is calculated by the following formula:

$$P.F. = \frac{L(0.3405d)(D^2)}{(B)(S)(H)(27)}$$

where P.F. = powder factor, pounds of explosive per cubic yard of rock,

L = length of the explosive charge, feet,

d = density of the explosive, grams per cubic centimeter,

D = charge diameter, inches,

B = burden dimension, feet,

S = spacing dimension, feet,

and H = bench height, feet.

Many explosives companies publish tables that give loading densities in pounds per foot of blasthole for different combinations of d and D. Powder factor is a function of type of explosive, rock density, and geology. Table 6 gives typical powder factors for surface blasting.

Higher energy explosives, such as those containing large amounts of aluminum, can break more rock per pound than lower energy explosives. However, most of the commonly used explosive products have fairly similar energy values and thus have similar rock breaking capabilities. Soft, light rock requires less explosive per yard than hard, dense rock. Large-hole

patterns require less explosive per yard of rock blasted because a larger proportion of stemming is used. Of course, larger blastholes frequently result in coarser fragmentation because of poorer powder distribution. Massive rock with few existing cracks or planes of weakness requires a higher powder factor than a formation that has numerous, closely spaced geologic flaws. Finally, the more free faces a blast has to break to, the lower will be the powder factor. For instance a corner cut, with two vertical free faces, will require less powder than a box cut with only one vertical free face; and a box cut will require less powder than a sinking cut, which has only the ground surface as a free face. In a sinking cut it is desirable, where possible, to open a second free face by using a V-cut somewhere near the center of the round.

Table 6.-Typical powder factors for surface blasting

<u>Degree of difficulty in rock breakage</u>	<u>Powder factor, lb/cu yd</u>
Low	0.25-0.40
Medium40- .75
High75-1.25
Very high	1.25-2.50

When blasting materials that have an inherent value per ton, such as limestone or metallic ores, powder factors are sometimes expressed as pounds of explosive per ton of rock or tons of rock per pound of explosive.

SECONDARY BLASTING

Some primary blasts, no matter how well designed, will leave boulders that are too large to be handled efficiently by the loading equipment or large enough to cause plugups in crushers or preparation plants. Secondary fragmentation techniques must be used to break these boulders.

In the case of boulders too large to be handled, the loader operator will set the boulders aside for treatment. Identifying material large enough to cause plugups is not always quite so apparent. The operator must be instructed to watch for material that is small enough for convenient loading but which is large enough to cause a bottleneck later in the processing cycle.

Secondary fragmentation can be accomplished in four ways:

1. A heavy ball suspended from a crane may be dropped repeatedly on the boulder until the boulder breaks. This is a relatively inefficient method, and breaking a large or tough (nonbrittle) rock may take a considerable period of time. This method is adequate where the number of boulders produced is not excessive.

2. A hole may be drilled into the boulder and a wedging device inserted to split the boulder. This is also a slow method but may be satisfactory where only a limited amount of secondary fragmentation is necessary. An advantage of this method is that it does not create the flyrock associated with explosive techniques or, to some degree with drop balls.

3. Loose explosive may be packed into a crack or depression in the boulder, covered with damp earthen material, and fired. This type of charge is called a mudcap, plaster, or adobe charge. This method is inefficient because of a lack of explosive confinement, and relatively large amounts of explosives are required. The result is considerable noise and flyrock, and often, an inadequately broken boulder. The system is hazardous because the primed charge, lying on the surface, is prone to accidental initiation by external impacts from falling rocks or equipment. External charges should be used to break boulders only where drilling a hole is impractical, and when used, extreme

caution concerning noise, flyrock, and accidental initiation through impact must be exercised. If it is found necessary to shoot a multiple mudcap blast, long delays or cap and fuse are not recommended.

4. The most efficient method of secondary fragmentation is through the use of small (1- to 3-in) boreholes loaded with explosives. The borehole is normally collared at the most convenient location such as a crack or a depression in the rock, and is directed toward the center of mass of the rock. The hole is drilled two-thirds to three-fourths of the way through the rock. Because the powder charge is surrounded by free faces, less explosive is required to break a given amount of rock than in primary blasting. One-quarter pound per cubic yard will usually do the job. Careful location of the charge is more important than its precise size. When in doubt it is best to estimate on the low side and underload the boulder. With larger boulders it is best to drill several holes to distribute the explosive charge, rather than placing the entire charge in a single hole. All secondary blastholes should be stemmed. As a cautionary note, secondary blasts are usually more violent than primary blasts.

Any type of initiation system may be used to initiate a secondary blast. For connecting large numbers of boulders, where noise is not a problem, detonating cord is often used. Electric blasting is also frequently used.

Although secondary blasting employs relatively small charges, its potential hazards must not be underestimated. Flyrock is often more severe and more difficult to predict than with primary blasting. Secondary blasts require at least as much care in guarding as do primary blasts. Secondary blasting can truly be called an art, with experience being an important key to success.

·SCC·

87

190

LAS TROJES, COŁ.

PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION DEL VERTEDOR

860831

Raúl Cuellar Borja

1. TIPO DE ROCA

Origen: Ignea, piroclástica

Estructura: Pseudo estratificada, formada por estratos cuyo espesor varía entre 2 m y 10 m en actitud sensiblemente horizontal.

Clasificación: Brecha volcánica con fragmentos angulosos de andesitas de color gris y rosa cuyos tamaños varían desde 3 cm hasta 1 m, empacados en matriz vítrea andesítica de color gris, de bajo grado de cementación.

De esta manera se tiene una secuencia rítmica de estratos compuestos por brechas con matriz tobácea y tobas brechoides dependiendo del porcentaje relativo de matriz, apreciándose variaciones desde 50% matriz 50% fragmentos hasta 80 a 90% matriz y 10 a 20% fragmentos.

Resistencia: Los fragmentos o clastos andesíticos deben tener más o menos los siguientes valores:

Compresión simple: 300 a 700 kg/cm²

Dureza Mohs: 6.5

Indice de abrasión: 0.30

Indice de perforabilidad: 1.0

La matriz tobácea es blanda con grado de cementación variables desde deleznable a compacta.

Debe tener más o menos los siguientes valores de resistencia:

Compresión simple: 15 a 300 kg/cm²

Dureza Mohs: 6

Indice de abrasión: 0.6

Indice de perforabilidad: 2.0

2. USO DE EXPLOSIVOS EN EL CANAL VERTEDOR

DATOS:

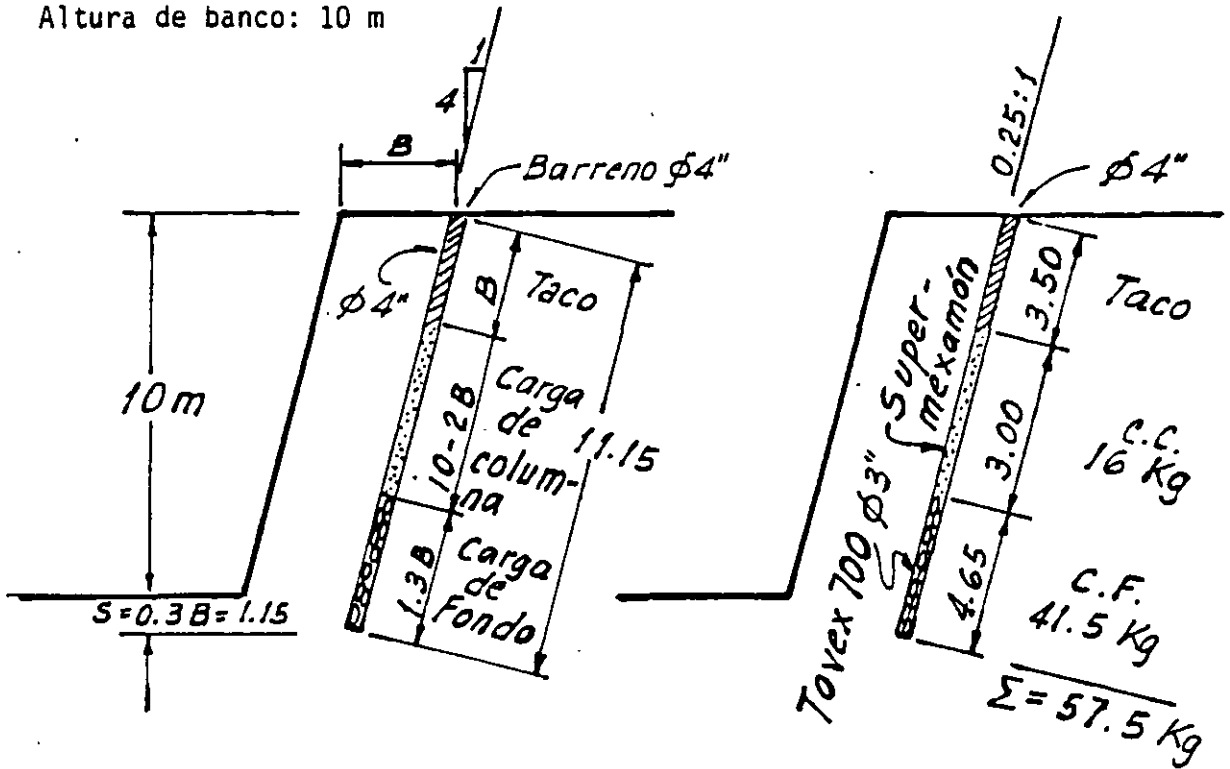
Constante de roca: 0.280 kg/m^3

Explosivo: Tovex 700; Densidad 1.2 g/cm^3 (teórica)

Densidad 1.1 g/cm^3 (práctica)

Anfomex: Densidad: 0.75 g/cm^3 , en saco; = 0.65 g/cm^3 , práct.

Altura de banco: 10 m



El bordo máximo en función de la potencia del Tovex 700 es 40ϕ

Bordo_{máx} = 40ϕ ; Utilizando $\phi = 4''$

Bordo práctico = $B_1 = B_{máx} - \text{Falla de barrenación}$

Falla de barrenación = $F = (\text{error en emboquillado} + \% \text{ desviac.})$

$$\therefore B_{máx} = 40 \times 10.16 = \underline{406.4 \text{ cm}}$$

$$F = (0.10 + 0.05 \times 10) = 0.6 \text{ m}$$

$$\therefore B_1 = 406.4 - 60 = \underline{346.4 \text{ cm}}$$

Consideraciones sobre el bordo máximo

1) El bordo máximo teórico para el Tovex 700 es:

$$B = d \times 30 \sqrt{\frac{q \times S}{\bar{c} \times f \left(\frac{E}{F}\right)}} \quad \text{Fórmula actual}$$

en donde:

d = diámetro del barreno

q = densidad del explosivo, práctica

S = Potencia del explosivo en relación a la de un explosivo con NG = 40% y densidad $\rho = 1.4 \text{ g/cm}^3$: Para Tovex 700
S = 0.9

f = Factor de confinamiento = 1.02

E/B = 1.25

c = Constante de roca + 0.05 kg/m^3
(Factor de seguridad)

$$\therefore B_{\text{máx}} \text{ Tovex 700} = 10.16 \times 30 \sqrt{\frac{1.1 \times 0.9}{0.33 \times 1.02 \times 1.25}}$$

$$\therefore B_{\text{máx}} = 10.16 \times 30 \times 1.5339 = \underline{467.5 \text{ cm}}$$

e) Considerando el bordo máximo $B_{\text{máx}} = 45 \phi$

$$B_{\text{máx}} \text{ Tovex 700} = B_{\text{máx}} \sqrt{\frac{\text{Pot. Tovex 700} \times \text{Densidad}}{\text{Pot. NG 40\%} \times \text{Densidad}}}$$

$$B_{\text{máx}} \text{ Tovex 700} = B'_{\text{máx}} \sqrt{\frac{\text{Factor de roca } 0.4}{\text{Factor de roca } 0.28}}$$

$$B_{\text{máx}} \text{ Tovex 700} = 45 \times 10.16 \sqrt{\frac{0.75 \times 1.1}{1.00 \times 1.4}} = 457.2 \times 0.77$$

$$= \underline{350.96}$$

$$\therefore B_{\text{máx}} = 350.96 \sqrt{\frac{0.4}{0.28}} = \underline{\underline{419.47 \text{ cm}}}$$

Utilizando el valor menor del bordo máximo se tiene:

$$B_{\text{máx}} = 406.4 \text{ cm}$$

Fallas en la barrenación $F = (0.10 + 0.05 \times 10) = 0.6 \text{ m}$

en donde 0.10 = falla de emboquillado y 0.05 es el % de desviación de la barrenación.

$$\therefore B_{\text{práctico}} = B_1 = B_{\text{máx}} - \text{Fallas}$$

$$B_1 = 406.4 - 60 = \underline{346.4 \text{ cm}}$$

Para un espaciamento $E_1 = 1.25 B_1$

$$\text{resulta: } E_1 = 1.25 \times 346.4 = \underline{433 \text{ cm}}$$

$$\therefore E_1 B_1 = 3.464 \times 4.33 = 15 \text{ m}^2$$

Utilizando $B_1 = 3.5 \text{ m}$

Resulta $E_1 = \underline{4.5 \text{ m}}$

Altura de carga de fondo = 1.3 B

$$\text{Sub-barrenación} = \frac{1}{3} B = \frac{350}{3} \approx 115 \text{ cm}$$

Altura de carga de fondo = 1.3 B

$$\therefore \text{Altura de carga de fondo} = 1.3 \times 3.5 = 4.55 \text{ m}$$

$$\text{Carga de fondo} = 4.55 \times 8.107 \frac{\text{g}}{\text{m}} \times 1.1 \frac{\text{kg}}{\text{g}} = 40.58 \text{ kg}$$

Altura carga de columna = Altura banco - 2B

Altura carga columna = $10 - 2 \times 3.5 = 3 \text{ m}$

Carga de columna = $3 \text{ m} \times 8.107 \text{ l/m} \times 0.65 \text{ kg/l} = 16 \text{ kg}$

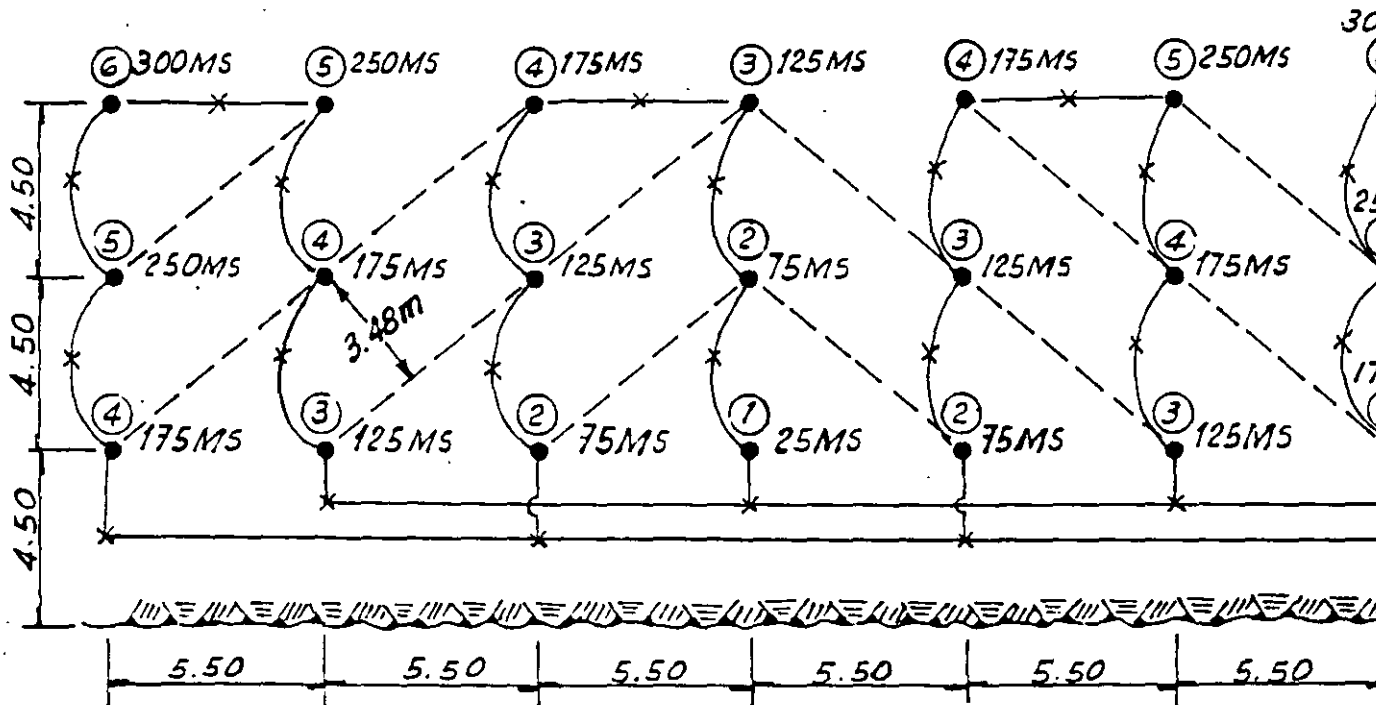
Carga total = $40.6 \text{ kg} + 16 \text{ kg} = 56.6 \text{ kg}$

$$\therefore \text{Factor de carga F.C.} = \frac{56.6}{10 \times 3 \times 3.5 \times 4.5} = 0.360 \text{ kg/m}^3$$

Realizando voladuras con sistema de ignición en V, se tiene:

$$B = 3.5 \times 1.414 = 4.95 \text{ m} \rightarrow 4.5$$

$$\text{Factor de barrenación} = \frac{11.15}{10 \times 4.5 \times 5.5} = 0.0451 \text{ m/m}^3$$



PLANTA

$$\text{Factor de carga F.C.} = \frac{56.6}{10 \times 4.5 \times 5.5} = 0.229 \text{ kg/m}^3$$

Factor de perforabilidad:

Velocidad de perforación:

De los datos Ingersoll-Rand

Para una roca: Granito Barre

con Trackdrill CM 350 y perforadora VL-140

con Compressor DXL-750; $v = 44$ pies/hora

con Trackdrill ECM 350 y perforadora VL-140

con Compresor DXL-750; $v = 48$ pies/hora

Factor de perforabilidad de la brecha

Para matriz 50% y fragmentos 50% $(2 \times 0.5) = 1$

Para matriz 80% y fragmentos 20% $(2 \times 0.8) = 1.6$

Factor de perforabilidad promedio = 1.3

\therefore Velocidad de perforación = $44 \times 1.3 = 57.2$ pies/h

$$\therefore \underline{v = 17 \text{ m/h}}$$

Duración de brocas

Indice de abrasión = 0.6

Para el granito Barre la duración de brocas $\phi 3''$ varía entre 400 a 900 ft; promedio = 650

$$\therefore \frac{650}{0.6} = 1083 \text{ pies} = 330 \text{ m} \pm 350 \text{ m}$$

Duración de brocas = 350 m

3. PROPIEDADES DE LA ROCA

Resistencia en compresión simple; $R_C = 40$ a 80 kg/cm^2

Módulo elástico: $E = 20\,000 \text{ kg/cm}^2$; Toba

$E = 112,000 \text{ kg/cm}^2$; Andesita

Relación de Poisson: $\nu = 0.3$ supuesta; $\rho = 2.2 \text{ ton/m}^3$

Velocidad de transmisión de ondas de compresión V_L

$$V_L^2 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \times g$$

Para la Toba:

$$V_L^2 = \frac{200\,000 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} (1-0.3)}{2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} (1+0.3)(1-0.6)} \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2} = \frac{200\,000 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}{2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}} \times 1.3462 \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}$$

$$V_L^2 = 1\,200\,565 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2} \quad \therefore \underline{V_L = 1100 \text{ m/seg} = 3600 \text{ pies/seg}}$$

Para $E = 112\,000 \text{ kg/cm}^2 = 1\,120\,000 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

$$\text{resulta: } V_L^2 = \frac{1\,120\,000}{2.2} \times 1.3642 \times 9.81 = 6\,723\,167 \text{ m}^2/\text{seg}^2$$

$$\therefore V_L = 2600 \text{ m/seg} = 8500 \text{ pies/seg}$$

DISEÑO DE UN SOLO BARRENO

DATOS:

Roca masiva

Altura de banco = 10 m = 32.8 pies

Densidad de roca $SG_r = 2.2$ Velocidad ondas P: $V_p = 3600$ pies/seg; Rel. Poisson $\nu = 0.3$ Compresión simple = $80 \text{ kg/cm}^2 = 1140 \text{ lb/pulg}^2$ D_e = Diámetro del explosivo D_n = Diámetro del barrenoDensidad encartuchada del explosivo $SC = 117$ Diámetro crítico $D_c = 1"$

Velocidad confinada del explosivo:

$$V_e = 12\ 500 \text{ pies/seg para } D_e = 3"$$

$$V_e = 15\ 000 \text{ pies/seg para } D_e = 5"$$

SOLUCION

La relación entre V_e y D_e en el intervalo 1" a 5" puede determinarse por la expresión:

$$y = \frac{C_x}{a + bx} \text{ en donde } y = V_e; x = D_e - D_c$$

De donde:

$$V_e = \frac{C(D_e - D_c)}{a + b(D_e - D_c)}$$

Sabemos que $D_c = 1"$ y que: $V_e = 15000$ pies/seg para $D_e = 5"$

$$V_e = 12\ 500 \text{ pies/seg para } D_e = 3"$$

$$\text{Para } D_e = 3"; \quad 12\,500 = \frac{C(3-1)}{a+b(3-1)} = \frac{2C}{a+2b}$$

Suponiendo $C = 5000$ como valor de constante

$$\text{Se tiene: } a + 2b = \frac{2 \times 5000}{12\,500} = \frac{4}{5} = 0.8 \quad (1)$$

$$\text{y para } D_e = 5" \quad 15\,000 = \frac{C(5-1)}{a+b(5-1)} = \frac{4C}{a+4b}$$

$$a + 4b = \frac{4 \times 5000}{15\,000} = \frac{4}{3} = 1.33 \quad (2)$$

$$\text{Agrupando: } a + 2b = 0.8 \quad (1)$$

$$\underline{a + 4b = 1.33} \quad (2)$$

$$\text{Restando (1) de (2)} \quad 2b = 0.53 \quad \therefore b \cong 0.27$$

$$\text{Sustituyendo en I} \quad a + 2(0.27) = 0.8$$

$$\therefore a = 0.26$$

Por lo tanto: $a = 0.26$, $b = 0.27$ y $C = 5000$

$$\text{Empleando la expresión: } V_e = \frac{5000(D_c - 1)}{0.26 + 0.27(D_c - 1)}$$

con D_e variando desde 1" a 5"

Comprobación:

$$\text{Para } D_e = 3": \quad V_e = \frac{5000(3-1)}{0.26 + 0.27(3-1)} = \frac{10\,000}{0.26 + 0.54}$$

$$\therefore V_e = \underline{12\,500 \text{ pies/seg}} - 0.K.$$

$$\text{y para } D_e = 5": \quad V_e = \frac{5000(5-1)}{0.26 + 0.27(5-1)} = \frac{20\,000}{0.26 + 1.08}$$

$$V_e = \underline{14\,900 \text{ pies/seg}} - 0.K.$$

$$\text{Para } D_e = 2''; V_e = \frac{5000(2 - 1)}{0.26 + 0.27(2 - 1)} = \frac{5000}{0.26 + 0.27} = 9450 \text{ pies/seg}$$

$$\text{Para } D_e = 4''; V_e = \frac{5000(4 - 1)}{0.26 + 0.27(4 - 1)} = \frac{15\,000}{0.26 + 0.81} = 14\,000 \text{ pies/seg}$$

Presión de detonación:

$$P_d = \frac{6.06 \times 10^{-3} V_e^2 (SG_e)}{1 + 0.8(SG_e)}$$

$$\text{Densidad del explosivo: } SG_e = \frac{141}{SC} = \frac{141}{117} = \underline{1.2 \text{ g/cm}^3}$$

La densidad práctica del Tovex 700 es $SG_e = 1.1 \text{ g/cm}^3$

$$\text{De donde: } P_d = \frac{6.06 \times 10^{-3} \times 15\,000^2 \times 1.1}{1 + 0.8 \times 1.1} = \frac{6.06 \times 2.25 \times 10^5 \times 1.1}{1.88}$$

$$\therefore P_d \text{ máx} = 796\,790 \text{ lb/pulg} = 56\,182 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Para } D_e = 2''; P_d = P_d \text{ máx} \left(\frac{9450}{15000} \right)^2 = 797\,790 \text{ (0.397)}$$

$$\therefore P_d = 316\,723 \text{ lb/pulg}^2 = 22\,304 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Para } D_e = 4''; P_d = P_d \text{ máx} \left(\frac{14000}{15000} \right)^2 = 797\,790 \text{ (0.87)}$$

$$\therefore P_d = 694\,077 \text{ lb/pulg}^2 = 48\,878 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Para } D_e = 3''; P_d = P_d \text{ máx} \left(\frac{12500}{15000} \right)^2 = 797\,790 \text{ (0.69)}$$

$$\therefore P_d = 554\,021 \text{ lb/pulg}^2 = 39\,016 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del bordo óptimo

Utilizando la expresión: $K_B = 30 \left(\frac{160}{d_r} \right)^{1/3} \left(\frac{SG_e}{1.3} \right)^{1/3} \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3}$

en donde:

$$d_r = 62.4 (SG_r) = 62.4 (2.2) = 137 \text{ lb/pie}^3$$

siendo:

d_r = peso volumétrico de la roca

SG_e = Densidad práctica del Tovex 700 = 1.1 g/cm³

V_e = Velocidad del explosivo Tovex 700 \approx 15 000 pies/seg

12 000 = Velocidad de un explosivo base

30 = Relación de bordo promedio = 30

1.3 = Densidad del explosivo base

$$\begin{aligned} \therefore K_B &= 30 \left(\frac{160}{137.3} \right)^{1/3} \left(\frac{1.1}{1.3} \right)^{1/3} \left(\frac{15000}{12000} \right)^{2/3} \\ &= 30(1.05)(0.95) \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3} = \underline{29.8 \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3}} \end{aligned}$$

Para tener el bordo en pies:

$$B = \frac{K_B D_e}{12} = \frac{29.8}{12} \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3} D_e$$

$$\therefore \underline{B = 2.48 D_e \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3}}$$

Cálculo del bordo:

En forma general tenemos $B = 2.48 D_e \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3}$, pies

$$\text{Para } D_e = 2'' \quad B = 2.48 (2) \left(\frac{9450}{12000} \right)^{2/3} = 4.96 (0.85) = \underline{4.23 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{25.4 \phi}$$

$$\text{Para } D_e = 4'' \quad B = 2.48 (4) \left(\frac{14000}{12000} \right)^{2/3} = 0.92 (1.11) = \underline{11 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{33 \phi}$$

$$\text{Para } D_e = 5'' \quad B = 2.48 (5) \left(\frac{15000}{12000} \right)^{2/3} = 12.4 (1.16) = \underline{14.39 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{34.5 \phi}$$

$$\text{Para } D_e = 6'' \quad B = 2.48 (6) \left(\frac{15000}{12000} \right)^{2/3} = 14.88 (1.16) = \underline{17.27 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{34.5 \phi}$$

$$\text{Para } D_e = 3'' \quad B = 2.48 (3) \left(\frac{12500}{12000} \right)^{2/3} = 7.44 (1.03) = \underline{7.65 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{30.6 \phi}$$

Velocidad de propagación de fracturas:

$$V_f = \frac{V_p}{3}; \quad V_f = \frac{3600}{3} = 1200 \text{ pies/seg}$$

Tiempo de arribo de fracturas al frente libre:

$$\text{Si } t = \frac{B}{V_f}; \quad \text{Para } D_e = 2''; \quad t_f = \frac{4.23}{1200} = 3.5 \text{ ms}$$

$$\text{Para } D_e = 4''; \quad t_f = \frac{11}{1200} = 9.2 \text{ ms}$$

$$\text{Para } D_e = 3''; \quad t_f = \frac{7.65}{1200} = 6.4 \text{ ms}$$

$$\text{Para } D_e = 5''; \quad t_f = \frac{14.39}{1200} = 12 \text{ ms}$$

Tiempo de arranque de la roca:

La velocidad de desprendimiento de la roca es $\pm \frac{1}{6}$ de la velocidad de propagación de las fracturas.

$$t = \frac{B}{V_d} \qquad V_d = \frac{V_f}{6} = \frac{1200}{6} = \underline{200 \text{ pies/seg}}$$

Para: $D_e = 2''$; $t = \frac{4.23 \text{ pies}}{200 \frac{\text{pies}}{\text{seg}}} = 0.212 \text{ seg} \times 1000 = \underline{21.2 \text{ ms}}$

$D_e = 4''$; $t = \frac{11 \text{ pies}}{200} = 0.055 \text{ seg} \times 1000 = \underline{55 \text{ ms}}$

$D_e = 3''$; $t = \frac{7.65}{200} = 0.383 \text{ seg} \times 1000 = \underline{38.3 \text{ ms}}$

$D_e = 5''$; $t = \frac{14.39}{200} = 0.072 \text{ seg} \times 1000 = \underline{72 \text{ ms}}$

$D_e = 6''$; $t = \frac{17.27}{200} = 0.0864 \text{ seg} \times 1000 = \underline{86 \text{ ms}}$

Bordo Mínimo

Utilizando la relaci3n de bordo en funci3n de las velocidades de la roca y del explosivo se tiene:

$$K_v = \frac{V_e}{V_p}$$

donde: V_e = Velocidad explosivo

V_p = Velocidad roca

V_p = 3600 pies/seg

Tabulando valores:

D_e "	B, pies	V_e , pies/seg	K_v
1	0	0	0
2	4.23	9 450	2.63
3	7.65	12 500	3.47
4	11	14 000	3.89
5	14.39	14 900	4.14
6	17.27	15 000	4.17

Bordo mínimo para el primer o cebo a nivel del piso

$$B_1 = \frac{3L}{9K_v + 2}; \quad L = 32.8 \text{ pies (altura banco)}$$

$$\text{Para } D_e = 5"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 4.14 + 2} = \frac{98.4}{39.26} = \underline{2.51 \text{ pies}}$$

De la tabla $B = 14.39 > 2.51$ Se puede reducir el diámetro

$$\text{Para } D_e = 6"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 4.17 + 2} = \frac{98.4}{39.53} = \underline{2.49 \text{ pies.}} \quad \text{Se puede red. el diámetro}$$

$$\text{Para } D_e = 4''; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 3.89 + 2} = \frac{98.4}{37.01} = 2.66 \text{ pies}$$

De la tabla $B = 11 \text{ pies} > 2.96$ Se puede reducir el diámetro

$$\text{Para } D_e = 3''; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 3.47 + 2} = \frac{98.4}{32.23} = 2.96 \text{ pies}$$

De la tabla $B = \underline{7.65 \text{ pies}} > 2.96$ Se puede reducir el diámetro

$$\text{Para } D_e = 2''; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 2.63 + 2} = \frac{98.4}{25.67} = 3.83 \text{ pies}$$

De la tabla $B = \underline{4.23} > 3.83 \text{ pies}$

El valor de Bordo óptimo B de la tabla y el bordo mínimo son aproximadamente iguales para $D_e = 2''$. Por tanto, deberíamos utilizar $D_e = 2''$.

Bordo mínimo para el primer o cebo al centro de la carga de columna.

$$B' = \frac{3L}{18K_v + 1}$$

$$\text{Para } D_e = 5"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{18 \times 4.14 + 1} = \frac{98.4}{75.52} = 1.30 \text{ pies}$$

De la tabla B = 14.39 >> 1.30 El diámetro puede ser mucho más pequeño

$$\text{Para } D_e = 3"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{18 \times 3.47 + 1} = \frac{98.4}{63.46} = 1.55 \text{ pies}$$

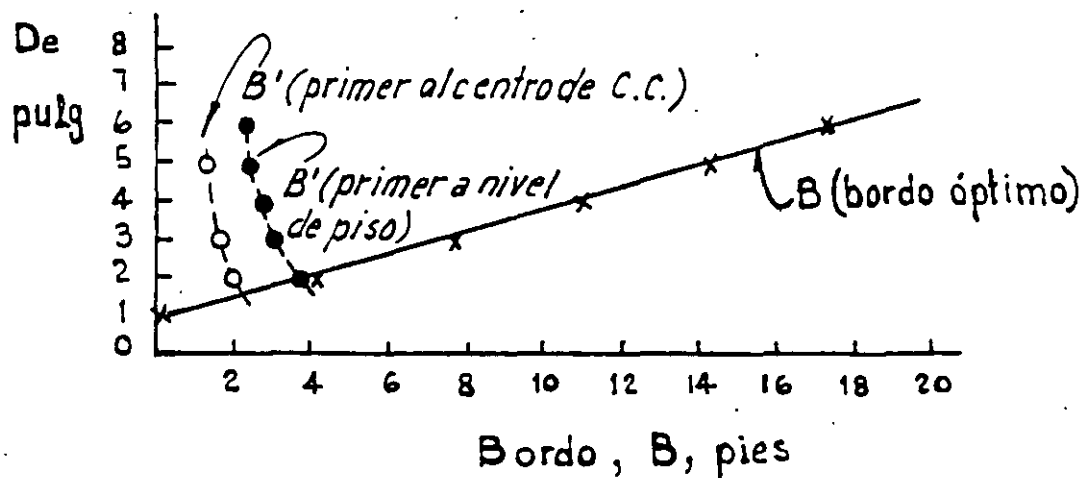
De la tabla B = 7.65 >> 1.55 El diámetro puede ser mucho menor

$$\text{Para } D_e = 2"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{18 \times 2.63 + 1} = \frac{9.84}{48.34} = 2.04 \text{ pies}$$

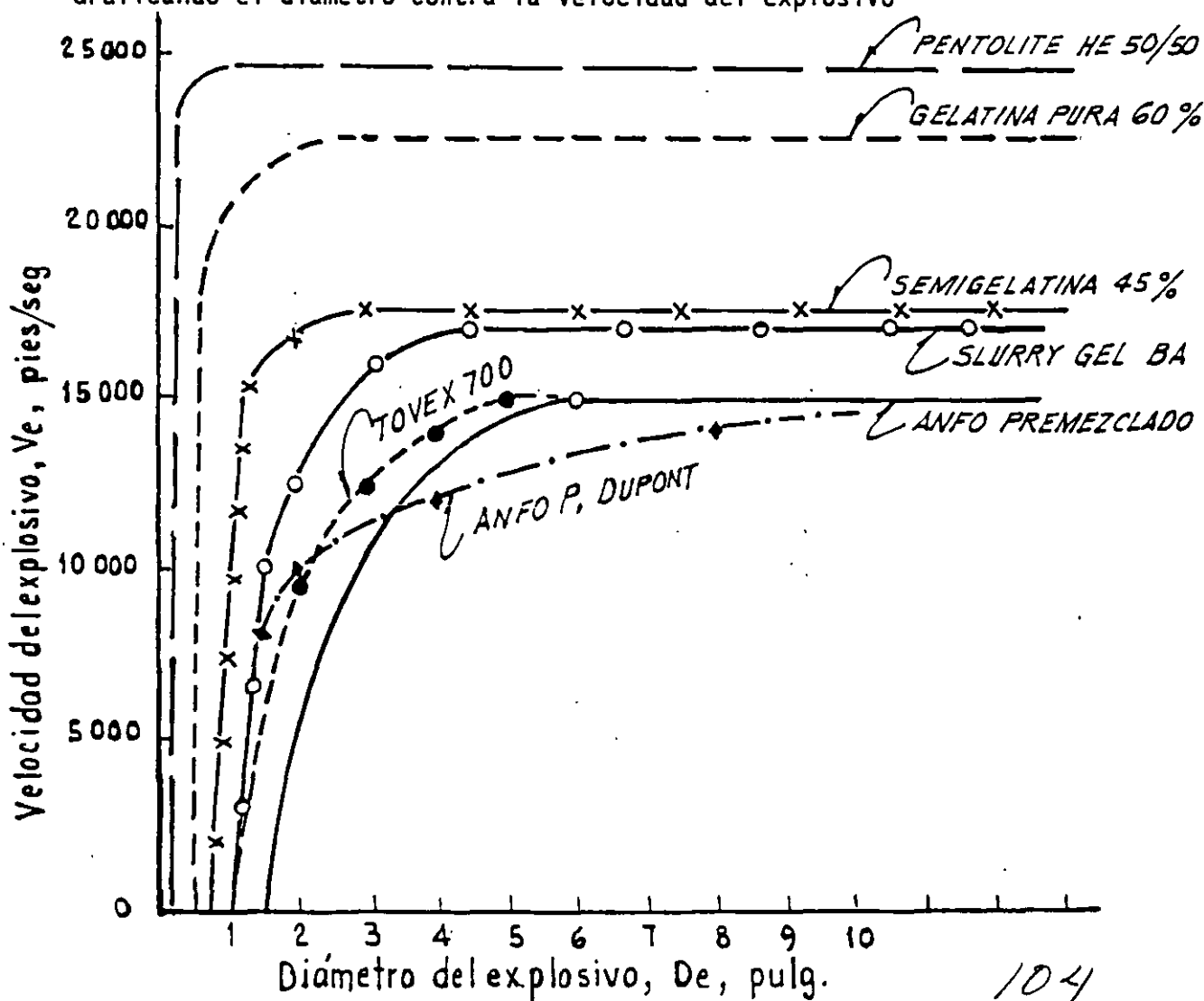
De la tabla B = 4.23 > 2.04 pies

Se observa que el diámetro que más se aproxima es $D_e = 2$; Deberíamos usar $D_e = 2"$

Graficando la relación entre los bordos y los diámetros se tiene:



Graficando el diámetro contra la velocidad del explosivo



RESULTADOS:METODO SUECO

Diámetro de barreno $\phi = 4''$ (10.16 cm)

Bordo máximo = 346 cm = 34 ϕ

Bordo práctico = 350 cm

Espaciamiento = 350 x 1.25 = 437.5 \pm 450

Patrón de Barrenación

B = 3.5 m

E = 4.5 m

METODO AMERICANO

Diámetro barreno $\phi 4''$ (10.16 cm)

Bordo óptimo = 335 cm = 33 ϕ

Bordo práctico = 350

Espaciamiento = 335 x 1.25 = 418.75

Area = E x B = 3.35 x 4.1875 = 14.028 m²

Espaciamiento = 14.028/3.5 = 4.0 m

Patrón de Barrenación

B = 3.5 m

E = 4.0 m

RECOMENDACION

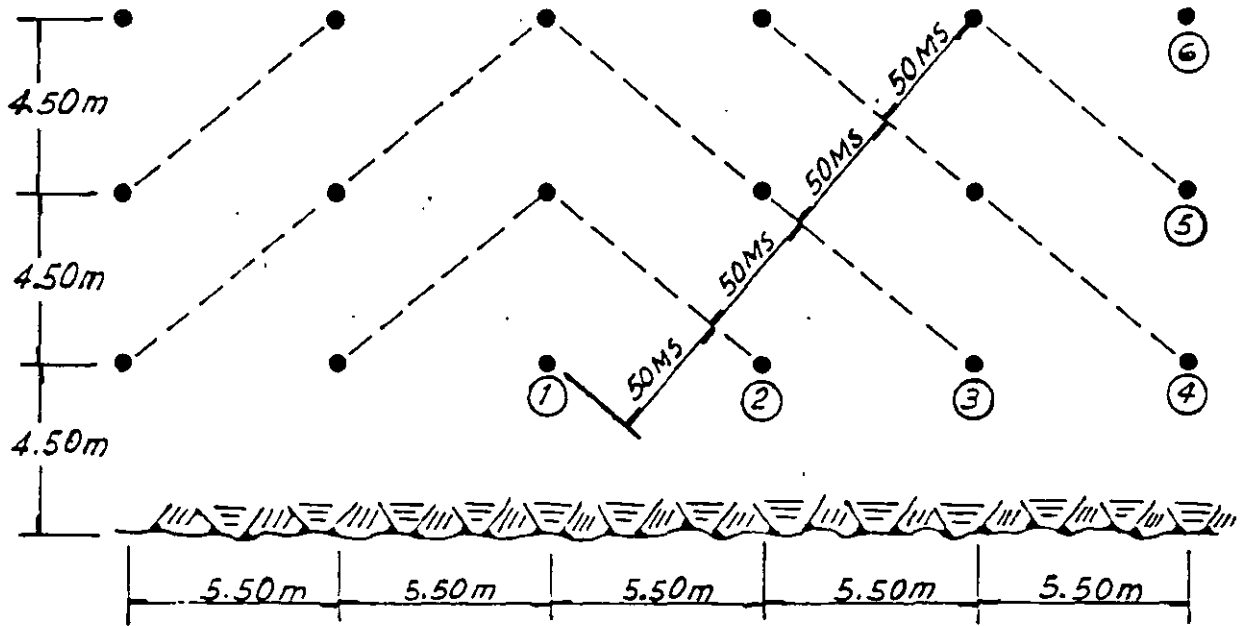
Utilizar el patrón resultante del Método Sueco realizando la voladura con secuencia de ignición en V, de manera que el bordo máximo se presente en forma diagonal resultando entonces un patrón rectangular de 4.5 x 5.5 que tiene un bordo diagonal de 3.48 m.

Resultando:

B = 4.5 m

Diámetro barreno $\phi = 4''$

E = 5.5 m

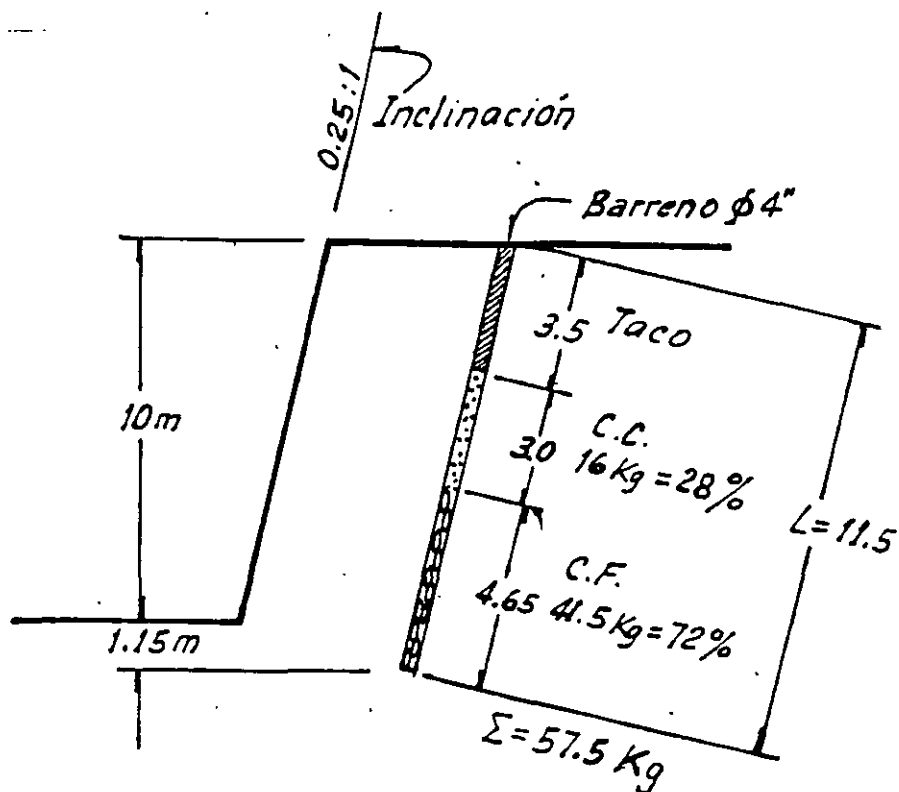


Explosivo: Tovex 700, 3" + Supermexamón

Carga de Fondo = 41.5 kg = 72%

Carga de columna = 16 kg = 28%

Total 57.5 kg



Factor de carga

$$F.C. = \frac{57.5 \text{ kg}}{10 \times 4.5 \times 5.5 \text{ m}^3} = 0.232 \text{ kg/m}^3$$

Factor de barrenación

$$F.B. = \frac{11.15}{10 \times 4.5 \times 5.5} = 0.045 \text{ m/m}^3 = 4.5 \text{ cm/m}^3$$

Velocidad de barrenación en $\phi 4'' \rightarrow 17 \text{ m/h}$

Duración de brocas: 350 m

NOTA: De la pág. 13 se observa que el tiempo de arranque de la roca para $\phi = 4''$ es de 55 ms por lo que se recomienda que la separación entre líneas sea de 50 ms.

COMENTARIOS

Las voladuras de Peñitas, Chis. tuvieron las siguientes características:

Diámetro de barreno: ϕ 2 1/2"

Patrón de barrenación:

2.5 x 3.0 m

2.75 x 2.75 m

3.0 x 3.0 m

Factor de carga: 0.180 a 0.36 kg/m³

Factor de barrenación: 0.12 a 0.14 m/m³

$$\text{Suponiendo un banco de 10 m} = \frac{10.8}{10 \times 2.5 \times 3} = 0.14 \text{ m/m}^3$$

$$= \frac{10.8}{10 \times 3 \times 3} = 0.12 \text{ m/m}^3$$

Ejemplo: Patrón 3 x 3 m

F.C. = 0.256 Kg/m³

Barreno ϕ 2 1/2"

Relación de cargas:

C.F. = 29%

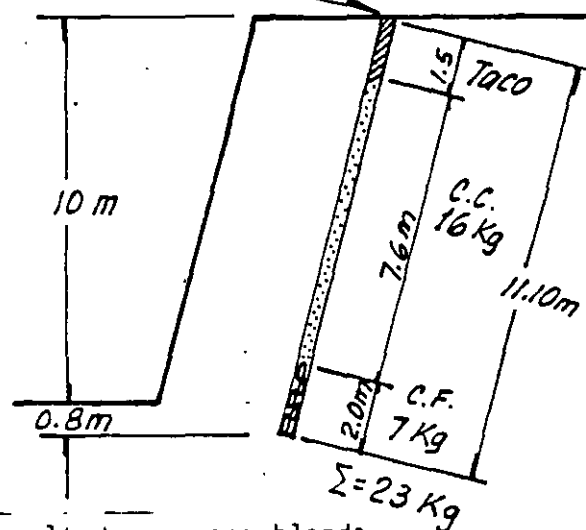
C.C. = 71%

Relación diámetro a bordo:

Para B = 2.5 m; ϕ 6.35 cm; K_v = 39 ϕ

B = 2.75 m; ϕ 6.35 cm; K_v = 43 ϕ

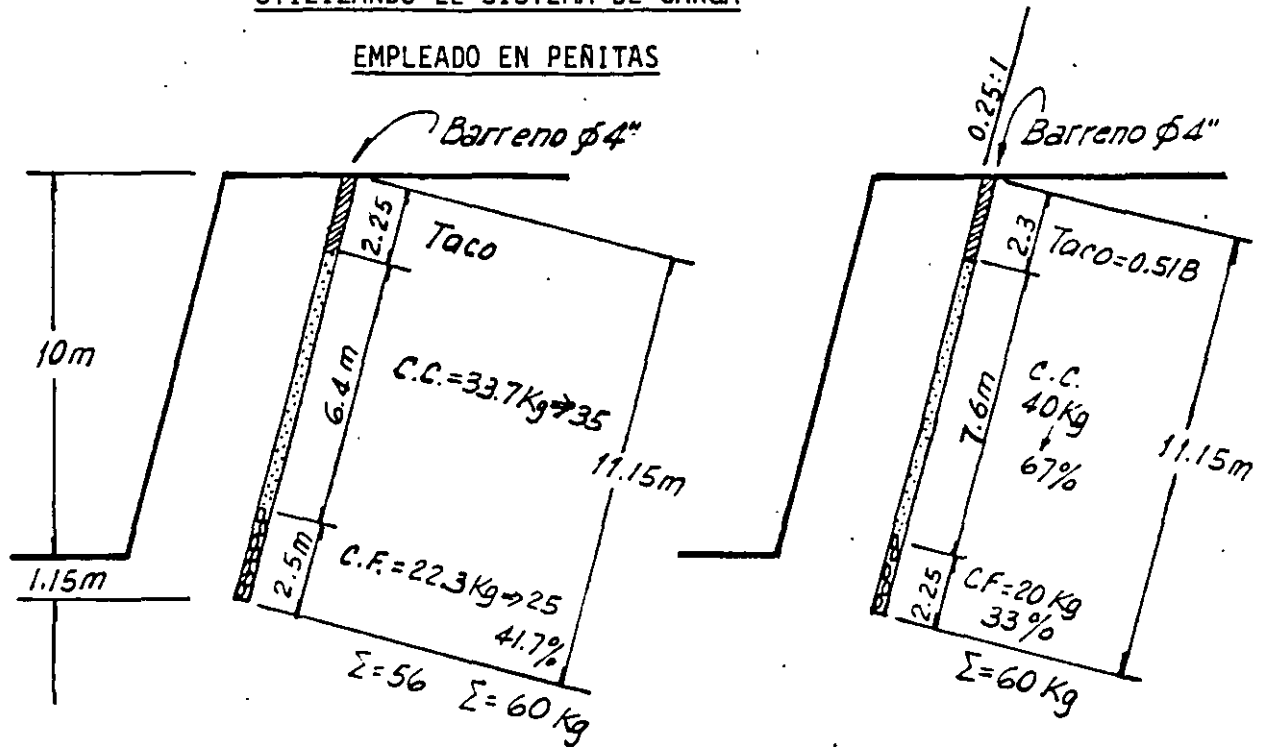
B = 3.00 m; ϕ 6.35 cm; K_v = 47 ϕ



NOTA: Se tiene la experiencia que dió buen resultado en roca blanda.

UTILIZANDO EL SISTEMA DE CARGA

EMPLEADO EN PERITAS



ALTERNATIVA 1

ALTERNATIVA 2

$$\text{Factor de carga} = \frac{60}{10 \times 4.5 \times 5.5} = 0.242 \text{ kg/m}^3$$

$$= \underline{242 \text{ g/m}^3}$$

$$\text{Factor de barrenación} = \frac{11.15}{10 \times 4.5 \times 5.5} = 0.045 \text{ m/m}^3$$

$$= \underline{4.5 \text{ cm/m}^3}$$

NOTA: Esta carga es más económica que la indicada en la pág. 20 y debe dar buen resultado ya que no se requiere explosivo muy potente, pues la roca es blanda y por tanto se debe usar la mayor cantidad posible de ANFO, recordando que conviene utilizar velocidad de explosivo igual a velocidad de roca. Es mejor la Alternativa 2.

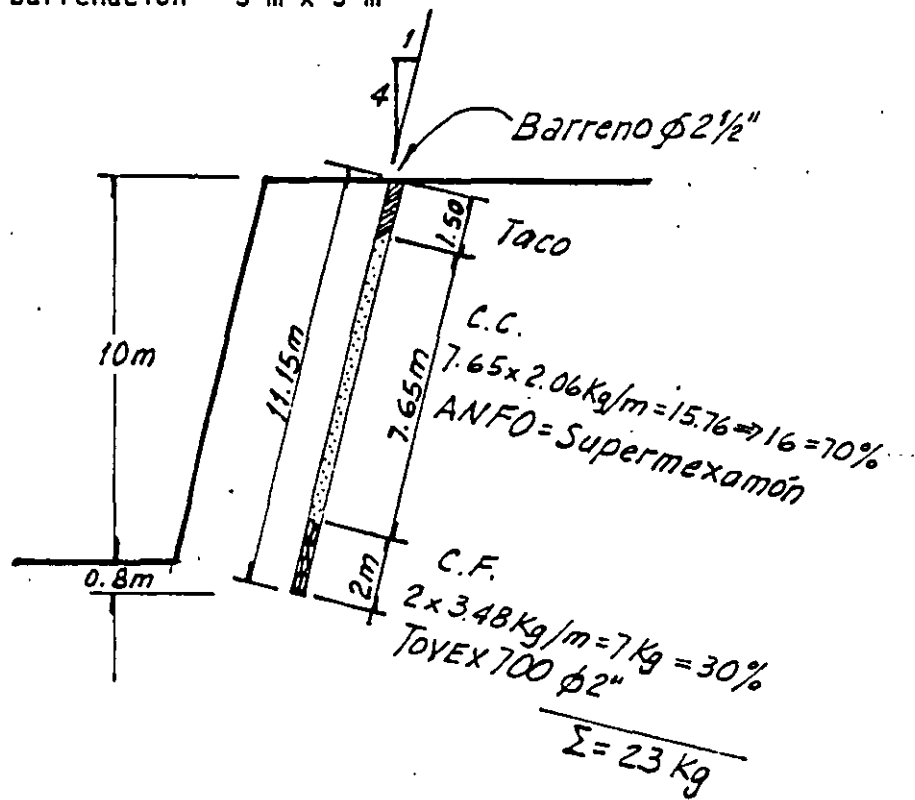
PROPUESTA:

VERTEDOR TROJES

Sept. 2, 1986

Diámetro de barreno ϕ 2 1/2" (6.35 cm)A = 31.67 cm²

Plantilla de barrenación 3 m x 3 m



$$\text{Factor de carga} = \frac{23 \text{ kg}}{10 \times 3 \times 3} = 0.256 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Coeficiente de barrenación} = \frac{11.15}{10 \times 3 \times 3} = 0.0124 \text{ m/m}^3 = 12.4 \text{ cm/m}^3$$

Rendimiento de barrenación = 17 m/h

Utilizar 6 tiempos: 25 ms, 50, 75, 100, 125 y 150 ms.

CANTERA TROJES
(CORTINA)

Sep. 2, 1986

Diámetro barreno $\phi = 3''$ (7.6 cm)

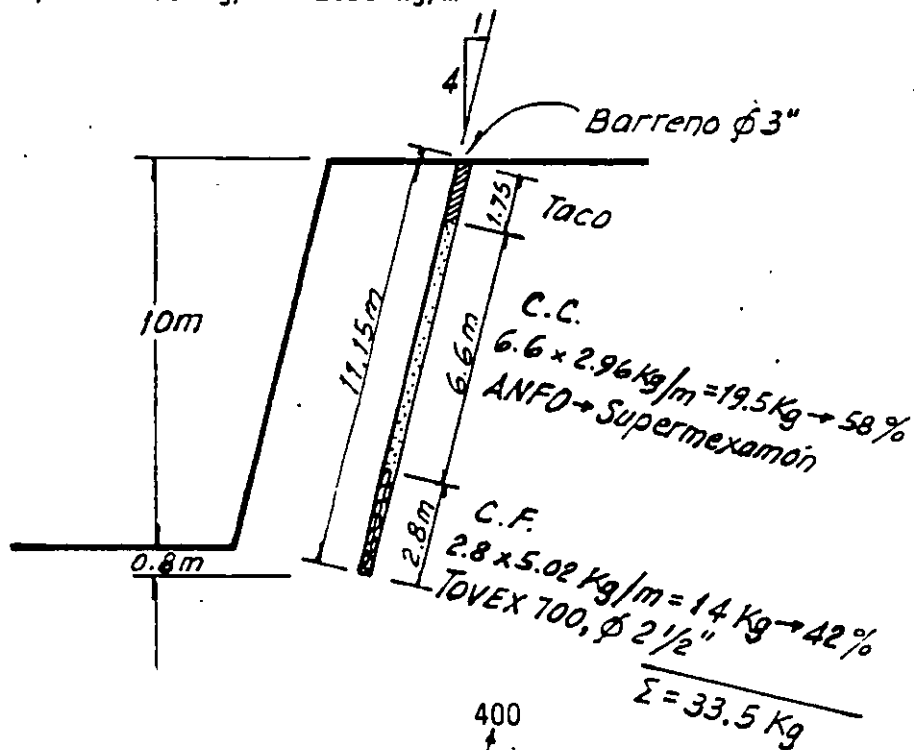
$A = 45.6 \text{ cm}^2$

Cambia a

Plantilla de barrenación $2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \rightarrow 2.75 \text{ m} \times 3.0 \text{ m}$

Tovex $4.56 \text{ l/m} \times 1.1 \text{ kg/l} = 5.02 \text{ kg/m}$

ANFO $4.56 \text{ l/m} \times 0.65 \text{ kg/l} = 2.96 \text{ kg/m}$



$$\text{Factor de carga} = \frac{33.5}{10 \times \underbrace{2.5 \times 2.5}_{2.75 \times 3}} = 0.536 \text{ kg/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Factor de barrenación} &= \frac{11.15}{10 \times \underbrace{2.5 \times 2.5}_{2.75 \times 3}} = 0.18 \text{ m/m}^3 \\ &= 18 \text{ cm/m}^3 \\ &= 13.5 \text{ cm/m}^3 \end{aligned}$$

Rendimiento de barrenación: 12 m/h

Utilizar 6 tiempos: 25, 50, 75, 100, 125, 150 ms.

SOLUTION (CONT.)

(J) From Eq. 23, $C = \frac{\sigma_c}{2} [\cos \phi - (1 - \sin \phi) \tan \phi]$

$= \frac{24,000}{2} [0.530 - (1 - 0.548)(1.60)]$

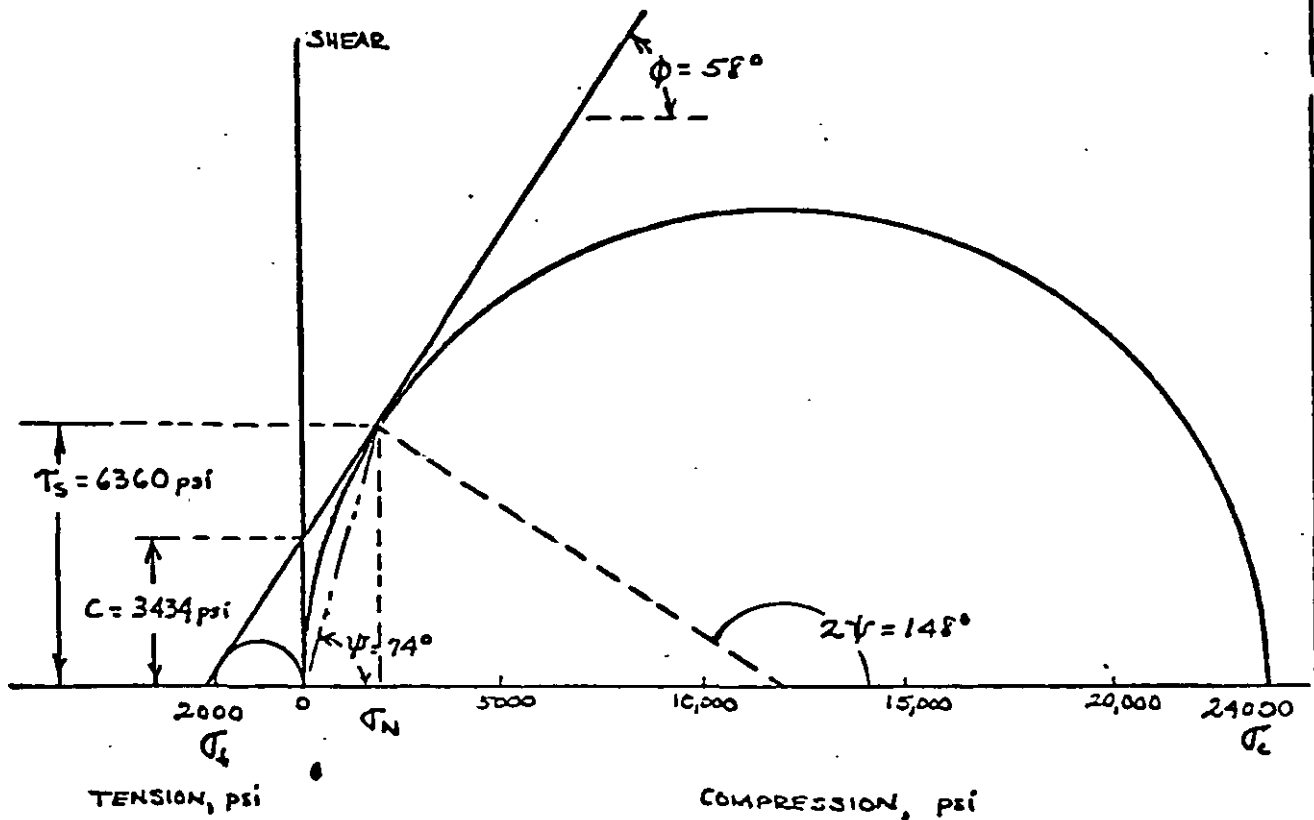
$= 12,000 (0.530 - 0.243)$

or $C = 3434 \text{ psi}$ \leftarrow

(K) From 22(b), $\tau_s = \frac{\sigma_c}{2} (\cos \phi) = 12,000(0.530) = 6360 \text{ psi}$ \leftarrow

(L) From Eq. 28, $\psi = (\phi + 90^\circ)/2 = \frac{58 + 90}{2} = 74 \text{ deg}$ \leftarrow

(m) Mohr's Failure Envelope:



$\psi = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$

SOLUTION (CONT.)

(n)

If the rock were completely saturated, there would be an increase of weight equal to $0.03(3) = 0.09 SGr$, or new $SGr = 3.09$. Also, if μ for water is 0.50, then μ for rock should increase slightly because of increased rigidity. Similarly, a slight increase in E_r should be anticipated as an increased pore pressure development when rock is loaded. Because of the latter there is less ability to deform with an accompanying reduction in effective stress, causing the material to have a lower shear strength. From these arguments one can conclude the following changes:

- (1) μ increases slightly.
- (2) E_r increases slightly
- (3) G_r remains nearly constant
- (4) K_m increases
- (5) K_i increases e.g. if $\mu = 0.27$, $K_i = 1.78$
- (6) S_f remains constant
- (7) V_p increases
- (8) V_s decreases slightly
- (9) ϕ decreases
- (10) c remains constant
- (11) T_s decreases
- (12) γ decreases

SINGLE BLASTHOLE DESIGN PROBLEM

A deposit is quarried in 30-ft high benches for crushed stone. The rock is quite massive and has the following properties:

SG_r = 2.9, v_p = 17,000 fps, μ = 0.25, S_r = 0.7,
γ = 45 deg, σ_c = 25,000 psi, and σ_t = 1750 psi.

Blasted rock is loaded by a 5 cy front-end loader. The blastholes are drilled vertically and bulk loaded (D_e = D_n) with an explosive having an SO = 117, D_c = 1 in., and confined velocities of 12,500 fps at 3 in. and 15,000 fps at 5 in. and larger charge diameters. The relationship between v_e and D_e in the 1 to 5 in. range can be assumed to be in the form of

$$y = \frac{cx}{a + bx}$$

Drainage at the operation is such that blastholes generally are always dry, and there is no free parting in the rock available that can serve as a floor. For estimating purposes the average blast area A of material cratered by a single blasthole would be equal to 1.4B².

A.. Considering the foregoing information, find the following properties for the intact rock:

- (1) τ₃, and (2) E_r.

B.. For charge diameters D_e of (a) 2 in., and (b) 4 in., determine each of the following estimates:

- (1) v_e, (2) P_d, (3) P_e, (4) B, (5) T, (6) J,
(7) E, (8) W, (9) t_f, and (10) t₁.

C.. At the given bench height L determine the respective D_e values that define each of the following conditions:

- (1) The B' that insures all of the explosive column will react before any cracks will have propagated to any open face when using a single primer located at (a) Floor level, and at (b) The Center of the charge column.
(2) The B'' at which overbreak quite likely may begin to occur when the primer is place at floor level.

SOLUTION TO SINGLE BLASTHOLE DESIGN PROBLEM

A (1) From Eq. 21,

$$\sigma_z = \sigma_c \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

Then

$$\frac{1750}{25,000} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

or

$$0.07(1 + \sin \phi) = 1 - \sin \phi$$

$$0.07 + 0.07 \sin \phi = 1 - \sin \phi$$

$$1.07 \sin \phi = 0.93$$

or

$$\sin \phi = 0.87$$

Thus,

$$\phi = 60 \text{ deg}$$

From Eq. 22(b),

$$\tau_s = \frac{\sigma_c}{2} (\cos \phi)$$

$$= \frac{25,000}{2} (0.5)$$

or

$$\tau_s = 6250 \text{ psi}$$



A (2) From Eq. 14(b)

$$V_p = \left[\frac{E_r (1 - \mu)}{\rho_r (1 + \mu)(1 - 2\mu)} \right]^{1/2}$$

From Eq. 5(b)

$$\rho_r = 1.941 SG_r$$

Thus, substituting given values of V_p , μ , and SG_r and squaring both sides of Eq. 14(b),

$$(17,000)^2 = \frac{E_r (1 - 0.25)}{1.941 (2.9) (1 + 0.25) (1 - 2 \cdot 0.25)}$$

Rearranging

$$E_r = \frac{1.7^2 \times 10^8 (1.941)(2.9)(1.25)(0.5)}{0.75}$$

or

$$E_r = 13.5 \times 10^8 \text{ psf} = 9.4 \times 10^6 \text{ psi}$$



SOLUTION (cont.)

B (1) First determine relationship of v_c with D_c from $y = \frac{cx}{a+bx}$ where $y = v_c$ and $x = D_c - D_c$

Then
$$v_c = \frac{c(D_c - D_c)}{a + b(D_c - D_c)}$$

It is given that $D_c = 1$ in., $v_c = 12,500$ fps @ $D_c = 3$ in., and $v_c = 15,000$ fps @ $D_c = 5$ in.

Then @ $D_c = 3$ in.,
$$12,500 = \frac{c(3-1)}{a + b(3-1)} = \frac{2c}{a + 2b}$$

Assume $c = 5000$,

Then
$$a + 2b = \frac{2(5000)}{12,500} = \frac{4}{3} = 0.80 \quad (I)$$

For $D_c = 5$ in.,
$$15,000 = \frac{c(5-1)}{a + b(5-1)} = \frac{4c}{a + 4b}$$

or
$$a + 4b = \frac{4(5000)}{15,000} = \frac{4}{3} = 1.33 \quad (II)$$

Regrouping
$$\begin{aligned} a + 2b &= 0.80 & (I) \\ a + 4b &= 1.33 & (II) \end{aligned}$$

Subtracting I from II,

$$2b = 0.53$$

or
$$b \approx 0.27$$

Substituting value of b in I and II,

$$a + 2(0.27) = 0.80 \quad (I)$$

or
$$a = 0.26$$

and
$$a + 4(0.27) = 1.33 \quad (II)$$

or
$$a = 0.25$$

For all practical purposes, then, $a = 0.26$ and $b = 0.27$ when $c = 5000$.

SOLUTION (CONT.)

B (1) (CONT.)

Therefore, basic velocity equation for the explosive is

$$V_e = \frac{5000 (D_c - 1)}{0.26 + 0.27 (D_c - 1)}$$

with the D_c range of values from 1 to 5 inches.

Check: @ $D_c = 3$ in.

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{5000(3-1)}{0.26 + 0.27(3-1)} = \frac{10,000}{0.26 + 0.54} \\ &= 12,500 \text{ fps} \quad \underline{OK} \end{aligned}$$

@ $D_c = 5$ in.

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{5000(5-1)}{0.26 + 0.27(5-1)} = \frac{20,000}{0.26 + 1.08} \\ &= 14,900 \text{ fps} \quad \underline{OK} \end{aligned}$$

(a) $D_c = 2$ in.

$$V_e = \frac{5000(2-1)}{0.26 + 0.27(2-1)} = \frac{5000}{0.26 + 0.27} = 9450 \text{ fps} \leftarrow$$

(b) $D_c = 4$ in.

$$V_e = \frac{5000(4-1)}{0.26 + 0.27(4-1)} = \frac{15,000}{0.26 + 0.81} = 14,000 \text{ fps} \leftarrow$$

B (2) From Eq. 4 (a)

$$P_d = \frac{6.06 \times 10^{-3} V_e^2 (S_{he})}{1 + 0.80 (S_{he})}$$

From Eq. 1

$$S_{he} = \frac{141}{50} = \frac{141}{117} = 1.2$$

Then

$$P_{d_{max}} = \frac{6.06 \times 10^{-3} \times 15^2 \times 10^8 \times 1.2}{1 + 0.80(1.2)} = \frac{6.06 \times 2.25 \times 10^5 \times 1.2}{1.96}$$

or $P_{d_{max}} = 835,000 \text{ psi}$

SOLUTION (CONT.)

B(2) (CONT.)

(a) $D_e = 2 \text{ in.}$

$$P_d = P_{d_{\max}} \left(\frac{9450}{15,000} \right)^2 = 835,000 (0.397)$$

or $P_d = 331,000 \text{ psi}$ \leftarrow

(b) $D_e = 4 \text{ in.}$

$$P_d = P_{d_{\max}} \left(\frac{14,000}{15,000} \right)^2 = 835,000 (0.87)$$

or $P_d = 730,000 \text{ psi}$ \leftarrow

B(3) From Eq. 4(b),

$$P_e = P_{d_{\max}} / 2$$

Thus, (a) $D_e = 2 \text{ in.}$, and (b) $D_e = 4 \text{ in.}$,

$$P_e = 835,000 / 2 = 417,500 \text{ psi} \quad \leftarrow$$

B(4) From Eq. 35,

$$K_B = 30 \left(\frac{160}{d_r} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{S_{6c}}{1.3} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{V_c}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}}$$

From Eq. 7,

$$d_r = 62.4 (S_{6r}) = 62.4 (2.9) = 181 \text{ pc/f}$$

Substituting for values of d_r and S_{6c} , then

$$\begin{aligned} K_B &= 30 \left(\frac{160}{181} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{1.2}{1.3} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{V_c}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} \\ &= 30 (0.96) (0.97) \left(\frac{V_c}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} \end{aligned}$$

or $K_B = 28 \left(\frac{V_c}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}}$

But from Eq. 34,

$$B = \frac{K_B D_e}{12} = \frac{28}{12} \left(\frac{V_c}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} D_e$$

SOLUTION (CONT.)

B(4) (CONT.)

In general form, therefore, $B = 2.33 D_c \left(\frac{V_c}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}}$, ft.

(a) $D_c = 2$ in.

$$B = 2.33(2) \left(\frac{9,450}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} = 4.66 (0.86) = 4.0 \text{ ft} \leftarrow$$

(b) $D_c = 4$ in.

$$B = 2.33(4) \left(\frac{14,000}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} = 9.32 (1.11) = 10.3 \text{ ft} \leftarrow$$

Also, for $D_c = 3$ in.

$$B = 2.33(3) \left(\frac{12,500}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} = 7 (1.02) \approx 7 \text{ ft}$$

And for $D_c = 5$ in. and larger,

$$B = 2.33 D_c \left(\frac{15,000}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.33 D_c (1.16) = 2.7 D_c$$

Thus, at $D_c = 5$ in.,

$$B = 2.7(5) = 13.5 \text{ ft.}$$

At $D_c = 6$ in.,

$$B = 2.7(6) = 16.2 \text{ ft}$$

B(5) From Eq. 33, $T \approx 2B/3$

Thus, (a) $D_c = 2$ in.,

$$T \approx 2(4)/3 = 2.7 \text{ ft} \leftarrow$$

(b) $D_c = 4$ in.,

$$T \approx 2(10.3)/3 = 6.9 \text{ ft} \leftarrow$$

B(6) From Eq. 32, $J \approx B/3$

Thus, (a) $D_c = 2$ in.,

$$J \approx 4/3 = 1.33 \text{ ft} \leftarrow$$

(b) $D_c = 4$ in.,

$$J \approx 10.3/3 = 3.43 \text{ ft} \leftarrow$$

SOLUTION (cont.)

B (7) From Eq. 3 where $d_c = 0.34 D_e^2 (SG_c)$ and combining Eqs. 29 through 33, we obtain when $L = 30$ ft,

$$E = d_c (PC) = 0.34 D_e^2 (SG_c) (LTJ - T)$$

$$= 0.34 D_e^2 (1.2) (30 - B/3) = 0.41 D_e^2 (30 - B/3), \text{ lb.}$$

(a) $D_e = 2$ in.

$$E = 0.41 (2)^2 (30 - 1.33) = (1.64)(28.7) = 47 \text{ lb} \quad \leftarrow$$

(b) $D_e = 4$ in.

$$E = 0.41 (4)^2 (30 - 3.43) = (6.56)(26.6) = 174 \text{ lb} \quad \leftarrow$$

B (8) If $A = 1.4 B^2$ and $W = \frac{ALdr}{2000} = \frac{1.4 B^2 (30)(.61)}{2000}$,

then $W = 3.8 B^2$

(a) $D_e = 2$ in., $W = 3.8 (4)^2 = 61 \text{ tons} \quad \leftarrow$

(b) $D_e = 4$ in., $W = 3.8 (10.3)^2 = 402 \text{ tons} \quad \leftarrow$

B (9) From Eq. 19, $V_f = V_p/3 = 17,000/3 = 5670 \text{ fps}$

If $t_f = B/V_f$, sec, (a) $D_e = 2$ in., $t_f = 4/5670 = 0.6 \text{ ms} \quad \leftarrow$

(b) $D_e = 4$ in., $t_f = 10.3/5670 = 1.5 \text{ ms} \quad \leftarrow$

B (10) If $t_i = 0.001 B$, sec.

(a) $D_e = 2$ in., $t_i = 0.001 (4) = 4.0 \text{ ms} \quad \leftarrow$

(b) $D_e = 4$ in., $t_i = 0.001 (10.3) = 10.3 \text{ ms} \quad \leftarrow$

(c) $D_e = 6$ in., $t_i = 0.001 (17) = 1.7 \text{ ms}$

SOLUTION (CONT.)

C.(1) From Eq. 36, $K_v = \frac{V_c}{V_p}$. Thus, from part E and determining K_v for the respective V_c values for each D_c from 1 to 6 inches, inclusive, the following summary table can be prepared:

D_c , in.	B , ft.	V_c , fps	K_v
1	0	0	0
2	4	9450	0.56
3	7	12,500	0.74
4	10.3	14,000	0.82
5	13.5	14,900	0.88
6	16.2	15,000	0.88

(a) Floor Priming

$$\text{From Eq. 38(a), } B' = \frac{3L}{9K_v + 2}$$

1. At $D_c = 5$ in.,

$$B' = 3(30) / (9 \times 0.88 + 2) = 90 / 9.9 = 9.1 \text{ ft.}$$

From above Table, $B = 13.5$ ft.

Thus, $B > B'$ or $13.5 > 9.1$. Diameter can be reduced.

2. At $D_c = 4$ in.,

$$B' = 3(30) / (9 \times 0.82 + 2) = 90 / 9.4 = 9.6 \text{ ft.}$$

From Table, $B = 10.3$ ft.

Thus, $B > B'$ or $10.3 > 9.6$. Diameter can be reduced.

3. At $D_c = 3$ in.,

$$B' = 3(30) / (9 \times 0.74 + 2) = 90 / 8.66 = 10.4 \text{ ft.}$$

From Table, $B = 7$ ft.

Thus, $B < B'$ or $7 < 10.4$. Diameter too small.

Note that at $D_c = 4$ in., optimum burden B and the minimum burden B' at which misfire might occur are approximately equal. Therefore, use $D_c = 4$ in. \leftarrow

SOLUTION (CONT.)

(1) (CONT.)

(b) Primer at center of charge column.

$$\text{From Eq. 38(b), } B' = \frac{3L}{18K_v + 1}$$

1. At $D_c = 5$ in.,

$$B' = 3(30) / (18 \times 0.88 + 1) = 90 / 16.8 = 5.4 \text{ ft.}$$

From Table $B = 13.5$ ft.

B is much greater than B' indicating diameter can be much smaller, i.e., $B > B'$ or $13.5 > 5.4$.

2. At $D_c = 3$ in.,

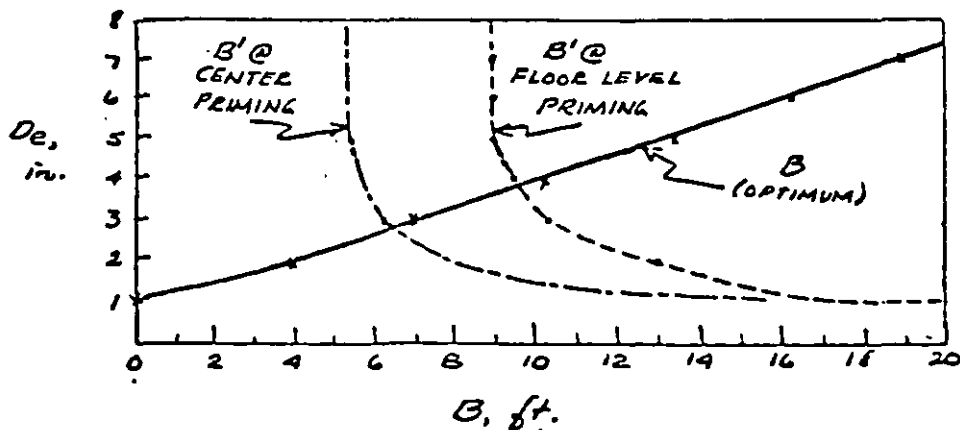
$$B' = 3(30) / (18 \times 0.74 + 1) = 90 / 14.3 = 6.3 \text{ ft.}$$

From Table $B = 7$ ft.

Values of B and B' are approximately equal with $B > B'$ a small amount, which is desirable.

Therefore, use $D_c = 3$ in. ←

NOTE The previous solutions can be solved quite simply by plotting values as shown below:



(2)

$$\text{From Eq. 39, } B'' = 0.62L = 0.62(30) = 18.6 \text{ ft} \quad \leftarrow$$

$$\text{This burden would be for } D_c = \frac{B''}{2.7} = \frac{18.6}{2.7} = 6.9 \text{ in.}$$

CHAPTER 1 1

BLASTING THEORY

by R. Frank Chiappetta

1. INTRODUCTION

Blasting theory is perhaps one of the most interesting, thought provoking, challenging and controversial areas of our industry. It encompasses many areas in the science of chemistry, physics, thermodynamics, shock wave interactions, and rock mechanics. In broad terms, rock breakage by explosives involves the action of an explosive and the response of the surrounding rock mass within the realms of energy, time and mass. Past, current and new blasting theories are presented along with the factors affecting fragmentation and general blast design criteria. The chapter content has been carefully selected to emphasize the concepts associated with each blasting theory rather than a rigorous mathematical, physical, or chemical treatment through formulae. Where formulae are introduced, they are merely to enhance the concepts presented.

In spite of the tremendous amount of research conducted in the last few decades, no single blasting theory has been developed and accepted that adequately explains the mechanisms of rock breakage in all blasting conditions and material types. Given specific test environments, conditions and assumptions, individual researchers have contributed valuable information and insight as inputs into blasting theories, although a simple "plug-in" formula for predicting "optimum fragmentation" is still largely unresolved. There is as yet no consistent and widely applicable theory of blasting, but only a number of limited and disconnected theories, many of which are empirical in nature and based on ideal blasting conditions. Blasting theories have been formulated and based on pure speculation, years of blasting experience on a trial and error approach, laboratory testing, field investigations, and mathematical and physical models adapted from other disciplines of science.

Primary breakage mechanisms have been based upon:

- Compressional and tensile strain wave energy
- Shock wave reflections at a free face
- Gas pressurization on the surrounding rock mass
- Flexural rupture
- Shear waves
- Release-of-load
- Nucleation of cracks at flaws and discontinuities
- In-flight collisions

Since so many schools of thought surround blasting theory, one must be prepared to investigate not only the theories, but the overall field input

Often more than one theory is needed to clarify or explain certain results. Parallel this approach to the physicist trying to explain light with only one theory, that is, the wave theory. With the passage of time it became apparent that everything associated with light could not always be adequately explained with this theory alone and hence, another theory, the particle or "packets of energy" theory was developed to explain the phenomena of light in which the first theory failed. With both theories, the physicist could now explain many of the mysteries surrounding light which eventually led to new developments such as the laser. Similarly, in trying to define the mechanisms of rock breakage by explosives, more than one theory or explanation is often needed. In any case, a blasting theory should not only attempt to explain and predict the breaking process, but more importantly, it should suggest and allow new methods and techniques to improve on current blasting practices.

2. TIME EVENTS FOR THE BREAKING PROCESS

There are basically four time frames designated as T1 to T4 in which breakage and displacement of material occur during and after complete detonation of a confined charge.

The time frames are defined as follows:

- T1 — Detonation
- T2 — Shock or Stress Wave Propagation
- T3 — Gas Pressure Expansion
- T4 — Mass Movement

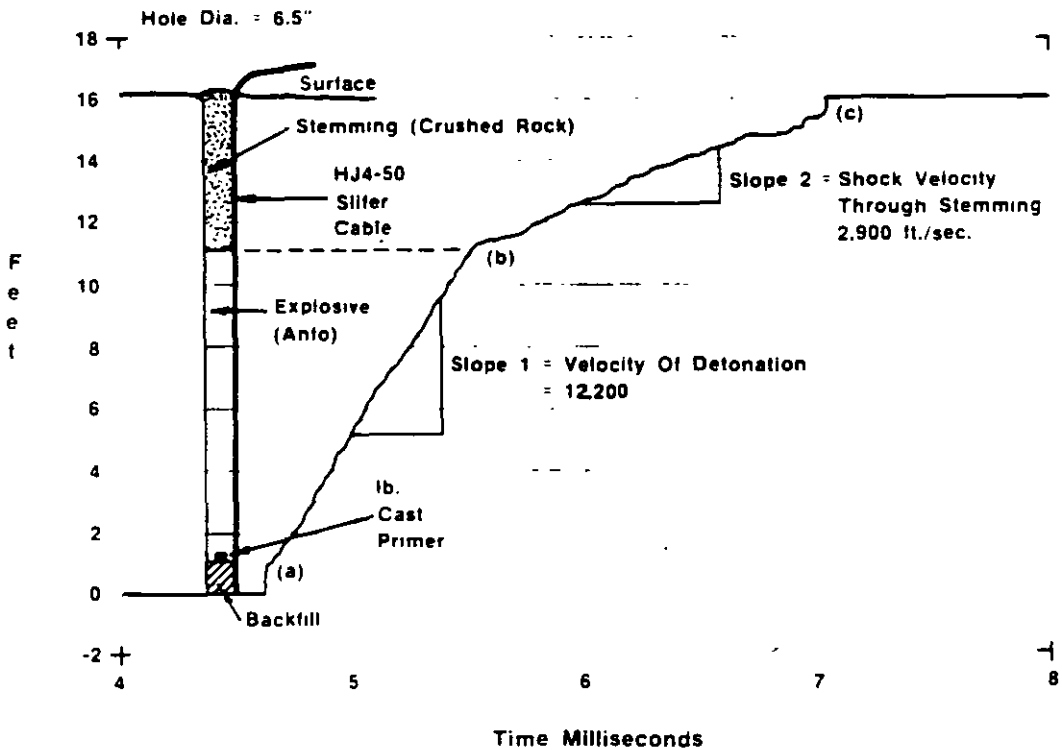
Each time frame is first discussed separately, and then discussed in conjunction with blasting theories for an overall, more detailed explanation and meshing of events. Although these are treated as discrete events, it should be emphasized that in a typical shot hole or production blast, one event phase can occur simultaneously with another at specific time intervals.

a. T1 — DETONATION

Detonation is the beginning phase of the fragmentation process. The ingredients of an explosive consisting of a fuel and oxidizer combination; upon detonation, are immediately converted to high pressure, high temperature gases. Pressures just behind the detonation front are in the order of 9 Kbars to 275 Kbars, while temperatures range from approximately 3000° to 7000°F.⁽²⁾

detonation head is totally unaffected until the detonation head pass through it. In a typical 30 foot explosive column loaded with an explosive having a characteristic velocity of detonation of 10,000 ft/sec. complete detonation and energy release within the entire column would occur in about 3 milliseconds. For an explosive with a velocity of detonation of 20,000 ft/sec. detonation and energy release would be complete in 1.5 milliseconds. Detonations of this kind are self-sustaining due to the inertia of the explosive itself that provides confinement necessary to maintain conditions for fast chemical reaction rates.

Figure 11-2 and 11-3 illustrate two typical hole load configurations. Velocity of detonation within the explosive column was measured with the SLIFER System developed at SANDIA NATIONAL LABORATORIES. For a continuous 11 foot column of cartridge ANFO, the velocity of detonation was measured to be 12,200 ft/sec as indicated by the slope of the straight line segment between point (a) and (b) in Figure 11-2. The straight line is indicative of a consistent explosive composition, constant density and a stable velocity of detonation. As detonation progresses along the column, not only is a



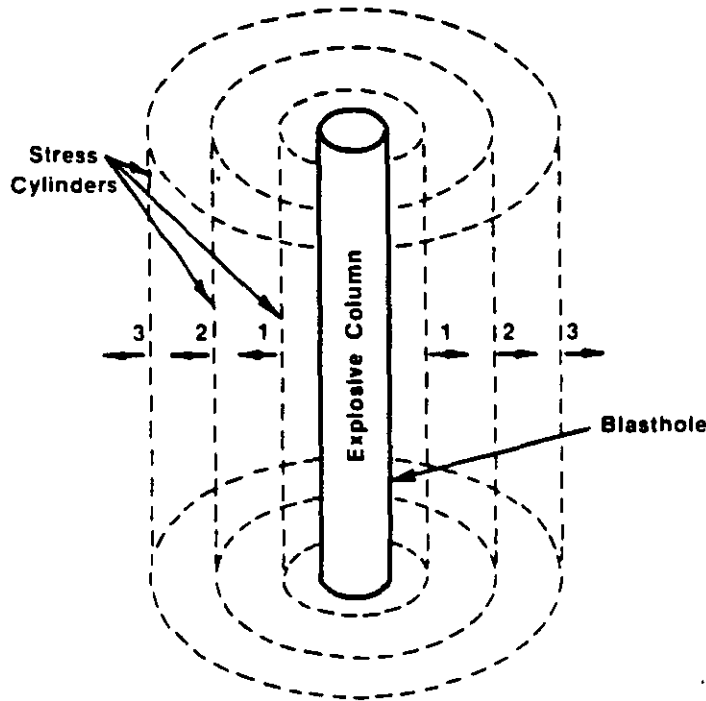
**VELOCITY OF DETONATION MEASUREMENT USING THE
SLIFER SYSTEM DEVELOPED AT SANDIA NATIONAL
LABORATORIES**

FIGURE 11.2

low order ANFO detonation can act as a very effective primer for the emulsion cartridge. The decrease in velocity between points (b) and (c) is attributed to water trickling into the bottom part of the hole from the surrounding rock mass. Although ANFO can tolerate up to a 10% water saturation level, it does so at the cost of blasting efficiency. If the center emulsion cartridge was not present, one of two things would have occurred. It may have sustained a low order ANFO detonation with a velocity of 2,045 ft/sec throughout the remaining explosive column, or it would have soon failed. It has been demonstrated in field trials that where an explosive of higher velocity of detonation is embedded sparingly within the column of a main explosive with a lower velocity of detonation, that better results are generally achieved. The greater the difference in detonation velocities and the harder the material to be blasted, the more pronounced are the results.

b. T2 – SHOCK AND STRAIN WAVE PROPAGATION

The second phase, immediately following detonation or in conjunction with the detonation phase of T1, is the shock and strain wave propagations throughout the rock mass. This disturbance or emitted



1.2.3 Successive Positions Of Stress Wave

THEORETICAL POSITIONS OF THE OUTBOUND DISTURBANCE FROM A COLUMN CHARGE

FIGURE 11.4

The pressure next to the borehole wall will rise instantaneously to its peak and then rapidly decay exponentially. The quick decay is due to cavity expansion of the borehole and increased gas cooling. Cavity expansion around the borehole can occur through crushing, pulverization, and/or displacement of material and can range anywhere from about one to three hole diameters depending on the medium and explosive used. Generally, extensive compressive, shear and tensile failure occur as a region of pulverized material since the wave energy is at its maximum near the borehole wall.

As the strain wave front proceeds outward, it has a tendency to compress the material at the wave front through a volume change. At right angles to this compressive front, there exists another component referred to as the tangential or "hoop" stress. The tangential stress, if large enough, can cause tensile failures at right angles to the direction of propagation. The largest tensile failures are expected to occur close to the borehole where the tangential stress is high enough for failure to occur. Both the compressive and tensile components of the wave front decay with distance from the borehole.

When the compressive wave front encounters a discontinuity or interface, some of the energy is transferred across the discontinuity and some reflected back to its point of origin.¹⁴¹ For the most part, the partitioning of energy depends on the ratio of the acoustic impedance of the materials on either side of the interface, as illustrated in Figure 11.6. Acoustic impedance, Z , for any material is defined as:

$$Z = \rho \times V_p$$

where: Z = acoustic impedance
 ρ = density of material
 V_p = sonic velocity of material

In reference to Figure 11-6, where the ratio of the acoustic impedance of material 1 to material 2 is less than one, some of the wave energy is transferred into material 2 and some reflected back, but both waves remain compressional. When the acoustic impedance ratio is 1, all of the energy is transferred into material 2 and no reflected wave occurs. When the impedance ratio is greater than 1, then some of the energy gets transferred into material 2 as a compressive wave and the remaining energy gets reflected at the interface as a tensile wave. When a compressive wave travelling through rock encounters an interface such as a free face, nearly all of the energy will be reflected back as a tensile wave. If the burden distance between the free face and explosive column is relatively small in

c. T3 – GAS PRESSURE

During and/or after strain wave propagation, the high pressure, high temperature gases impart a stress field around the blasthole that can expand the original borehole, extend radial cracks and jet into any discontinuity. It is during this phase where some controversy exists as to the main mechanism of fragmentation. Some believe that the fracture network throughout the rock mass is completed while others believe that the major fracturing process is just beginning. In any case, it is the gases that have jetted into discontinuities and the fracture network that is either fully developed or being developed, which are responsible for the displacement of broken material.

It is not clear as to the exact travel paths that gases take within the rock mass, although it is agreed that they will always take the path of least resistance. This means that gases will first migrate into existing cracks, joints, faults, and discontinuities, in addition to seams of material which exhibit low cohesion or bonding at interfaces. If a discontinuity or seam between the borehole and free face is sufficiently large, the high pressure gases will immediately vent to the atmosphere, rapidly reducing the total confinement pressures, and results in reduced displacement of broken and fragmented material.

The confinement time of gas pressures within a rock mass vary significantly depending on the amount and type of explosive, material type and structure, fracture network, amount and type of stemming, and burden. ATLAS studies, with the use of high-speed photography in full scale bench blasts, have shown that gas confinement times before the onset of movement can vary from a few milliseconds to tens of milliseconds.⁽³⁾ To date, confinement times have been measured to range from 5 to 110 milliseconds for a variety of materials, explosives and burdens. Generally, but not always, confinement times can be decreased by employing higher energy explosives, decreasing the burden, or a combination of both. This applies equally to material at the bench face or at the bench top, as in the case of stemming blowouts or cratering. Refer to Figures 12.35 and 12.36 Vibration/Airblast for specific examples of gas confinement times for stemming blowouts. It is evident that only suitably burdened and well stemmed charges can deliver their full potential of additional gas extension fracturing and mass movement.

d. T4 – MASS MOVEMENT

Mass movement of material is the last stage in the breaking process. The majority of fragmentation has already been completed.

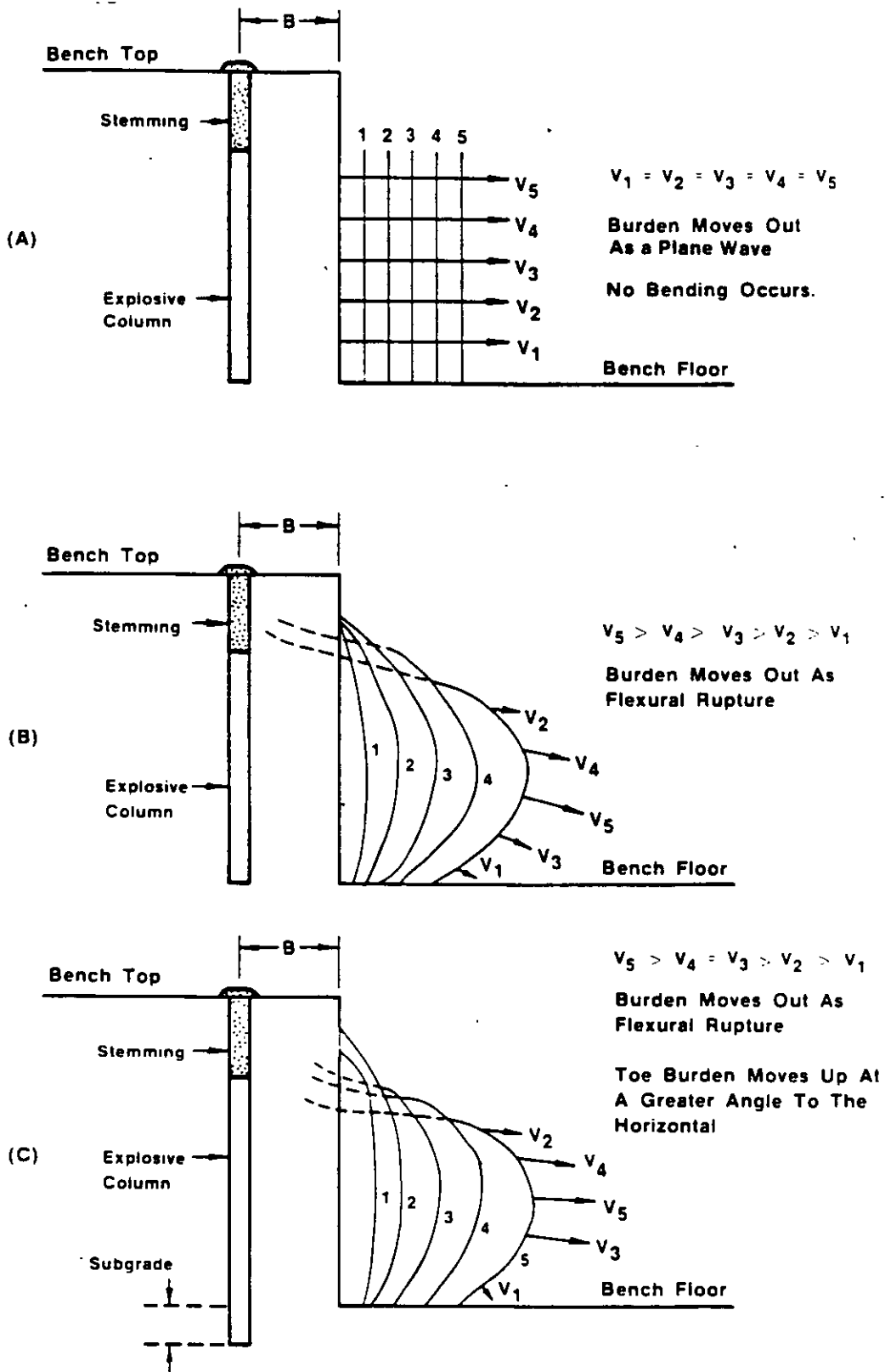


FIGURE 11.7

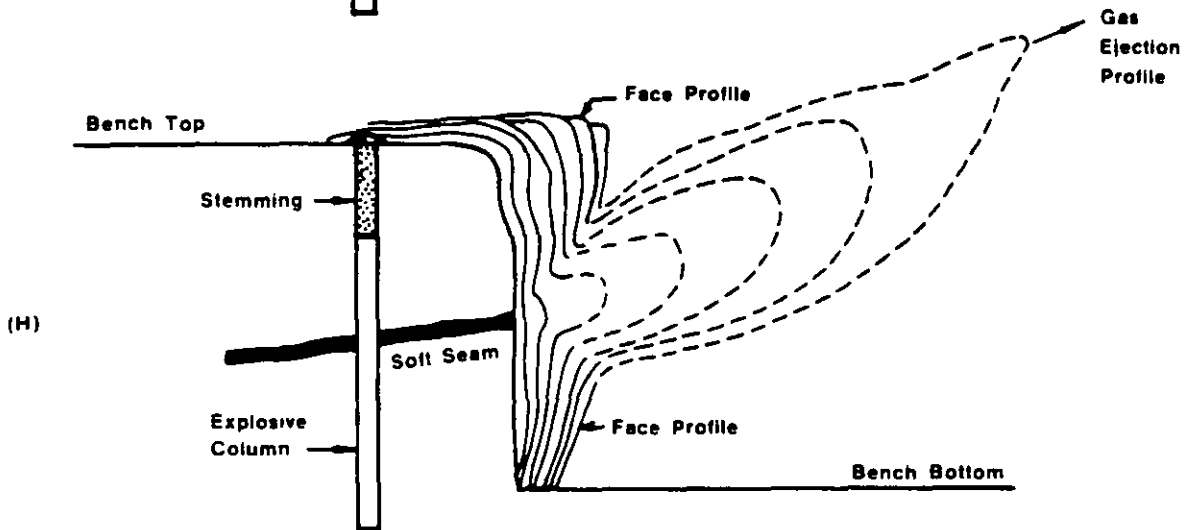
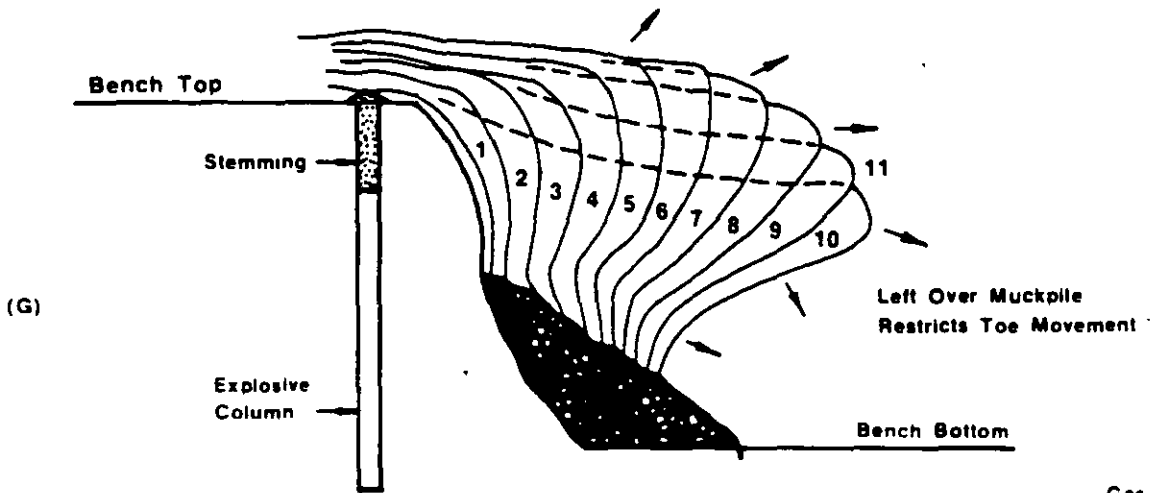
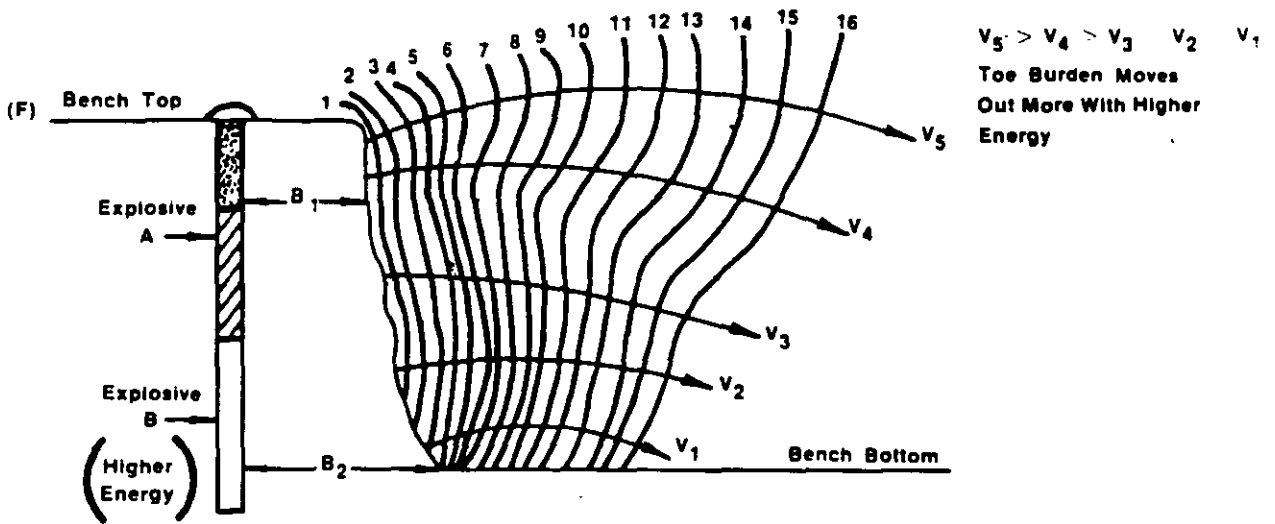


FIGURE 11.7 (Cont'd)

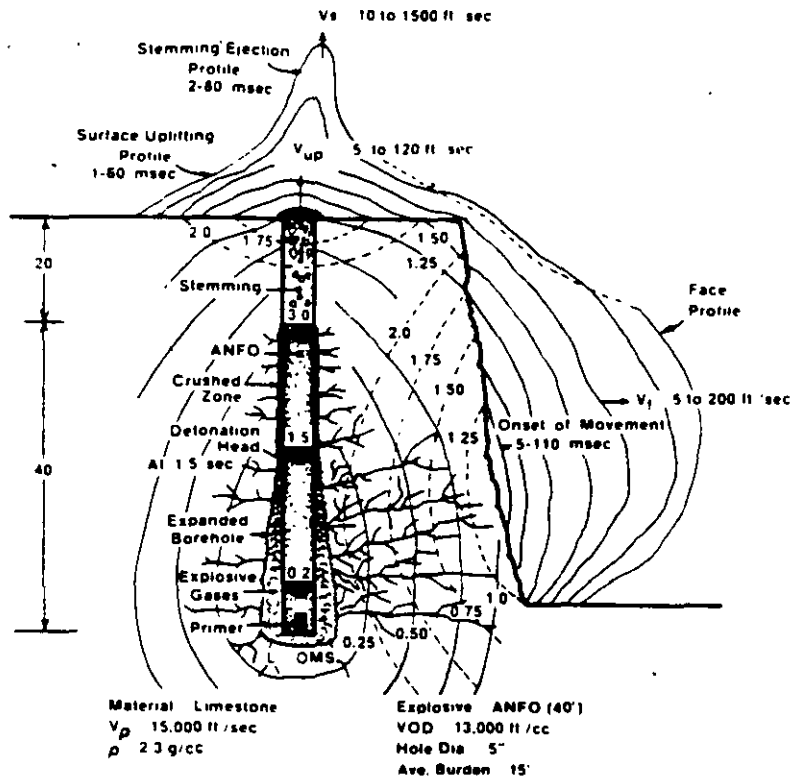


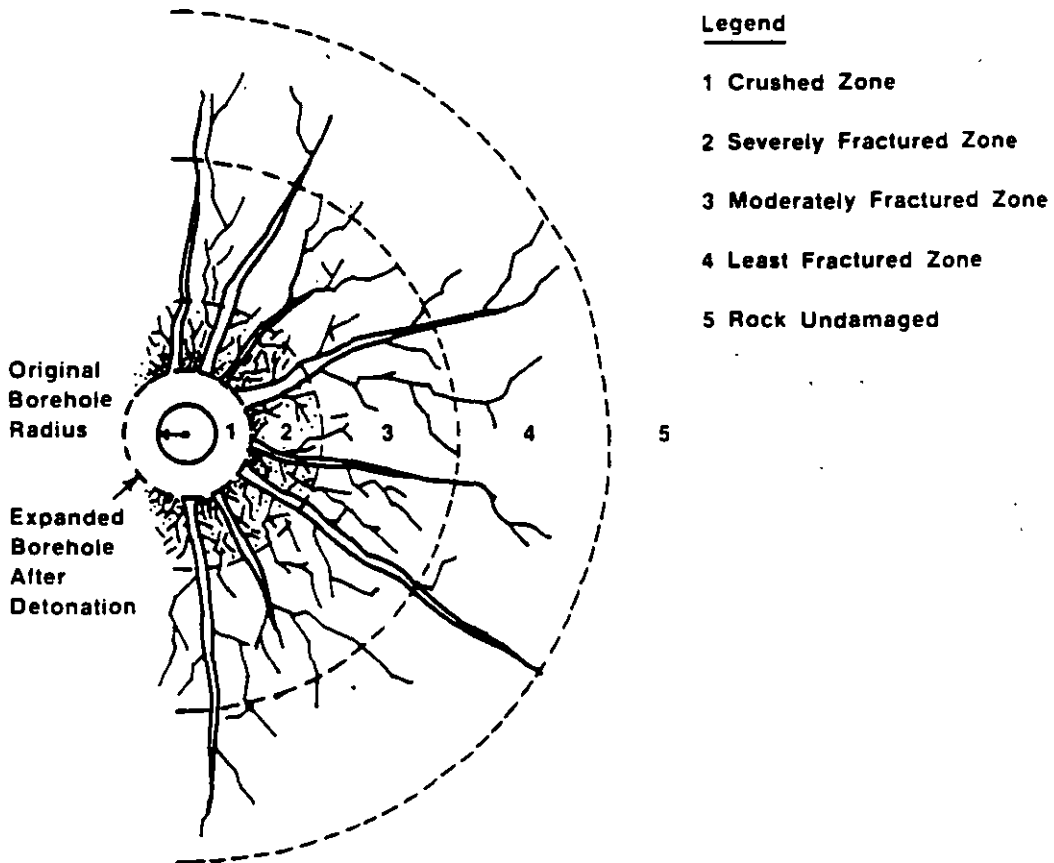
ILLUSTRATION SHOWING THE INTERACTION OF TIME EVENTS T1 TO T4 IN A TYPICAL QUARRY BENCH
FIGURE 11.8

expansion through crushing of the borehole walls has taken place. This produces compressive stress waves with tangential components emanating from the borehole walls and progressing outward in every direction with a velocity characteristic of the sonic wave velocity of limestone. It takes approximately 1.0 msec for the compressive strain wave to transverse 15 feet of burden to the free face. Behind the strain wave propagation some radial cracks start to develop in the crushed zone region of the borehole with a velocity ranging from 25 to 50% of the P-wave velocity for limestone. If the intensity of the compressive strain pulse is high enough, new cracks and/or extensions of pre-existing cracks and flaws can be initiated anywhere between the crushed zone next to the borehole and the free face. The greatest number of cracks are generally found closest to the borehole

When the compressive wave strikes a free face, it is immediately converted to a tensile strain wave which starts at the free face and travels back through the rock mass towards the borehole. Owing to

intense damage. This zone is also referred to as the hydrodynamic zone in which the elastic rigidity of the rock becomes insignificant. (6)

Next to the crushed zone is a region defined by a severely fractured zone referred to as the non-linear zone. Here fracturing can range from severe crushing through partial fracturing, to plastic deformation. Extension



ZONES OF RUPTURE RADIUS
FIGURE 11.9

of cracks can occur from previously formed cracks by the tangential component (hoop stress) of the shock wave, infiltration of gas pressure and at flaw sites.

In zones 3 and 4 (elastic zones) tensile failures and crack extensions occur in a less intense mode because the stress wave amplitude has attenuated significantly. Much of the original energy from the detonation has been consumed in the form of heat, friction, and fracturing in zones 1 and 2. The peak amplitude of the compressive stress is now much smaller than the compressive strength of the rock so no new fractures are likely in this wave type. However, the tangential stress component of the wave is still substan

4. **BLASTING THEORIES (Past & Present)**

In this section, blasting theories of the past and present are discussed in concept form. Table 11-3 is a list of some of the more common thoughts regarding breakage mechanisms and the researchers responsible for their introduction. This list is by no means complete, but it does illustrate how certain thoughts on blasting theory started with the simple reflection theory after World War II and progressed to the more complex nuclei or stress-wave flaw theory of the present.

Since each theory has inherent strengths and weaknesses, the main concepts of each theory are best explained with a brief description. Blasting theories discussed are:

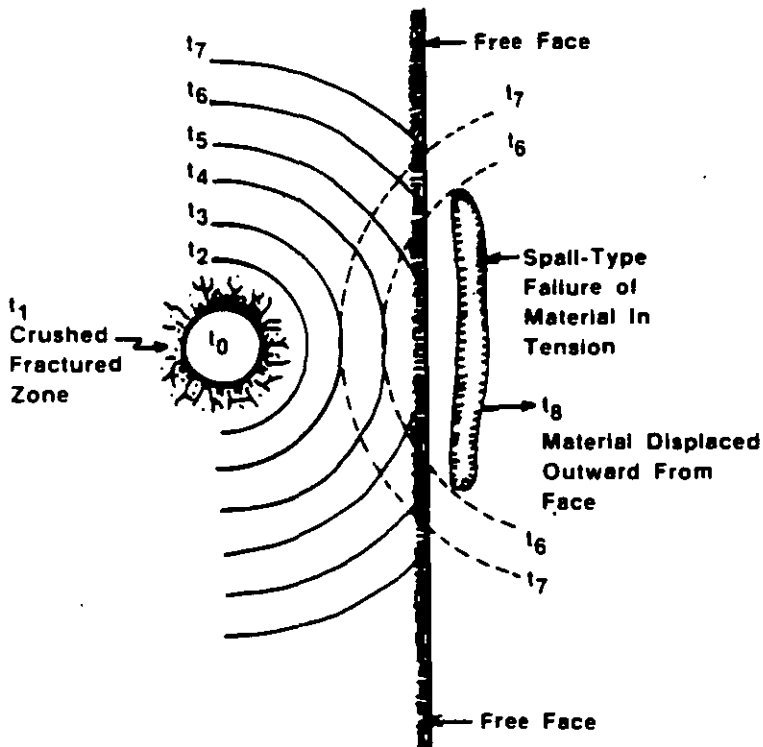
- a) Reflection Theory (Reflected Stress Waves)
- b) Gas Expansion Theory
- c) Flexural Rupture
- d) Stress Waves & Gas Expansion Theory
- e) Stress Waves, Gas Expansion & Stress-Wave/Flaw Theory
- f) Nuclei or Stress-Wave/Flaw Theory
- g) Torque Theory
- h) Cratering Theory
- i) Cratering Mechanisms

a. **REFLECTION THEORY (Reflected Stress Waves) (17, 18, 19, 20)**

One of the first attempts to explain, analytically, how rock breaks when a concentrated explosive charge is detonated in a borehole near a free surface was with the reflection theory. The concept was simple, straight forward, and based strictly on the well known fact that rock is always less resistant in tension than in compression. A compressive strain pulse is generated by the detonation of an explosive charge, moves through the rock in all directions with a decaying amplitude, and is reflected only at a free surface. At the free surface, the compressive strain pulse is converted into a tensile strain pulse that progresses back to its point of origin. (See Figure 11-10). Since rock is weakest in tension, it is easily pulled apart by the reflected tensile strain pulse and damage at the face appears in the form of spalling. The high pressure, expanding gases, are not deemed directly responsible for the major degree of fracturing that occurs.

A more detailed explanation follows: Detonation of an explosive charge in rock generates a large quantity of high temperature, high pressure gas in a very short time. Typically, this occurs in a few microseconds for small cylindrical charges and in a few milliseconds

The effective transfer of detonation pressure to stress in the rock depends on the impedance match of the explosive to rock. A smaller explosive to rock impedance ratio was shown to provide a more effective transfer of this pressure to stress. The concept of reflection breakage is illustrated in Figure 11-10. The time order of key events are:



- t_0 - detonation, generation of high pressure, high temperature gases
- t_1 - borehole walls are crushed and slightly fractured due to high gas pressure, and borehole expands
- t_2-t_4 - compressional strain pulse propagates outward in all directions
- t_5 - part of compressional strain pulse impinges on free surface
- t_5-t_6 - part of pulse continues to travel outward and part of it is reflected at the free surface as a tensile strain pulse
- slab of rock begins to detach from free face and moves forward
- t_7 - other compressive stress pulses arrive at the newly formed face and repeats breaking process

**REFLECTION THEORY
TENSILE FRACTURE BY REFLECTION
OF A COMPRESSIVE STRAIN
PULSE AT A FREE SURFACE**

FIGURE 11.10

Slabs broken off closer to the hole are displaced with lower velocities

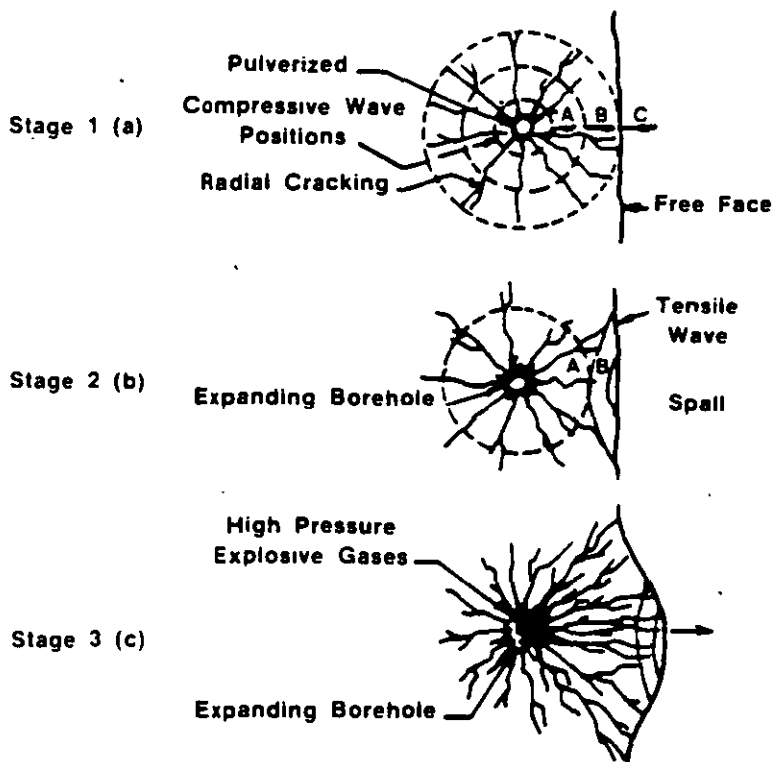


this theory, ninety percent of the total energy to break rock is in the latter. Detonation pressure acts only momentarily against any part of the borehole's internal surface area, while gas pressure is sustained considerably longer until some form of cavity volume change occurs. Gas pressure, then, is the major component responsible for fragmentation and flexural rupture.

Radial cracks form only in planes parallel with the borehole axis. No cracks develop where the explosive is not in immediate contact, thus most cracks form adjacent to the borehole wall where tangential stresses are produced within the borehole's wall as the cavity is pressurized. Provided strain energies at crack tips are adequate, extension of fractures continue. Breakage by reflection of strain energy at a free face is considered negligible. Gas pressure drives the radially produced cracks through the burden to the free face and displaces rock through bending and in the direction of least resistance generally following naturally occurring planes of weakness. It is during this final stage where the major breakup of intact material takes place.

Breaking of rock by flexural rupture is analogous to bending and breaking a beam as illustrated in Figures 11-11 and 11-12. A rectangular beam is used to represent the field configuration of bench height, H , and burden, B , in the form of a modified cantilever beam model. The fixed end of the beam represents toe conditions while a roller, placed directly opposite the center of the stemming column represents the stemming function. The roller allows the collar region to rotate and move longitudinally but does not allow deflection normal to the borehole axis. Although not shown for clarity of concept, the beam thickness in Figures 11-11 and 11-12 is actually equal to the burden. Borehole pressure is represented as a load distributed along the length of blasthole containing the explosive. Rock weight of the bench segment is considered negligible relative to the load resulting from the borehole gas pressure. Maximum contribution of total rock load acting at floor level is only at a ratio of about 1:100,000 or more compared to gas pressure.

The degree of fragmentation is controlled by the stiffness property of the burden-rock mass. This stiffness depends on existing restraints to movement, rock (Young's modulus), radially-cracked block's geometric shape as defined by its average thickness, width, and length. In terms of blast configuration, burden, spacing, and bench height are the controlling factors for any given rock.



**FRACTURES OPENED UP AND PROPAGATED BY GAS EXPANSION
PRODUCING AN ISOLATED FRAGMENTED ROCK MASS OR CRATER**
FIGURE 11.13

Stage 2—The pressure associated with the outgoing shock wave of the first stage is positive. If the shock wave reaches a free face it will reflect, but in so doing the pressure falls rapidly to negative values and a tension wave is created. This tension wave travels back into the rock and since this material is less resistant to tension than to compression, primary failure cracks will develop due to the tensile strength of this reflected wave. If these tensile stresses are sufficiently intense they may cause scabbing or spalling at the free face. (Figure 11-13b)

In rock breaking this spalling effect appears to be of secondary importance. It has been calculated that the explosive load must be in the order of 8 times the normal load to cause failure of the rock by reflected shock wave alone.

In the first and second stages, the function of the shock wave energy is to condition the rock by inducing numerous small fractures. In most explosives the shock wave energy theoretically amounts to only 5 to 15% of the total energy of the explosive. This strongly suggests that the shock wave is not directly responsible for any signifi-

1.- PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS

1.1.- INTRODUCCION

En este capítulo se describen algunos de los sistemas notacionales que se utilizan para describir ya sea en forma gráfica o escrita las características geométricas de la estructura de los macizos rocosos.

1.2 - Mapas geológicos

Estos mapas contienen la delimitación geográfica de las formaciones de roca existentes en el lugar y se aplican para señalar mediante una simbología las características de la estructura de los macizos rocosos como son: plegamientos, cabalgaduras, hundimientos, etc así como los rasgos más significativos de las discontinuidades como son: fracturas o juntas, fallas, planos de estratificación, planos de foliación, oquedades, etc.

Es importante anotar la orientación (rumbo y medido) y espaciamiento de las discontinuidades, así como una descripción de las características de las juntas o planos de discontinuidad. Por ejemplo: Los términos cerradas o abiertas se aplican para describir el grado

de estanqueidad de las discontinuidades, esta información debe acompañarse de una descripción del material de relleno. También deben anotarse las características de los planos en los que están contenidas las caras de las juntas, por ejemplo: si el plano es recto o alabeado y si las caras son lisas, rugosas o escalonadas. A estas características de los planos de las juntas se les puede asignar un número en función de su resistencia al corte.

Existen dos formas básicas para representar las estructuras y los rasgos estructurales.

- 1) Mapas con la localización geográfica de estructuras y rasgos estructurales, anotando sus características físicas de orientación y posición y 2) Gráficas en las que se muestra la frecuencia relativa de las discontinuidades, mostrando el intervalo de variación de las orientaciones que ocurren en el sitio.

Ambos sistemas tienen sus ventajas y limitaciones.

El primer sistema es preferido para usos generales. Permite la construcción de secciones transversales en cualquier área crítica particular del proyecto, ya sea una ladera o la pared de una excavación subterránea. De esta manera se puede identificar la presencia de alguna discontinuidad cuya orientación sea adversa a alguna excavación.

En este sistema se incluyen tambien los mapas de socavones y lumbreras de exploración geológica.

La simbología de banderas de Mueller es muy adecuada en este sistema de representación. En las Figs. 1 y 2 se presentan ejemplos de estas simbologías.

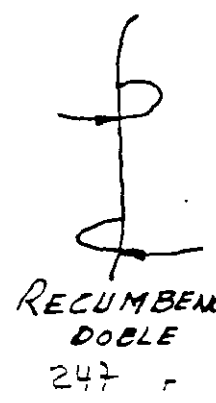
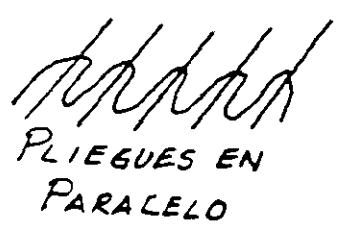
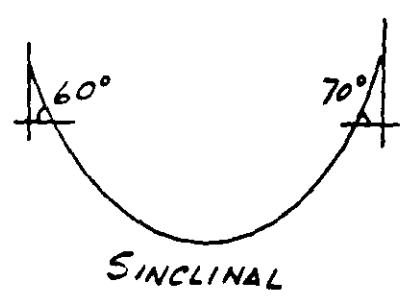
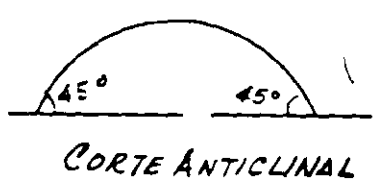
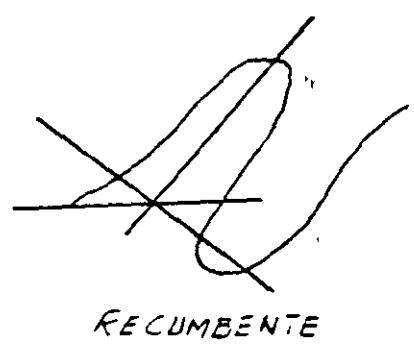
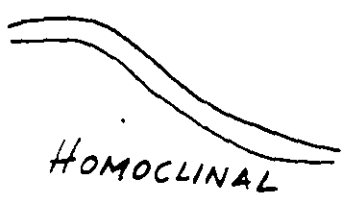
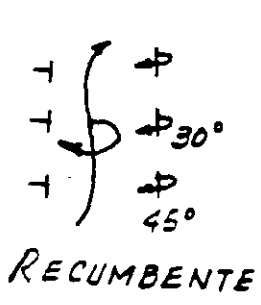
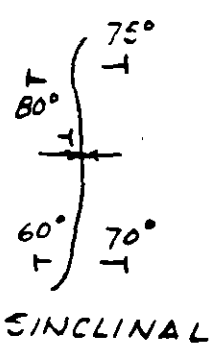
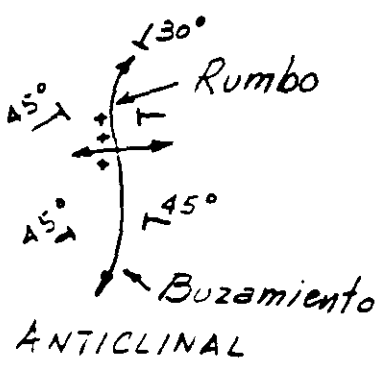
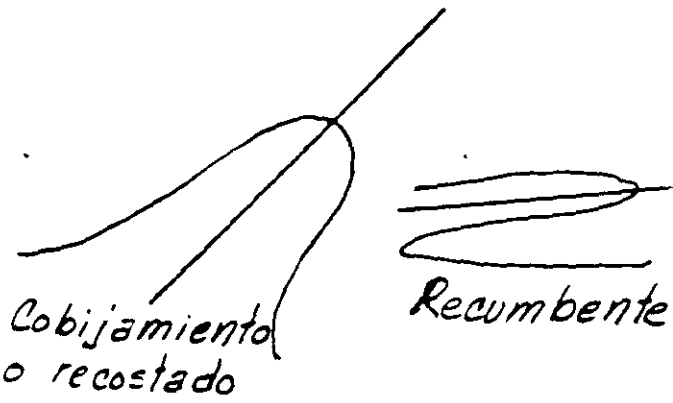
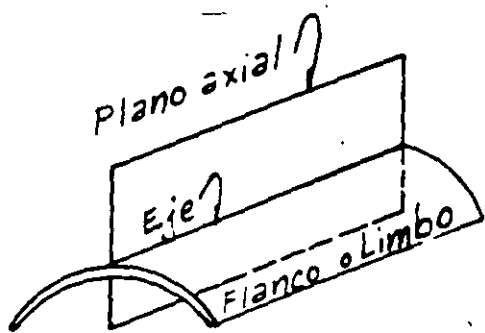
Las gráficas estadísticas más usuales son: a) La roseta de fallas y fracturas y b) Las proyecciones estereográficas.

Las ventajas de estos sistemas es que permiten ubicar un gran número de observaciones y pueden sacarse valores "promedio". Hay que tener cuidado con esto pues el pic puede venir de una sola discontinuidad mayor y que no necesariamente se encuentre en el promedio.

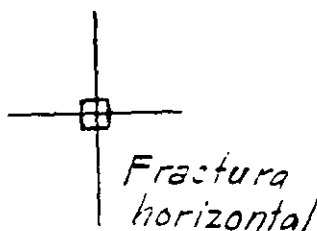
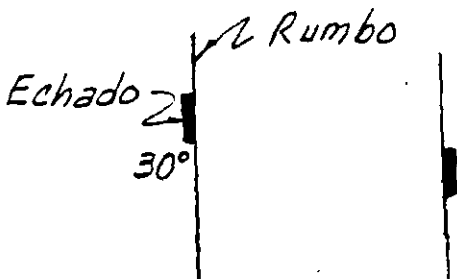
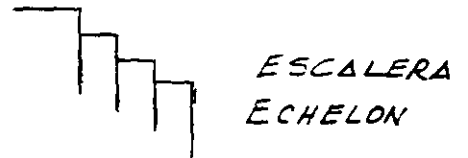
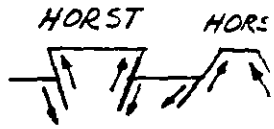
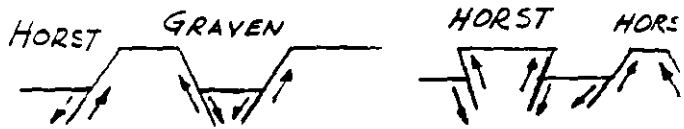
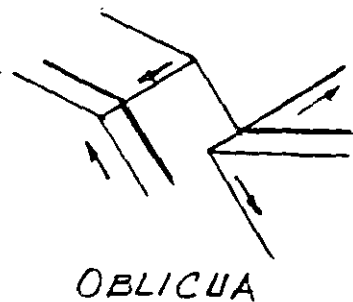
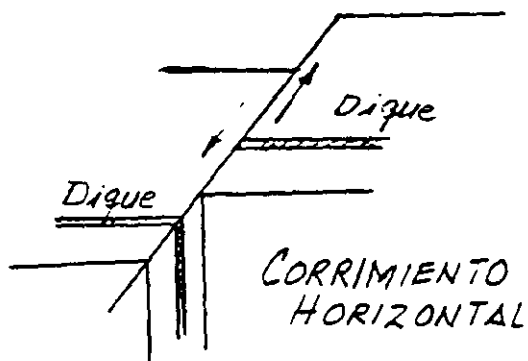
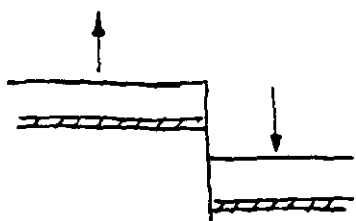
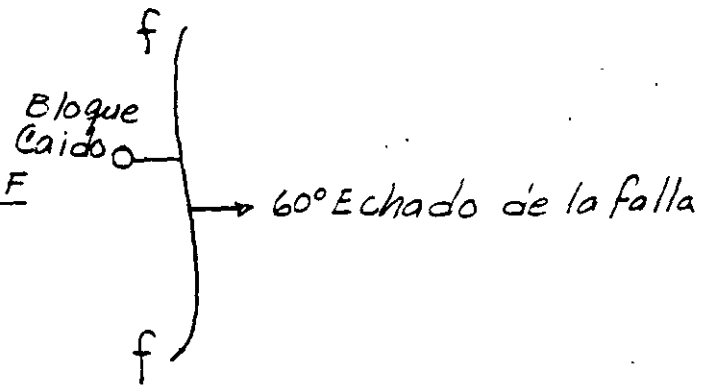
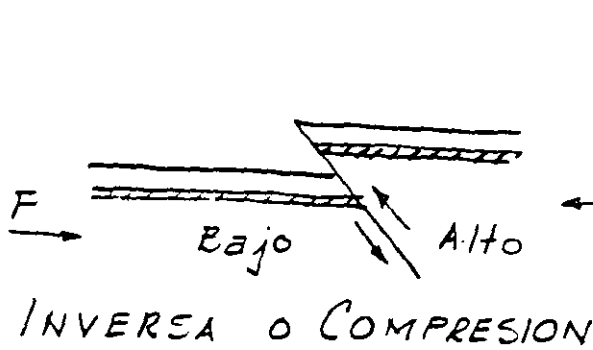
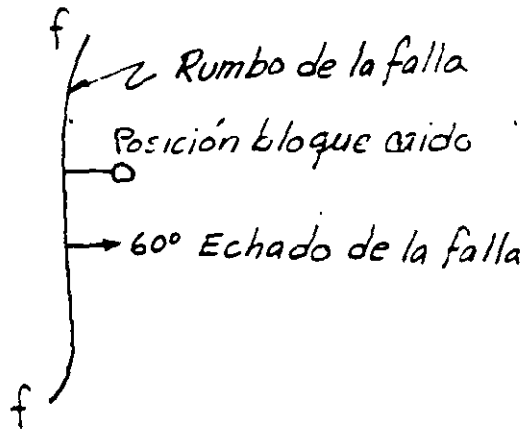
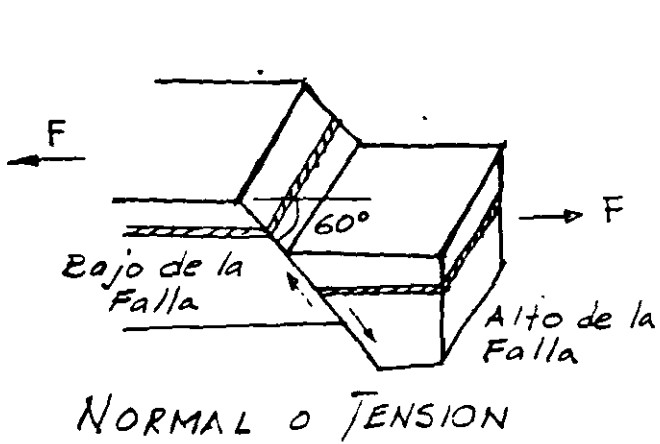
En la Fig 3 se presenta una roseta de fracturas y fallas y en las Figs. 4 y 5 un sistema de representación estereográfica con base en el hemisferio inferior.

1.3.- Clasificación de la roca "in situ" para propósitos ingenieriles.

Además de los mapas y las graficas estadísticas de las discontinuidades geológicas, es deseable tener alguna forma de clasificación que permita la caracterización de los macizos rocosos. El propósito de esta clasificación es para facilitar la comunicación entre ingenieros.

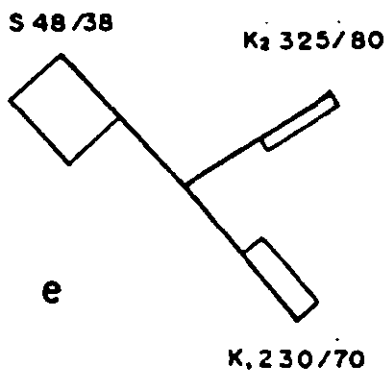
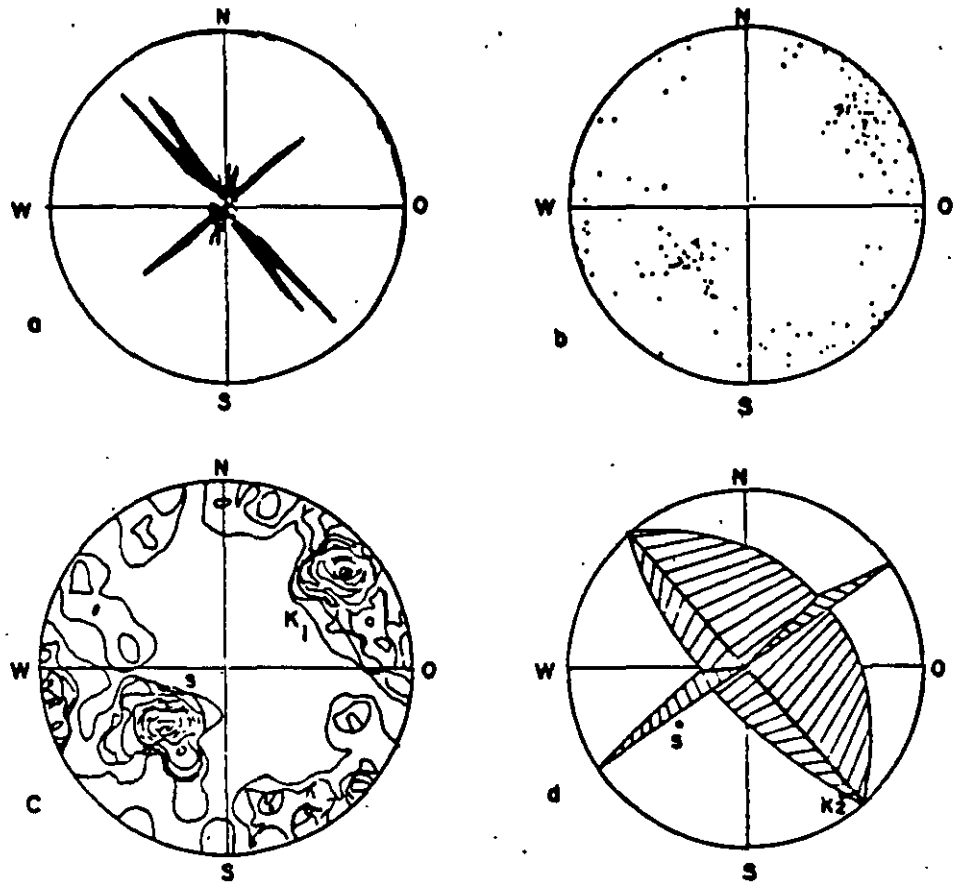


FALLAS



Representación de planos estructurales —

105



- a) Rosa de vientos
- b) Diagrama de puntos (polos)
- c) Diagrama de frecuencias
- d) Circulos grandes y polos
- e) Cuadros unitarios segun MULLER

142

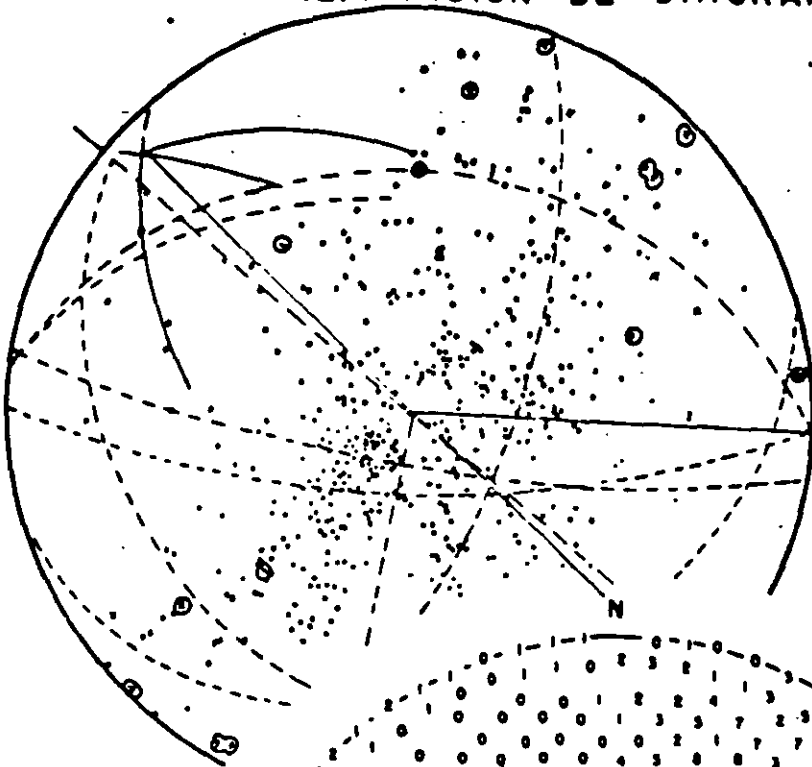
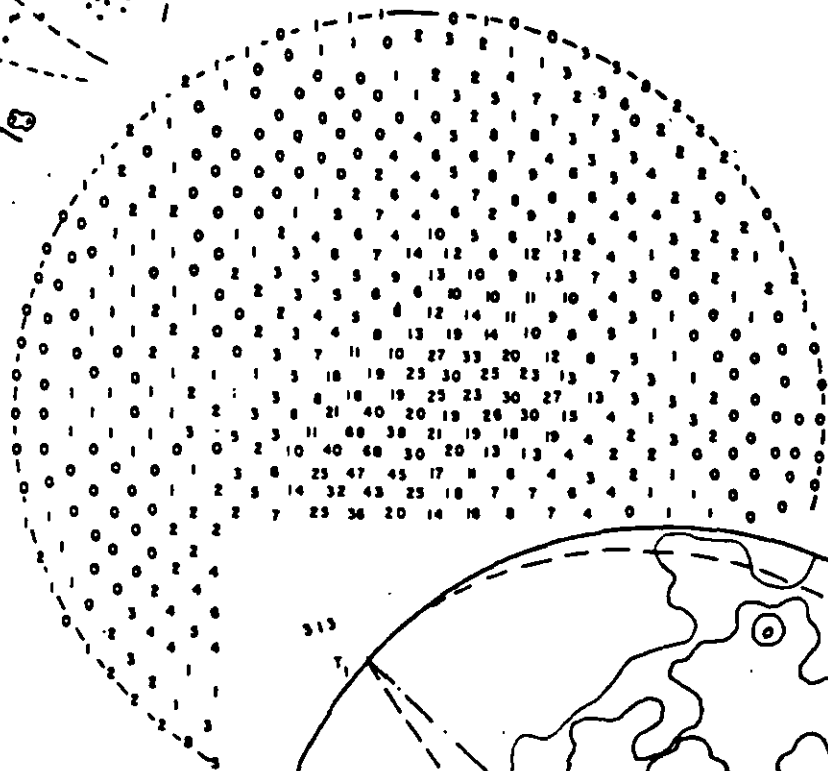


Diagrama de puntos



Conteo

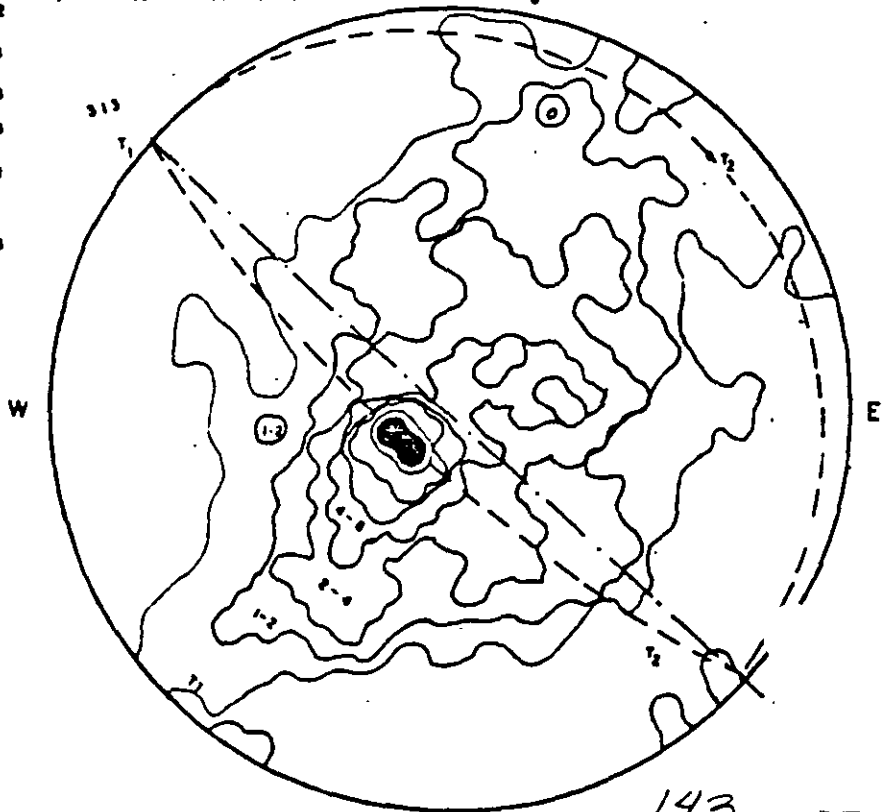
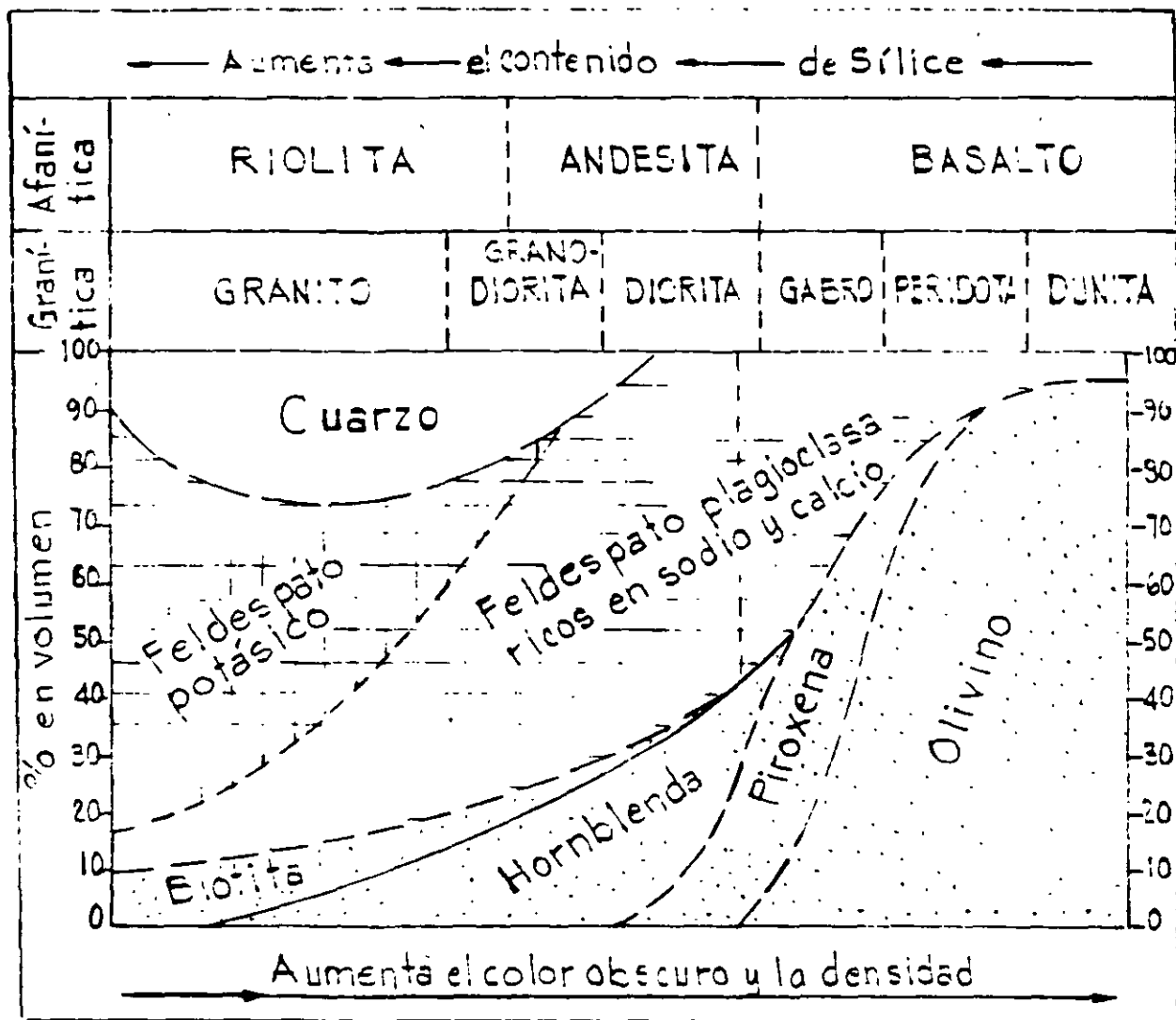


Diagrama de frecuencia



COMPOSICION MINERALOGICA DE LAS ROCAS

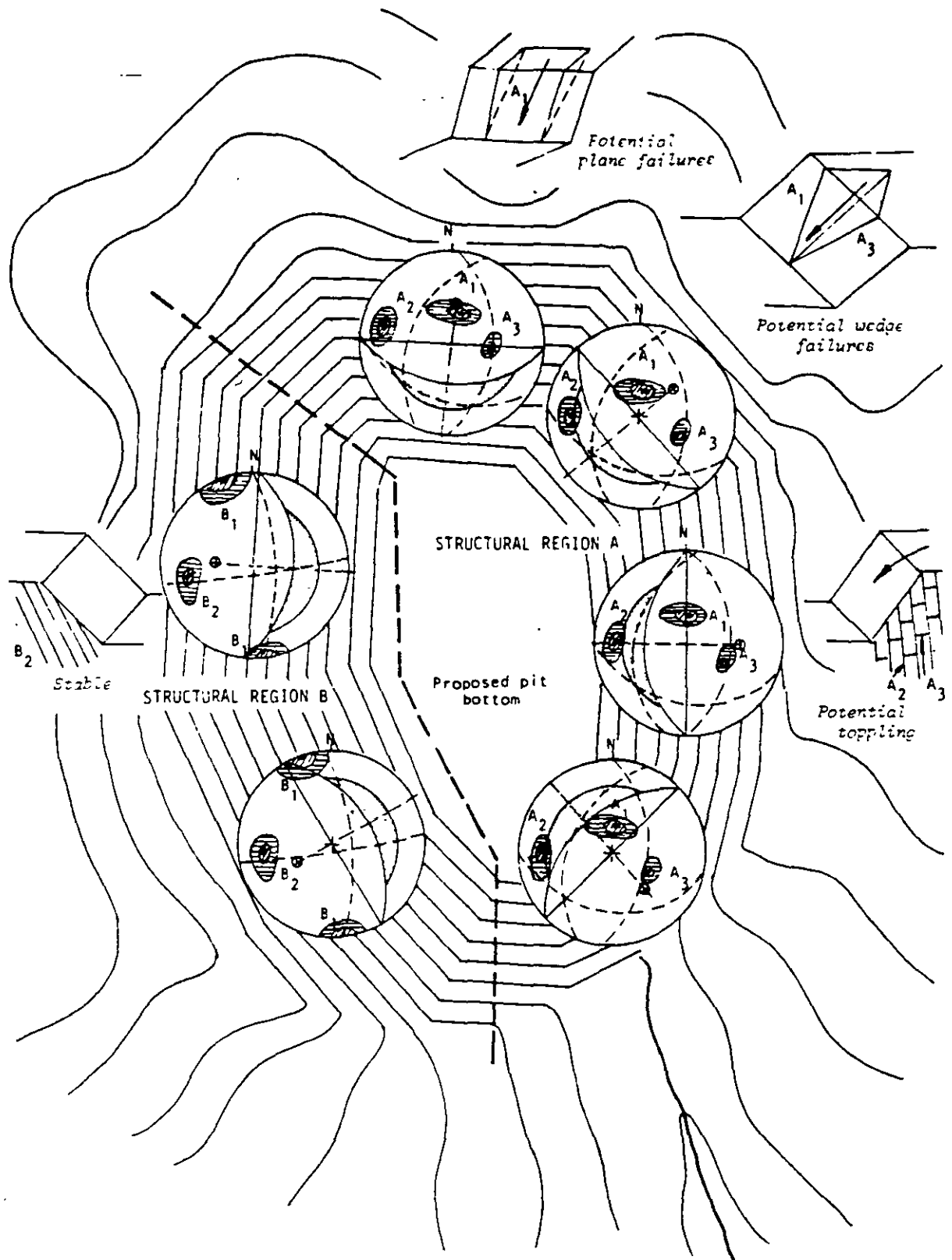
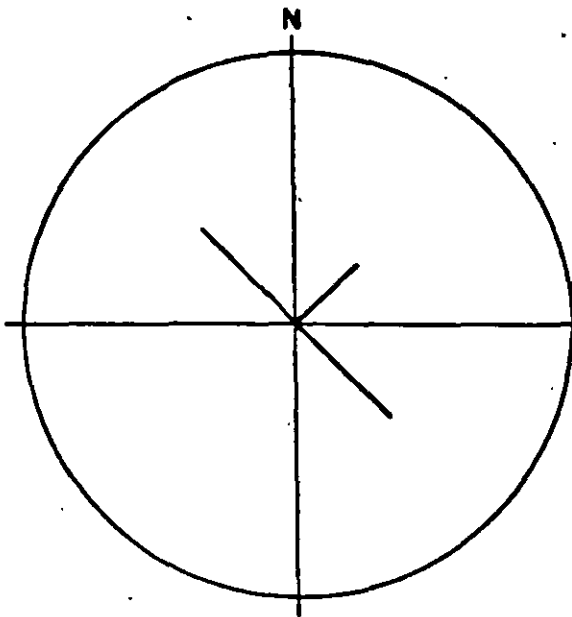


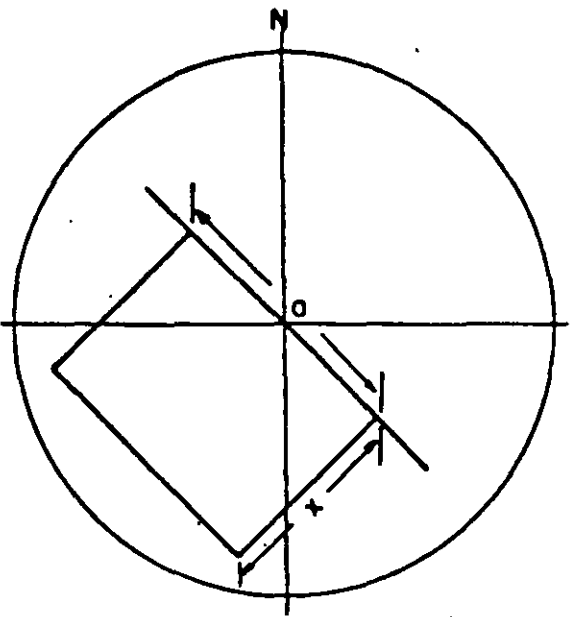
Figure 21 : Presentation of structural geology information and preliminary evaluation of slope stability of a proposed open pit mine.

La banderola de MÖLLER

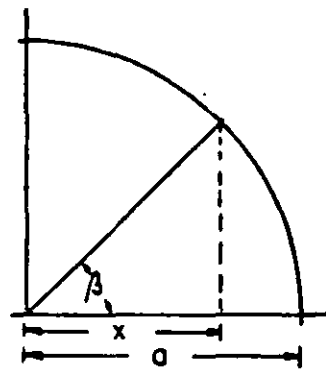
La representación de un plano geológico por medio del escorzo de un cuadrado unitario



Simbolo convencional

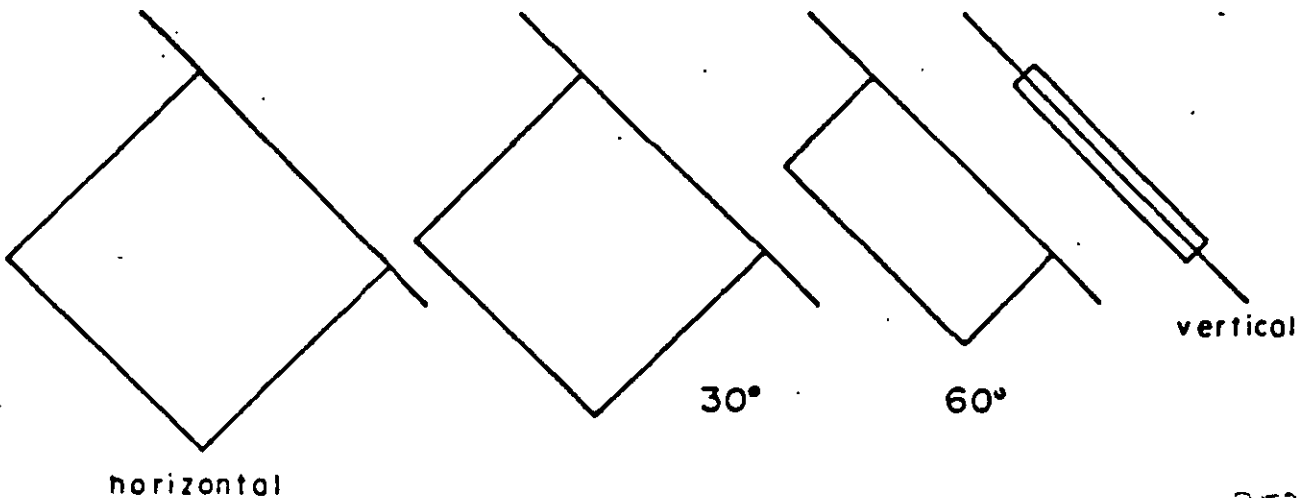


"Banderola de MÖLLER"



Determinación gráfica del escorzo x

$$x = a \cdot \cos \beta$$



horizontal

30°

60°

vertical

geotecnistas, proyectistas y contratistas.

Una propuesta de Don H. Deere que proporciona una terminología uniforme para la descripción de juntas es la siguiente:

DESCRIPCION	Espaciamiento de juntas	
	Sist. Inglés	Sist. Métrico
Muy cercanas	Menos de 2"	Menos de 5 cm.
Cercanas	2" - 1'	5cm - 30cm
Medianamente cercanas	1' - 3'	30cm - 1m
Espaciadas	3' - 10'	1m - 3m
Muy espaciadas	Más de 10'	Más de 3m

TERMINOLOGIA DESCRIPTIVA PARA EL ESPACIAMIENTO DE JUNTAS

En los siguientes apartados se describirán dos métodos generales para calificar la calidad de la roca "in situ" basadas sobre la cantidad relativa de fracturamiento y alteración.

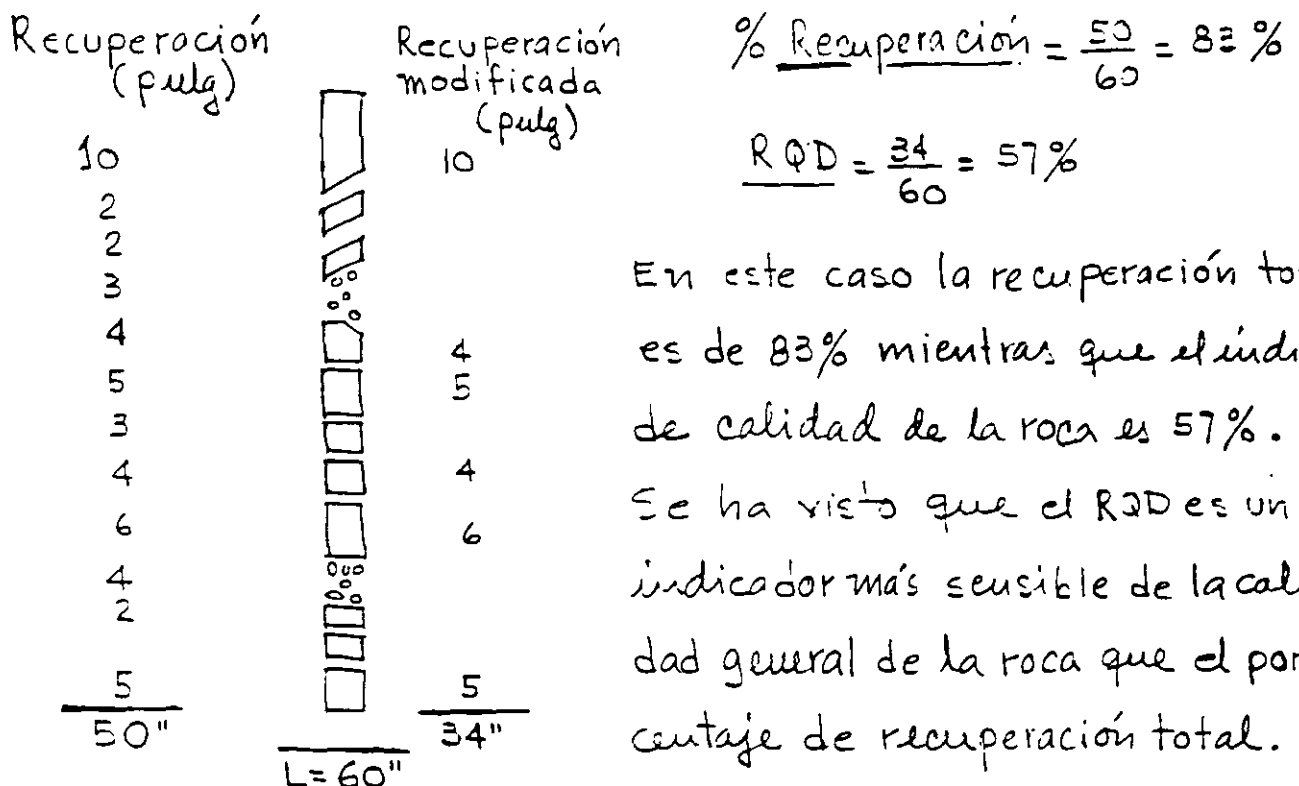
En uno de los métodos se utiliza una recuperación de núcleos modificada como base de la clasificación y en el otro, se utiliza la velocidad sísmica.

3.3.1.- Índice de Calidad de la Roca, R.Q.D.

(Rock quality designation)

El índice de calidad de la roca (RQD) está basado sobre un procedimiento de recuperación de núcleos modificados, el cual está apoyado indirectamente sobre el número de fracturas y la cantidad de alteración o suavidad de la roca como se observa en los núcleos recuperados en un barrenamiento. En lugar de contar las fracturas, se obtiene una medida indirecta mediante la suma de todos los fragmentos duros sanos con longitud ≥ 10 cm.

Ejemplo:



Si el núcleo se rompe por manejo o por efectos de la perforación p.ej. si la superficie de la fractura se observa fresca deberán unirse los dos fragmentos y considerarse como una sola pieza.

Este criterio puede cambiarse cuando se trate de rocas sedimentarias con estratificación delgada y rocas metamórficas foliadas. Sin embargo este sistema ha sido aplicado exitosamente aún para lutitas, siendo necesario realizar inmediatamente el registro después de sacar los núcleos del muestreador y antes del efecto de fracturamiento por secado al a . Este método penaliza la roca con pobre recuperación. Esto es apropiado porque una recuperación pobre generalmente coincide con una calidad pobre. Esto no siempre es cierto pues el equipo de perforación y la técnica empleada pueden ocasionar pobre recuperación. Por esta razón se recomienda el uso del doble barril giratorio con diámetro mínimo NX (2 1/8")

Tan simple como parece este método, se ha encontrado que existe una buena correlación entre los valores numéricos del RQD y la calidad ingenieril de las rocas.

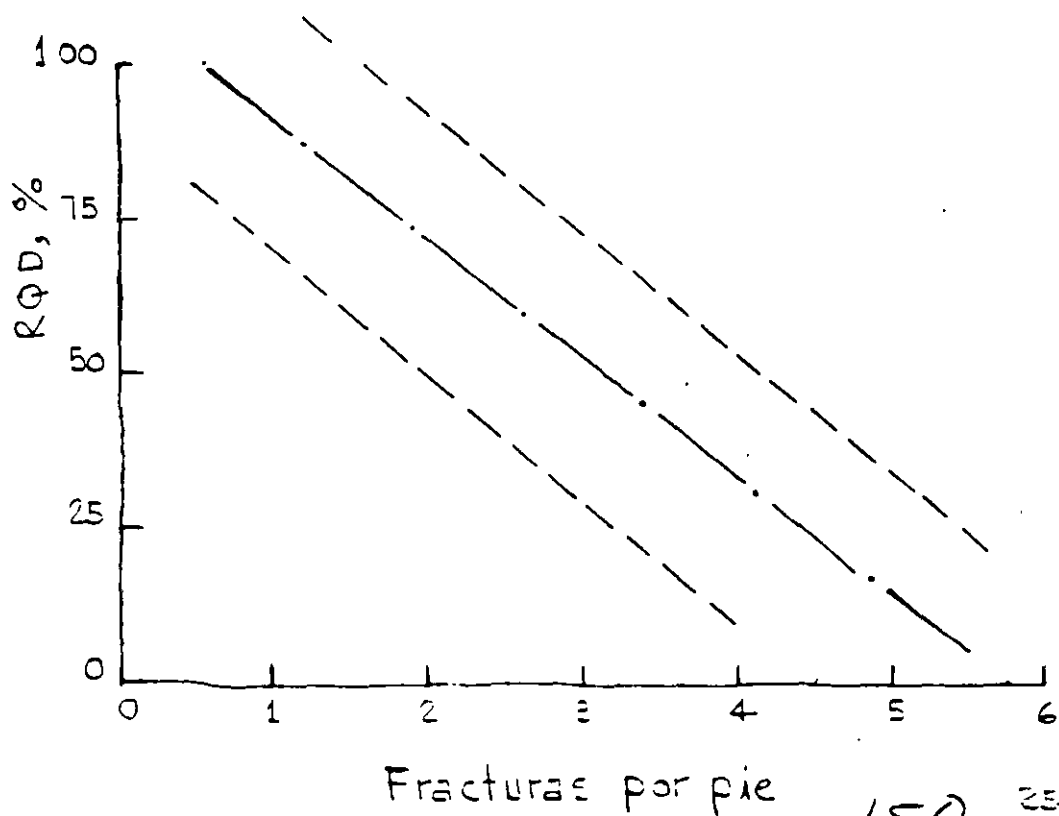
El RQD usualmente ha sido utilizado por algunas Compañías Americanas, Consultores en Geotecnia y Contratistas para la evaluación de la calidad de la roca.

Indice de Calidad de roca . Descripción de la Calidad
RQD, %

0 - 25	Muy pobre
25 - 50	Pobre
50 - 75	Regular
75 - 90	Buena
90 - 100	Excelente

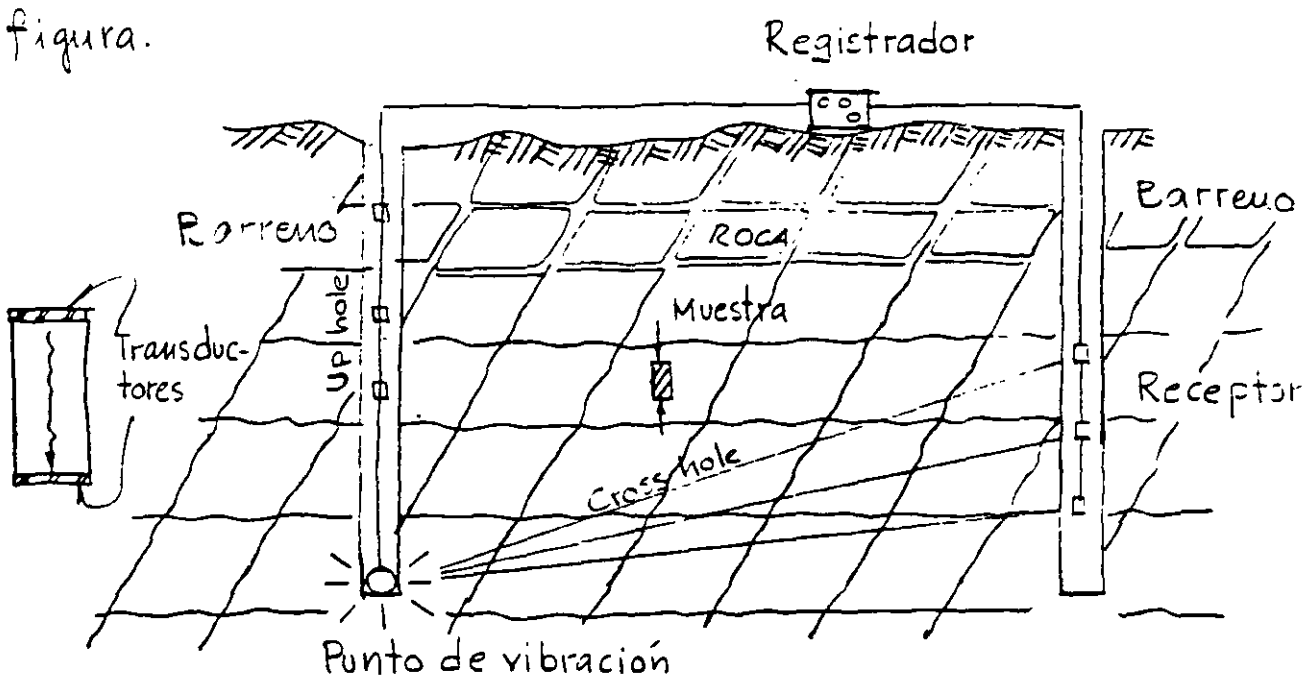
RELACION ENTRE EL RQD Y LA CALIDAD DE LA ROCA

A continuación se presenta la correlación entre la frecuencia de fracturas y la calidad RQD, observándose una correlación lineal con límites aceptables.



1.3.2. Relación de velocidades sísmicas

El efecto de las discontinuidades en la masa de roca puede ser estimado por comparación de la velocidad de la onda compresional "in situ" con la velocidad sónica de laboratorio obtenida en bloques intactos de la misma roca como se observa en la siguiente figura.



RELACION DE VELOCIDADES COMO INDICE DE CALIDAD DE ROCA ;

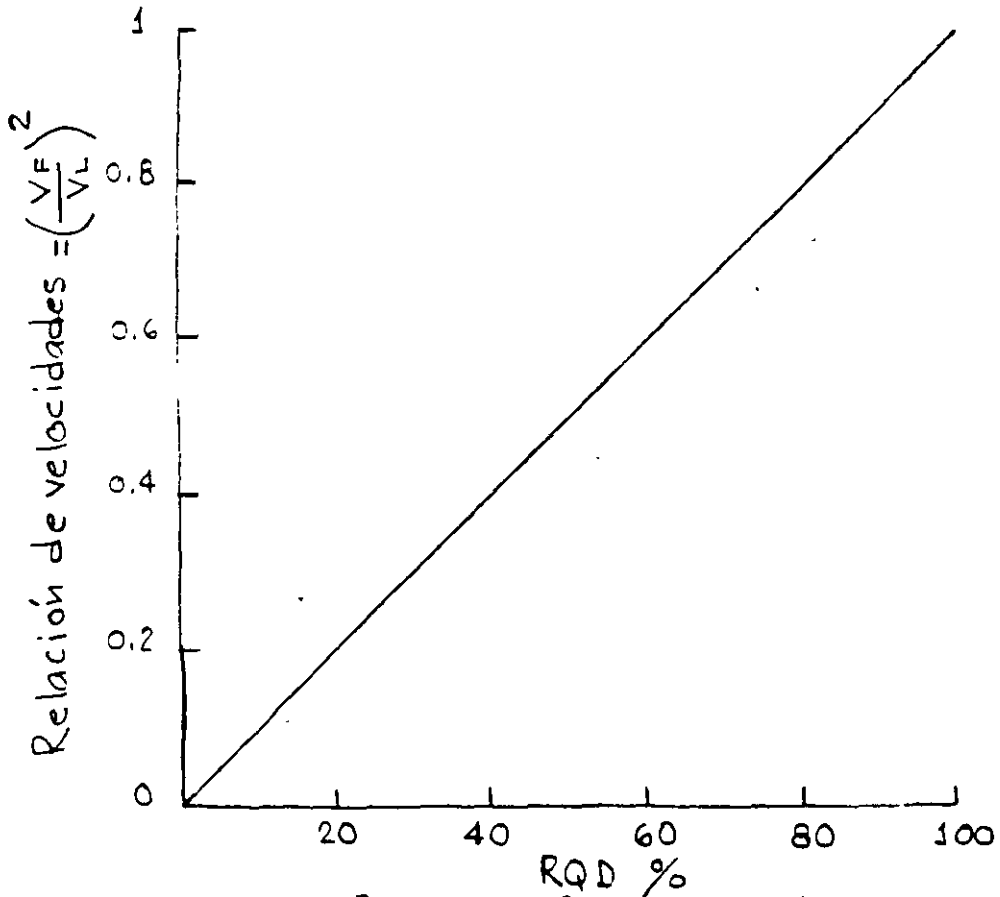
$$\text{Relación de velocidad} = \frac{V_F}{V_L} ; \begin{matrix} \text{Velocidad de campo} \\ \text{Velocidad de lab.} \end{matrix}$$

La diferencia entre estas dos velocidades dilatantes es ocasionada por las discontinuidades estructurales existentes en el campo.

La relación entre estas ondas compresionales: V_F/V_L , donde V_F y V_L son las velocidades de ondas compresionales de la masa de roca "in situ" y de un espécimen intacto fue propuesta

por Onoleva, 1963.

Para una roca masiva de alta calidad con pocos juntas, la relación de velocidades se aproxima a la unidad.



CORRELACION ENTRE EL RQD Y LA RELACION DE VELOCIDADES $(\frac{V_F}{V_L})^2$

La velocidad sónica debe determinarse en núcleos sujetos a un esfuerzo axial igual al que produce la cobertura de roca a la misma profundidad a la que fue tomada la muestra y con un contenido de agua equivalente al de la roca "in situ". La velocidad sónica es mejor obtenerla entre barrenos con el sistema "Up-hole" o "Cross-hole" que que mediante refracción superficial.

Parece que el cuadrado de la relación de velocidades es intercom-

2.- PROPIEDADES MECANICAS DE LA ROCA

2.1.- Introducción

En muchos problemas de la mecánica de rocas las propiedades ingenieriles de la roca intacta son de importancia primordial. En otros casos resulta más importante el comportamiento de la roca "in situ" con sus inherentes discontinuidades geológicas.

2.2.- Propiedades ingenieriles de la roca intacta.

2.2.1.- Resistencia en tensión

La determinación de la resistencia a la tensión por extensión directa de un espécimen cilíndrico ha sido difícil de realizar, pues los dispositivos de sujeción introducen flexiones.

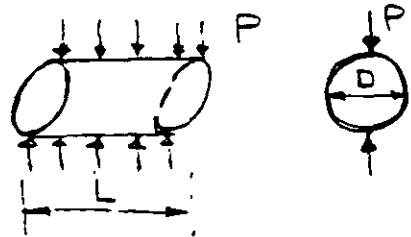
A causa de la dificultad arriba mencionada es más rápido obtener la resistencia en tensión en forma indirecta mediante la prueba "Brasileña". En esta prueba la probeta cilíndrica se ensaya acostada aplicándose una carga lineal diametralmente opuesta.

La resistencia a la tensión σ_t se calcula mediante la expresión:

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

en donde:

P = carga a la falla ; D = diámetro
L = longitud del espécimen



Otra prueba indirecta para determinar la resistencia en tensión de la roca es la "Carga puntual" que se realiza aplicando una carga puntual de compresión sobre la superficie curva de un espécimen cilíndrico con un eje horizontal. Esta carga produce esfuerzos de tensión perpendiculares al eje de carga. La resistencia a la tensión σ_t esta dada por una expresión empírica:

$$\sigma_t = \frac{0.96 P}{D^2}$$

en donde:

P = carga de falla en lb y D = diámetro en pulg.

Miller relacionó esta resistencia en tensión de punta con la resistencia uniaxial de compresión mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_c(ult) = 21 \sigma_t + 4000 \text{ lb/pulg}^2$$

en donde $\sigma_c(ult)$ = resistencia en compresión y

σ_t = resistencia en tensión bajo carga puntual.

Para propósitos ingenieriles se tiene suficiente aproximación suponer una resistencia a la tensión compresión entre 5 y 10% de la resistencia en compresión.

No se requiere mayor aproximación en la determinación en vista del amplio intervalo de variación en la resistencia, sino todo en rocas metamórficas y sedimentarias con estratificación de las

2.2.2.- Resistencia en compresión simple

El comportamiento de la roca intacta bajo compresión uniaxial esta influenciada por las características intrínsecas de la prueba como son la relación de esbeltez, la velocidad de carga y las condiciones de fricción de los apoyos.

En especímenes con relación de esbeltez pequeña no pueden desarrollarse los planos de corte por el efecto de fricción de los apoyos, resultando un valor mayor de la resistencia en compresión. Obert y Duvall han encontrado una relación empírica entre la resistencia a la compresión y la relación de esbeltez como sigue:

$$\sigma_{a(L/D)} = \sigma_{a0} \left(0.778 + \frac{0.222}{L/D} \right)$$

en donde: $\sigma_{a(L/D)}$ = resistencia en compresión para $L/D \neq 1$
y σ_{a0} es la resistencia en compresión para $L/D = 1$
Se recomienda una relación de esbeltez entre 2 y 2.5 para asegurar una distribución de esfuerzos más o menos uniforme en la muestra alejándose también del efecto de fricción de los cabezales. En la Fig se presenta en forma gráfica la relación entre la resistencia en compresión simple y la esbeltez del espécimen.

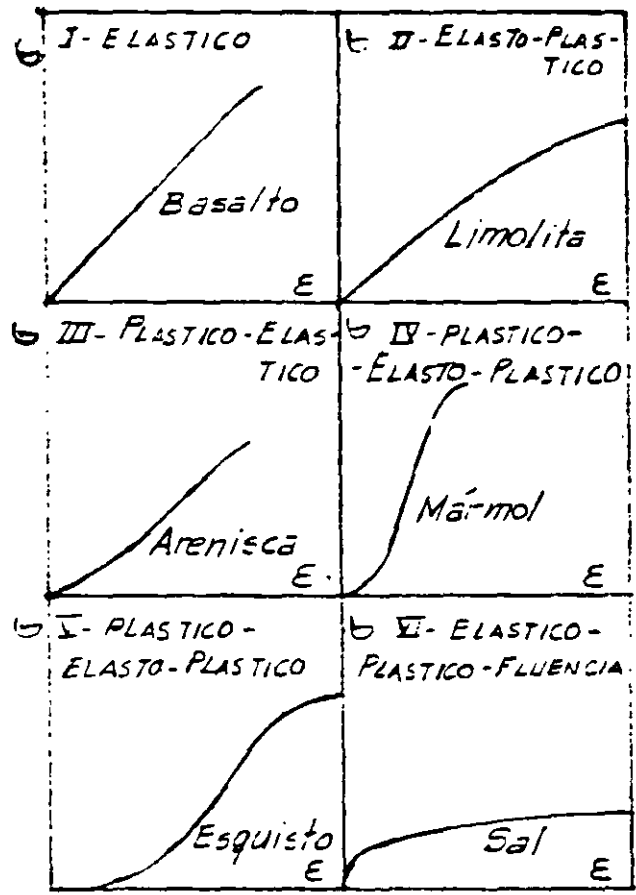
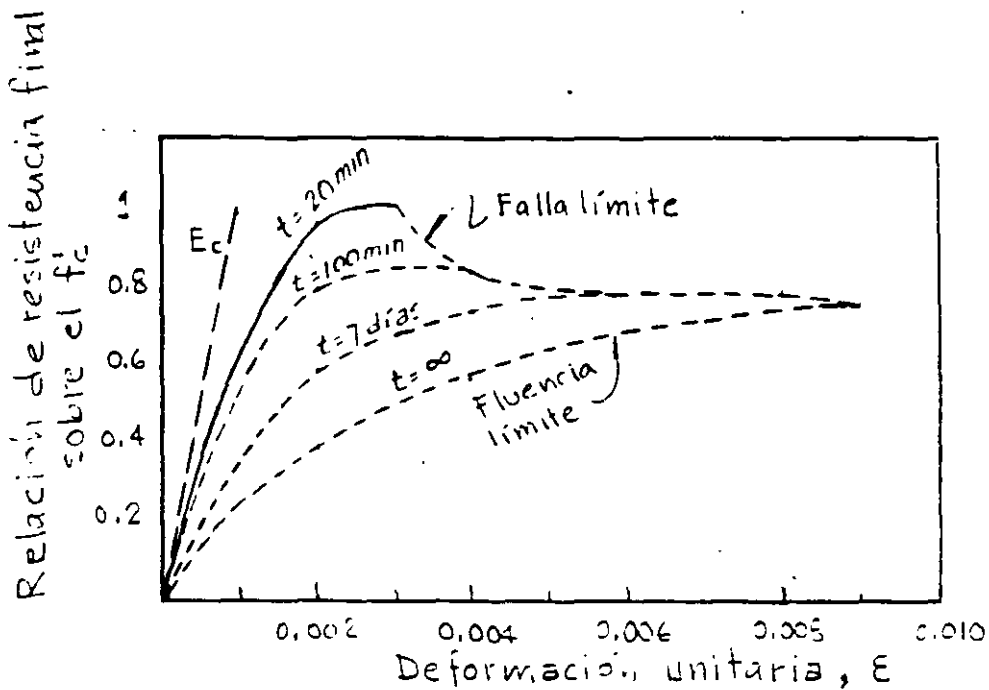


Fig. CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION TÍPICAS PARA ROCAS A LA FALLA EN COMPRESION SIMPLE



INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE CARGA EN LA RESISTENCIA Y MÓDULO EN ESPECIMENES DE CONCRETO

En la Fig. se presenta varias gráficas esfuerzo-deformación en ensayos de compresión simple para varios tipos de roca.

A continuación se presentan algunos valores de resistencia obtenidos en varios tipos de roca

TIPO DE ROCA	σ_c (WH) (lb/pulg ² × 10 ³)	c, Cohesión (lb/pulg ² × 10 ³)	ϕ (grados)	$N_p = 1$	
Granito	Intervalo	10-40	1.4-5.8	51-58	2-12
	Promedio	25	3.6	55	11
Calizas	Intervalo	3-20	0.5-5	27-56	4-13
	Promedio	15-20	2.5-3.3	50	8
Areniscas	Intervalo	3-20	0.6-6	48-50	6-7
	Promedio	8-20	3.6-4.1	48	6

La velocidad de carga afecta tanto la resistencia en compresión como el módulo elástico. En la siguiente tabla se presentan los resultados obtenidos para dos velocidades de carga con la arenisca Berea y un Gabbro

Roca	Resistencia en compresión simple (lb./pulg. ²)		
	Tiempo a la falla = 30 seg	Tiempo a la falla = 0.02 seg	Incremento en resistencia (%)
Arenisca Berea	8 000	12 000	50
Gabbro	31 000	40 000	30

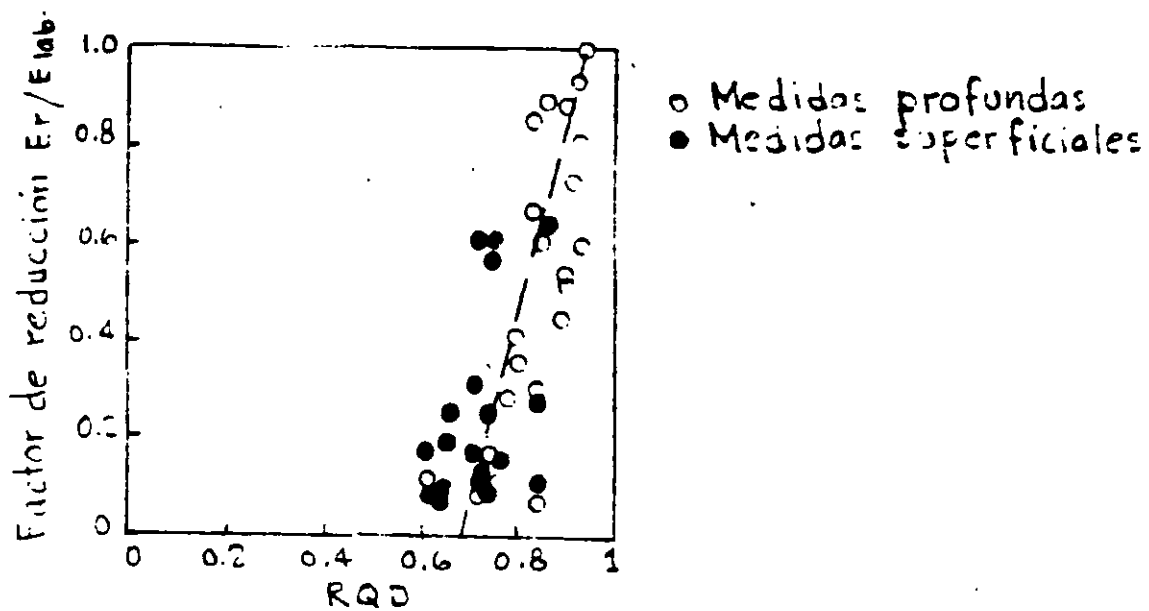
En el concreto simple sucede lo mismo, al incrementar la velocidad de carga, la resistencia y el módulo elástico aumentan y la deformación unitaria disminuye. Resultados similares se han obtenido en rocas carbonatadas de manera que pudiera esperarse este mismo efecto en otros tipos de rocas. Werker y Watstein encontraron diferencias despreciables en resistencia variando la velocidad de carga entre 10 y 100 lb./pulg.²/seg, por lo que se ha considerado que este tipo de pruebas se realice con velocidades de carga comprendidas entre esos límites.

2.3 Propiedades ingenieriles de la roca "in situ"

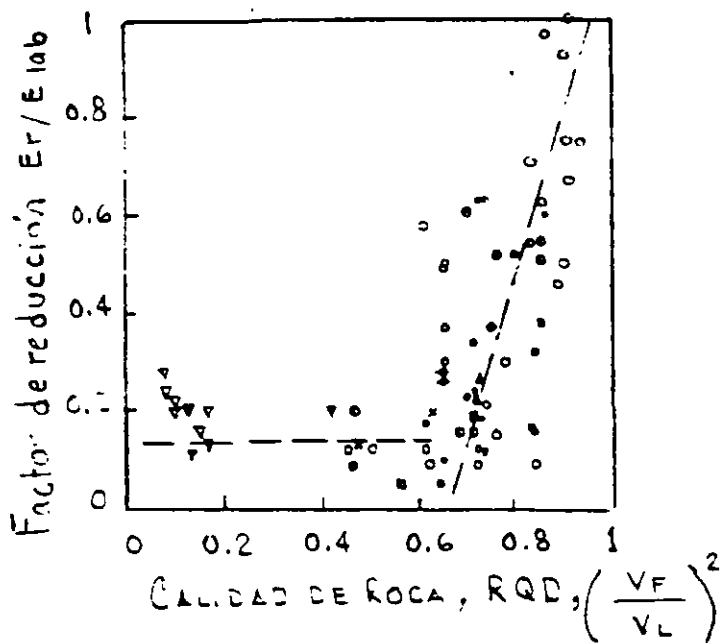
En la Fig. se presenta la variación del factor de reducción contra calidad de la roca (RQD) a partir de pruebas de placa flexible de 34" de diámetro en granitos de la Presa Dvorsinak, considerando al factor de reducción como la relación entre módulos elásticos de campo y laboratorio.

Se observa que los módulos de deformación son consistentemente más altos con la profundidad que los módulos superficiales, y que a mayor calidad de roca el factor de reducción va aproximándose a la unidad.

En la Fig. se presenta la variación entre la calidad de roca, RQD, o, $(V_f/V_L)^2$ contra el factor de reducción observándose que para valores de RQD menores de 65% el factor de reducción varía más o menos entre 0.1 y 0.2 y que para valores de RQD mayores de 65% se tiene una relación lineal con el factor de reducción. Para valores de RQD entre 90 y 100% el factor de reducción varía entre 0.8 y 1.



VARIACION DEL FACTOR DE REDUCCION CONTRA CALIDAD DE LA ROCA (RQD) EN PRUEBAS DE PLACA Ø 34" EN GRANITOS DE LA PRESA DWORSK

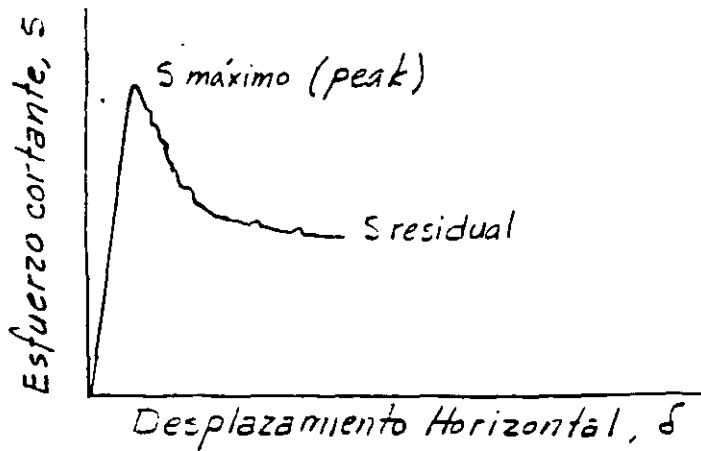


REF = ROCK MECHANICS
Stagg u Zienkiewicz
Ed. John Wiley & Sons 1968

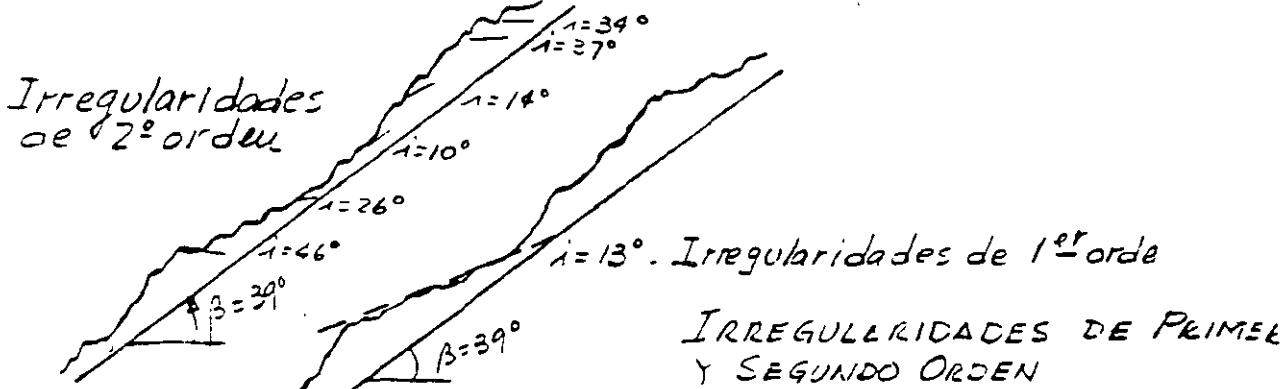
2.3.1.- Resistencia al esfuerzo cortante

La resistencia al esfuerzo cortante "in situ" depende de los siguientes factores: a) del material de relleno b) del espesor de la fractura c) de la irregularidad del plano de falla y d) de las irregularidades secundarias del plano de falla.

A continuación se presenta una gráfica típica de esfuerzo cortante - desplazamiento, obtenida en ensayos de campo

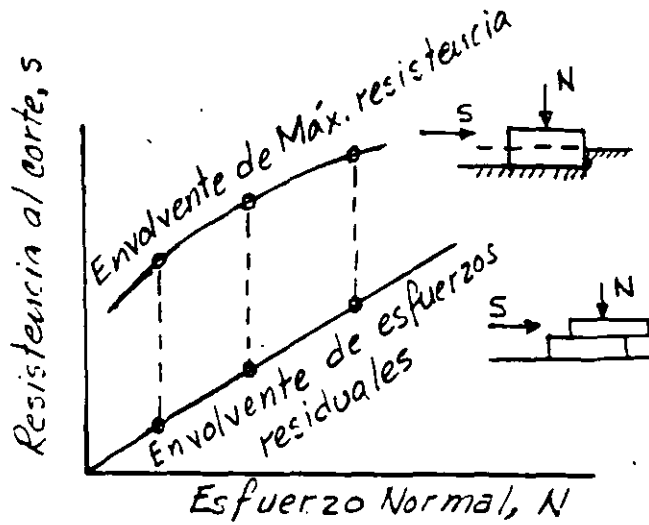


RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES, MOSTRANDO LOS ESFUERZOS MÁXIMOS Y RESIDUALES

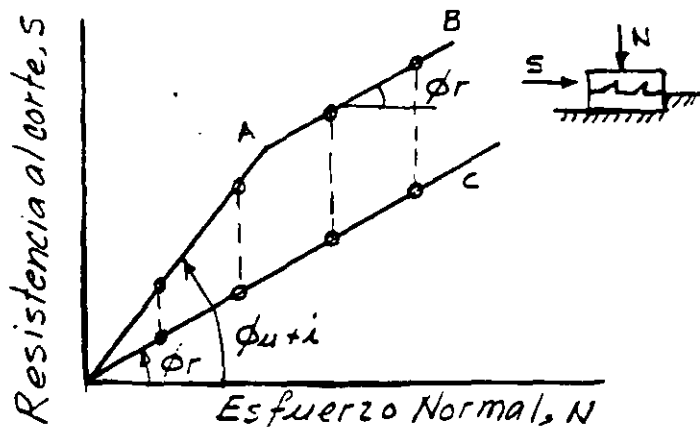


Se ha obtenido por F.D. Patton, que $\alpha = \pm 10$ a 15° como componente de resistencia adicional con las irregularidades "in situ"

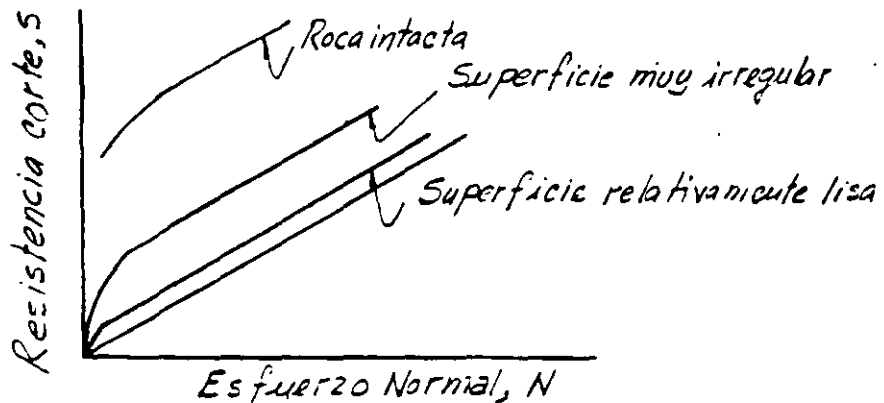
Efecto de las irregularidades del plano de falla.



ESFUERZOS CORTANTES MÁXIMOS Y RESIDUALES FRENTE A LA ROCA INTACTA



ENVOLVENTES DE FALLA PARA SUPERFICIES IRREGULARES



ENVOLVENTES DE FALLA COMUNES PARA MACIZOS ROCOSOS

Angostura

$\phi > 50^\circ$

R1

Suave escalonada

R2

Lisa escalonada

R3

Rugosa ondulada

Chicoasén $\phi 14^\circ$

R4

Suave ondulada

R5

Lisa ondulada

R6

Rugosa plana

Itzantun $\phi 10^\circ$

R7

Suave plana

R8

Lisa plana

R9

FIGURA N° .- JUNTAS RUGOSAS CERRADAS.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

USO DE EXPLOSIVOS EN ROCA

**ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

USO DE EXPLOSIVOS EN ROCA

ANTECEDENTES

El uso de los explosivos es más una técnica que una ciencia. Hasta ahora el método más económico para fragmentar la roca es mediante el uso de explosivos.

La teoría está soportada por la práctica de tal manera que el diseño de voladuras se realiza más por la relación entre parámetros que mediante fórmulas teóricas por ejemplo: la relación entre el diámetro y el bordo. Es necesario comprender como trabaja el explosivo en la roca, para lo cual se requiere del conocimiento de las propiedades de los dos elementos, la roca y los explosivos.

En relación a la roca se puede decir lo siguiente:

- Calidad. - Tenemos una gran variedad en la calidad de los macizos rocosos en función de su estructura, y resistencia (caracterización del macizo rocoso). Este término de calidad involucra muchas propiedades del macizo rocoso p. ej. - velocidad de transmisión de ondas de compresión P, resistencia en compresión simple, densidad, dureza, anisotropía, homogeneidad, flujo de agua, temperatura y estado de esfuerzos interno son algunas de las propiedades más importantes de las rocas para su utilización en el diseño de voladuras.

Mecanismo de fragmentación :

En todos los tipos de roca tenemos que la resistencia en compresión simple es mucho mayor que la resistencia en tensión, cortante o flexión. (Del orden de 10 veces para tensión y cortante y 4.5 veces para flexión) De acuerdo con lo anterior los mecanismos de fragmentación están diseñados para romper la roca por tensión, corte y flexión más que por compresión. Cuando existe una cara libre se produce el fenómeno de reflexión y refracción de las ondas de choque de compresión o primarias P creándose vibraciones de alta frecuencia (150 a 200 c.p.s.) que dan lugar a impactos de tensión intermitentes por razón de la fuerza centrífuga hasta que estas fuerzas de inercia vencen la resistencia a la tensión de la roca y entonces se produce el desprendimiento de fragmentos de roca a partir de la periferie hacia el centro. Por otro lado, las fracturas de tensión en el cilindro de pared gruesa avanzan y los gases penetran en ellas produciendo el desplazamiento de los fragmentos de roca. También se produce un efecto combinado, semejante a una viga con un apoyo empotrado y otro libre bajo la carga de presión producida por el explosivo.

160

En relación al explosivo se tiene que la generación de la explosión o voladura ocurre por oxidación o reducción de combustible a alta presión.

Durante esta reacción se producen temperaturas de 5000°C y gases a presiones muy altas que varían entre 15 000 y 150 000 Kg/cm^2 .

Esta presión se produce súbitamente en forma de impacto, propagándose las ondas de choque a velocidades entre 2000 y 7000 m/seg .

El trabajo realizado por 1 Kg de TOVEX es de 580 $\text{ton}\cdot\text{m}/\text{seg}$ o sea que puede levantar 1 ton a una altura de 580m en un segundo, equivalente a 5800 KW. y 100 Kg a 580 000 KW.

INGREDIENTES Y COMPOSICION DE LOS EXPLOSIVOS

La mayor parte de los explosivos comerciales son mezclas de compuestos que contienen 4 elementos básicos: Carbono, Hidrógeno, Nitrógeno y oxígeno.

Otros compuestos con elementos tales como: sodio, aluminio y calcio se incluyen para producir ciertos efectos deseados.

Como regla general estos componentes deben dar un balance de oxígeno correcto.

Esto significa que durante la reacción todo el oxígeno disponible en la mezcla reacciona solamente para formar vapor de agua (H_2O) y que con el carbón reaccione para formar únicamente dióxido de carbono (CO_2) en forma de gas y el nitrógeno quede libre formando solo gas nitrógeno (N_2).

Cuando hay otros elementos además de los cuatro básicos p.ej. sodio, deberá incluirse suficiente oxígeno adicional para lograr una combinación balanceada.

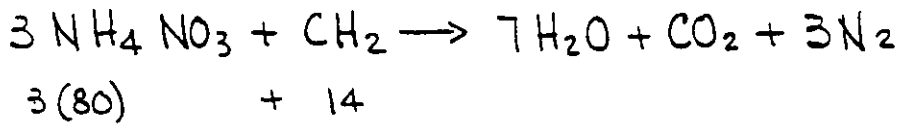
Cuando hay exceso de oxígeno disponible se producen gases altamente venenosos como los gases nitrosos NO o NO_2 . (óxidos de nitrógeno). Estos gases son fácilmente detectables por su olor y color café-rojizo.

Por otro lado, si estamos en defecto de oxígeno se forma el mortal gas monóxido de carbono (CO) el cual desafortunadamente no es detectado por olor ni color.

Además de la formación de gases venenosos por exceso o de eficiencia de oxígeno se produce una disminución de temperatura con una consecuente reducción en la presión de los gases producidos.

Para ilustrar los efectos del balance de oxígeno en el AN-FO (nitrato de amonio-aceite combustible) como agente explosivo tenemos:

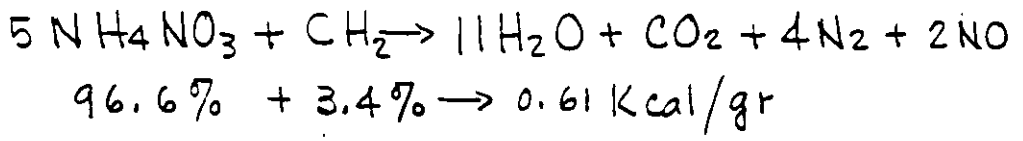
1. Oxígeno balanceado:



$$\frac{240}{254} = 94.5\% \quad ; \quad \frac{14}{254} = 5.5\% \Rightarrow 0.94 \text{ Kcal/gr}$$

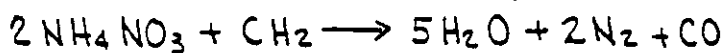
Nitrato de amonio + Aceite combustible (diesel)

2. Oxígeno en exceso : (positivo)



Además de que se produce menor temperatura y presión se produce gas nitroso (NO) que es un gas venenoso.

3.- Oxígeno deficiente: (negativo)

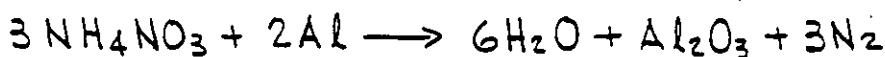


$$92\% \quad 8\% \rightarrow 0.82 \text{ Kcal/gr.}$$

Se tiene menor temperatura y presión y se produce monóxido de carbono (CO) que es mortal.

La reacción química más eficiente para el ANFO es 94% de nitrato de amonio y 6% de aceite combustible diesel.

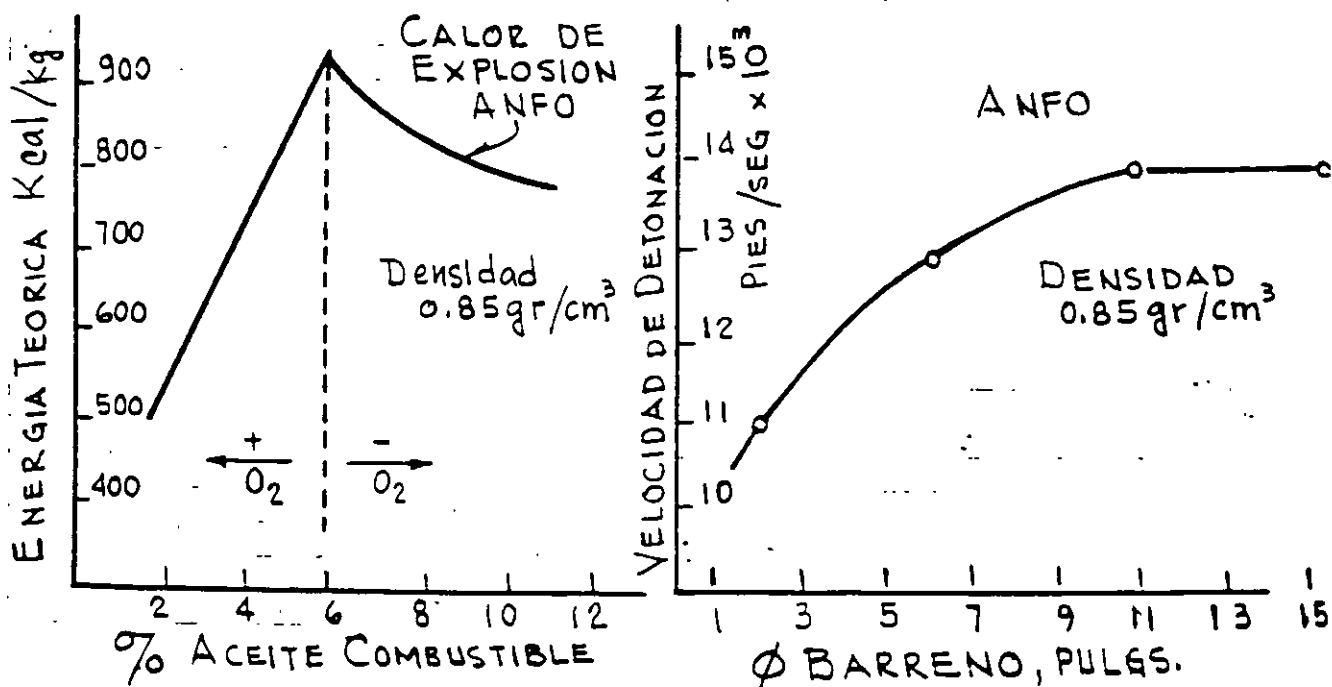
Se pueden producir otros agentes explosivos más potentes p.ej. utilizando aluminio:



$$240 \quad 2(27)$$

$$81.5\% \quad 18.5\% \rightarrow 1.55 \text{ Kcal/gr}$$

La desventaja de este compuesto para uso comercial es su alto costo. Se usa solo para explosivos militares.



CLASIFICACION DE LOS EXPLOSIVOS.

Los ingredientes usados en la fabricación de explosivos se definen como: explosivos bases, oxidantes, antiácidos y absorbentes.

Un explosivo base es un sólido o líquido que bajo la acción de suficiente calor o impacto se transforma en un producto gaseoso con acompañamiento de energía calorífica.

Los combustibles y oxidantes se agregan para lograr el balance del oxígeno.

Un antiácido se agrega para incrementar la estabilidad en almacenamiento y un absorbente se agrega para absorber o proteger los explosivos bases.

Un agente explosivo es cualquier material o mezcla compuesto por un combustible y un oxidante de tal modo que ninguno de sus ingredientes sea explosivo base.

En este caso la mezcla ANFO no puede ser detonado por un estopín N°8 que contiene 2 gr de una mezcla de 80% de fulminato de mercurio y 20% de clorato de potasio. El ANFO tiene baja resistencia al agua y es defla-^{grante}

La adición de un ingrediente explosivo como el TNT cambia la clasificación de la mezcla de agente explosivo a explosivo.

Los agentes explosivos pueden ser clasificados como - agentes explosivos secos - o - agentes explosivos "sturry". El ANFO (agente explosivo seco) se inició en 1950

Hidrogeles.

Los hidrogeles son los explosivos más recientemente desarrollados y actualmente son los más utilizados. Se fabrican en formulaciones tanto de agentes explosivos como de explosivos.

Contienen alta proporción de nitrato de amonio parte del cual está en solución acuosa y dependiendo del resto de los ingredientes puede ser clasificado como agente explosivo o explosivo.

Los agentes explosivos contienen ingredientes no sensibilizadores como aceite combustible, carbón, azufre o aluminio. y no constituyen cápsulas-sensitivas, mientras que los explosivos hidrogeles si contienen ingredientes como TNT que los transforma en cápsulas-sensitivas, el TNT solo es una cápsula-sensitiva. Las mezclas del nitrato de amonio y los aceites o los sensibilizadores se espesan o gelatifican con gomas para proporcionar resistencia al agua.

Los hidrogeles son más seguros y no detonan aún barriendo sobre ellos, lo cual no sucede con las gelatinas.

Dinamita pura

La dinamita pura esta compuesta por: Nitroglicerina (NG) y Silice (SiO_2) en proporción 50% (NG) y 50% (SiO_2) hasta 25% (NG) y 75% (SiO_2). Normalmente se fabrica en 20 a 60% (NG) y 40 a 80% (NS) + C donde NS = Nitrostarch.

TABLA I.- INGREDIENTES USADOS EN LOS EXPLOSIVOS

INGREDIENTE	FORMULA	FUNCION
Nitroglicerina (NG)	$C_3H_3(NO_3)_5$	Explosivo base
Trinitrotolueno (TNT)	$C_6H_2CH_3(NO_2)_3$	Idem
Dinitrotolueno (DNT)	$C_7H_2O_4H_6$	Idem
Glicol de etileno dinitrato (EGDN)	$C_2H_4(NO_3)_2$	Idem, anticongelante
Nitrocelulosa	$C_6H_7(NO_3)_3O_2$	Idem, gelatilizante
Nitrato de amonio (NA)	NH_4NO_3	Idem + oxidante
Clorato de potasio	$KClO_3$	Idem + oxidante
Perclorato de potasio	$KClO_4$	Idem + oxidante
Nitrato de sodio (SN)	$NaNO_3$	Oxidante, reduce congelación
Nitrato de potasio	KNO_3	Oxidante
Pulpa de madera	$C_6H_{10}O_5$	Absorbente, combustible
Aceite combustible	CH_2	Combustible
Parafina	CH_2	Idem
Aceite para lámpara	C	Idem
Gis	$CaCO_3$	Antiacido-estabilizador
Oxido de zinc	ZnO	Idem
Aluminio (metal)	Al	Catalizador
Magnesio (metal)	Mg	Catalizador
Kieselgur	SiO_2	Absorbente anti-cake diatomeas o infusorios
Oxígeno líquido	O_2	Oxidante
Azufre	S	Combustible
Sal	$NaCl$	Antiinflamante
Compuestos orgánicos nitrosos.		Explosivo base, sensibilizadores, anticake.

TABLA 2.- ENERGIA CALORIFICA (Q) PARA ALGUNOS EXPLOSIVOS

EXPLOSIVO	DENSIDAD	Q (cal/gr)
Nitroglicerina (NG)	1.6	1420
PETN	1.6	1400
Pentaeritritetranitrato		
RDX	1.6	1320
Compuesto B	1.6	1140
Tetritol	1.6	1010
NG, Gelatina 40%	1.5	820
Slurry (TNT-AN-H ₂ O) 20-65-15	1.5	770
NG, Gelatina 100%	1.4	1400
NG, Gelatina 75%	1.4	1150
AN, Gelatina 75%	1.4	990
NG, dinamita 40%	1.4	930 ←
AN, gelatina 40%	1.4	800
NG, dinamita 60%	1.3	990
PETN	1.2	1200
Semigelatina	1.2	940
Dinamita extra 60%	1.2	880
Amatol, 50/50	1.1	890
RDX	1.0	1280
DNT	1.0	960
TNT-AN (50-50)	1.0	900
TNT	1.0	870
ANFO (94-6)	0.9	890
AN	0.8	250

Pólvora negra.. Es el explosivo comercial más antiguo. originalmente era una mezcla de nitrato de potasio, carbón vegetal y azufre, ahora se usa nitrato de sodio en lugar del nitrato de potasio.

Composición:

Nitrato de potasio	75 %
Carbón vegetal	15 %
Azufre	10 %

Cuando se usa nitrato de sodio se disminuye un poco su porcentaje aumentando el carbón y el azufre

Tiene propiedades indeseables para su uso razón por la que ha sido sustituida.

Es extremadamente sensible al deflagarse o quemarse explotando a baja velocidad (1300 pies/seg)

Se usa en forma limitada en rocas blandas en canteras

VELOCIDAD DE DETONACION

La propiedad sola más importante a considerar al evaluar la potencia de un explosivo es su velocidad sónica y puede ser confinada o no confinada.

La velocidad de detonación confinada es una medida de la velocidad con que viaja las ondas de compresión a través de una columna de explosivo dentro de un barrero u otro espacio confinado mientras que la velocidad no confinada se obtiene cuando se detona el explosivo a cielo abierto.

Como los explosivos se usan con cierto grado de confinamiento es más significativa la velocidad confinada.

La velocidad de detonación confinada en los explosivos comerciales varía entre 5000 y 25000 pies/seg.

Las velocidades no confinadas son del orden de 70 a 80% de la velocidad confinada.

PRESION DE DETONACION

La presión de detonación es una función de la velocidad de detonación y de la densidad del explosivo.

Usualmente no se menciona como una propiedad pero es muy importante en la selección del explosivo. Cuando se tiene una cara libre se producen esfuerzos por impulso que son reflejados en la roca y son parte importante del mecanismo de rotura y de fragmentación.

La relación entre la velocidad de detonación, la densidad y la presión de detonación es compleja.

La siguiente expresión es una de las aproximaciones obtenidas :

$$P = \frac{4.18 \times 10^{-7} DC^2}{1 + 0.8D}$$

en donde : P = presión de detonación en, kbar

1 kbar = 14 504 lb/pulg²

D = densidad

C = Velocidad de detonación en pies/seg

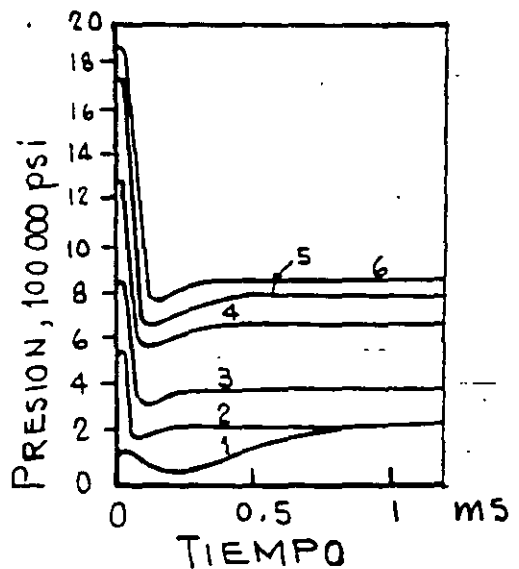
Hay que distinguir entre presión de detonación y presión de ignición o de explosión.

La presión de ignición o explosión es la que produce el choque o impacto y tiene un valor del doble de la presión de detonación. Esta presión de choque o ignición se caracteriza por

una onda muy puntiaguda frente a la cual toda la materia es ionizada y pulverizada

- 1.- ANFO-94/6 Granulado
- 2.- ANFO-94/6 Fino
- 3.- AN-Dinamita 60%
- 4.- NG-Dinamita 60%
- 5.- TNT-AN-H₂O-20/65/15
- 6.- AN-GELATINA, 75%

CURVAS DE PRESION CALCULADA
BAJO CONFINAMIENTO PERFECTO



La detonación ideal de los explosivos comerciales deben producir vapor de agua, bióxido de carbono y nitrógeno. Sin embargo gases venenosos como el monóxido de carbono y óxidos de nitrógeno (gases nitrosos) se forman muchas veces. En excavaciones a cielo abierto los gases venenosos no son importantes, por lo contrario en excavaciones subterráneas hay que tener cuidado con ellos.

CRITERIOS PARA SELECCION DE UN EXPLOSIVO

Para cada sitio habrá un explosivo que proporcione los mejores resultados.

La selección del tipo más adecuado está en función de las propiedades geomecánicas de la roca como son: estructura, dureza, densidad, resistencia, humedad, ventilación, etc. y de la fragmentación obtenida, altura y proyección del banco. En rocas duras y densas como la Tacanita y los Gravitos un explosivo de alta velocidad tendrá buenos resultados sin embargo posiblemente el ANFO también diera buen resultado y es más económico.

En rocas blandas deben usarse explosivos de bajas velocidades. ejemplo: Caliches y basaltos vesiculares.

En general la velocidad de detonación debe ser igual a la velocidad sísmica del macizo rocoso. (velocidad de las ondas P de compresión o primarias)

PROPIEDADES DE DINAMITAS PURAS
DE NITROGLICERINA

PORCIENTO EN PESO	DENSIDAD	VELOCIDAD CONFINADA pies/seg	RESISTENCIA DEL AGUA	CALIDAD DE GASES
60	1.3	19,000	Buena	Pobre
50	1.4	17,000	Regular	Pobre
→ 40	1.4	14,000	Regular	Pobre
30	1.4	11,000	Pobre	Pobre
20	1.4	9,000	Pobre	Pobre

COMPOSICION DE LAS DINAMITAS PURAS
DE NITROGLICERINA

COMPONENTES	PORCENTAJE EN PESO				
	20	30	40	50	60
NITROGLICERINA	20.2	29.0	39.0	49.0	56.8
NITRATO DE SODIO	59.3	53.3	45.5	34.4	22.6
ACEITE VEGETAL	15.4	13.7	13.8	14.6	18.2
AZUFRE	2.9	2.0	-	-	-
ANTIACIDO	1.3	1.0	.8	1.1	1.2
HUMEDAD	.9	1.0	.9	.9	1.2

NUMERO DE CARTUCHOS POR CAJA DE 25 KGS.

DIAMETRO	LONGITUD DE CARTUCHO		
	203 mm (8")	305 mm (12")*	406 mm (16")*
25 mm. (1")	209	139	105
29 mm. (1 1/8")	165	110	83
32 mm. (1 1/4")	137	90	68

*Longitud efectiva

Gases tóxicos: Mínimos, clase 1

ventajas:

Requisitos de cebado:

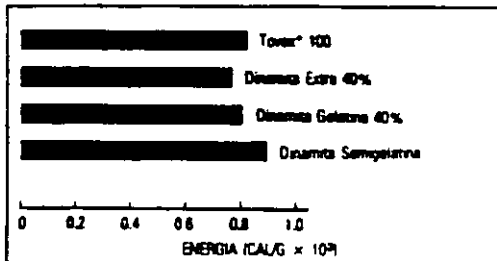
Un fulminante ordinario No. 6. Por las características de ruptura del material de la envoltura, para introducir el detonador dentro del cartucho, se recomienda hacer la perforación en un extremo frontal junto al cierre metálico. No se recomienda perforar lateralmente el cartucho. Es indispensable asegurar que en el manejo del cartucho cebado, el detonador no se salga del cartucho.

1. **Cargado:** TOVEX 100 es sensible a la cápsula. Se ceba y se carga de manera similar a las dinamitas. Su habilidad de compactación proporciona el máximo acoplamiento al barreno y la máxima densidad de carga. Basta un leve empuje del atacador para llenar el barreno.

Densidad: 1.10 gms/cc.

2. **Plasteo y Moneo:** Superiormente efectivo para ambas operaciones. Excelentes plasticidad y adherencia.

Energía



3. **Gases Tóxicos y Humos:** Mínimos, clase 1.

Velocidad

DIAMETRO	M/SEG	PIES/SEG
32 mm (1 1/4")	4050	13300

4. **Propagación Entre Barrenos:** Los hidrogeles TOVEX están diseñados para minimizar la propagación entre barrenos. Todo sistema de retardo para aumentar la fragmentación y para reducir la vibración funcionará apropiadamente.

Resistencia al agua: Excelente. Sin envoltura, sumergido en agua, mantiene sus óptimas velocidad y energía.

Estas informaciones y sugerencias están basadas en la experiencia de Du Pont, S.A. de E.U.A. y no representan parte del servicio a sus consumidores. Se advierte que los productos explosivos serán usados por personas con el suficiente conocimiento técnico para poder apreciar el riesgo que acompaña su uso. La compañía Du Pont no garantiza resultados favorables ni asume responsabilidad alguna por cuanto a la interpretación de sus sugerencias. Esta información no se ofrece como autorización para usar o violar cualquier patente existente.

173

PROPIEDADES DE DINAMITAS DE AMONIO
DE ALTA DENSIDAD

PORCIENTO EN PESO	DENSIDAD	VELOCIDAD CONFINADA pies/seg	RESISTENCIA DEL AGUA	CALIDAD DE GASES
60	1.3	12,500	Regular	Buena
50	1.3	11,500	Regular	Buena
40	1.3	10,500	Regular	Buena
30	1.3	9,000	Regular	Buena
20	1.3	8,000	Regular	Buena

COMPOSICION DE LAS DINAMITAS DE AMONIO
DE ALTA DENSIDAD

COMPONENTES	PORCENTAJE EN PESO				
	20	30	40	50	60
NITROGLICERINA	12.0	12.6	16.5	16.7	22.5
NITRATO DE SODIO	57.3	46.2	37.5	25.1	15.2
NITRATO DE AMONIO	11.8	25.1	31.4	43.1	50.3
ACEITE VEGETAL	10.2	8.8	9.2	10.0	8.6
AZUFRE	6.7	5.4	3.6	3.4	1.6
ANTIACIDO	1.2	1.1	1.1	.8	1.1
HUMEDAD	.8	.8	.7	.9	.7



ventajas:

1. **Sensible al fulminante.** No requiere cebo suplementario.
2. **Versatilidad.** Adecuado para uso en barrenaciones de diámetro intermedio (desde 50 mm hasta 150 mm) en operaciones subterráneas y de superficie. Excelente para plasteo.
3. **Carga.** La variedad de diámetro en que es obtenible permite gran flexibilidad al diseño de voladuras y al cargado de barrenos.
4. **Gases tóxicos.** - Mínima producción de gases tóxicos y humo.
5. **Seguridad incrementada.** Menos sensibilidad al impacto, al golpe y al fuego.
6. **Resistencia al Agua.** Excelente. Superior a la de los explosivos tradicionales.
7. **Propagación entre Barrenos.** Está diseñado para minimizar la propagación entre barrenos en plantillas normales; por lo tanto, todo diseño de retardos con el fin de mejorar la fragmentación y de reducir la vibración, funcionará más apropiadamente.

Estas informaciones y sugerencias están basadas en la experiencia de Du Pont, S.A. de C.V. y se ofrecen como parte del servicio a sus consumidores. Se presupone que los productos explosivos serán usados por personas con el suficiente conocimiento técnico para poder apreciar el riesgo que acompaña su uso. La compañía Du Pont no garantiza resultados favorables ni asume responsabilidad alguna por cuanto a la interpretación de sus sugerencias. Esta información no se ofrece como autorización para usar o violar cualquier patente existente.

DU PONT, S.A. DE C.V. DEPARTAMENTO DE EXPLOSIVOS
HOMERO 206 MEXICO 5, D.F. TEL: 250-90-33

INICIACION

El iniciador o cebo recomendado para detonar el Super Mexamon* D debe ser un explosivo potente y violento, tal como: 1) Tovex 100 y 2) Tovex 700. El cebo de iniciación debe constituir un 15%.

aproximadamente, en peso, del total de la carga explosiva en el barreno. En barrenos largos es recomendable usar más de 1 cebo de iniciación y cordón detonante "Primacord" o "E-Cord" a lo largo del barreno, distribuyendo los cebos a intervalos máximos de 5 metros; es decir, debe distribuirse el cebo total a intervalos a lo largo del barreno dejando siempre en el fondo la mayor cantidad del cebo iniciador.

ALMACENAMIENTO

Super Mexamon* D debe almacenarse considerándolo para el caso, como cualquier otro explosivo. Es aconsejable dar rotación a las existencias almacenadas, usando siempre primero el material más antiguo.

CARGA

En operaciones a cielo abierto, Super Mexamon* D puede cargarse por gravedad, vaciado. La tabla a continuación muestra aproximadamente los kilos por metro lineal de barrenos de varios diámetros.

Diámetro Barreno cms. (pulgs.)	Kg. por Metro Lineal de Barreno
2.54 (1)	0.329
5.08 (2)	1.318
7.62 (3)	2.964
10.16 (4)	5.270
12.70 (5)	8.234
15.24 (6)	11.857

EMPAQUE

Super Mexamon* D se envasa en bolsas de papel multicapas con forro interior de polietileno. Cada saco contiene 25 Kgs. netos.

Estas informaciones y sugerencias están basadas en la experiencia de DuPont, S.A. de C.V. y se ofrecen como parte del servicio a sus consumidores. Se presupone que los productos explosivos serán usados por personas con el suficiente conocimiento técnico para poder apreciar el riesgo que acompaña su uso. La compañía Du Pont no garantiza resultados favorables ni asume responsabilidad alguna por cuanto a la interpretación de sus sugerencias. Esta información no se ofrece como autorización para usar o violar cualquier patente existente.

DU PONT, S.A. DE C.V. DEPARTAMENTO DE EXPLOSIVOS
HOMERO 206 MEXICO 5, D.F. TEL: 250-90-33

ACCESORIOS

Cápsulas de detonación o estopines.

Los estopines eléctricos son los accesorios más utilizados para iniciar o detonar los explosivos potentes. La cápsula puede insertarse directamente en el cartucho o sujetarse fuertemente al cordón detonante.

Una cápsula eléctrica consiste de dos alambres aislados insertados en una cápsula de metal que están conectados por un delgado filamento de alambre que forma un puente. Este alambre de puente a veces se pinta con una mezcla de fósforo que produce flama como los cerillos.

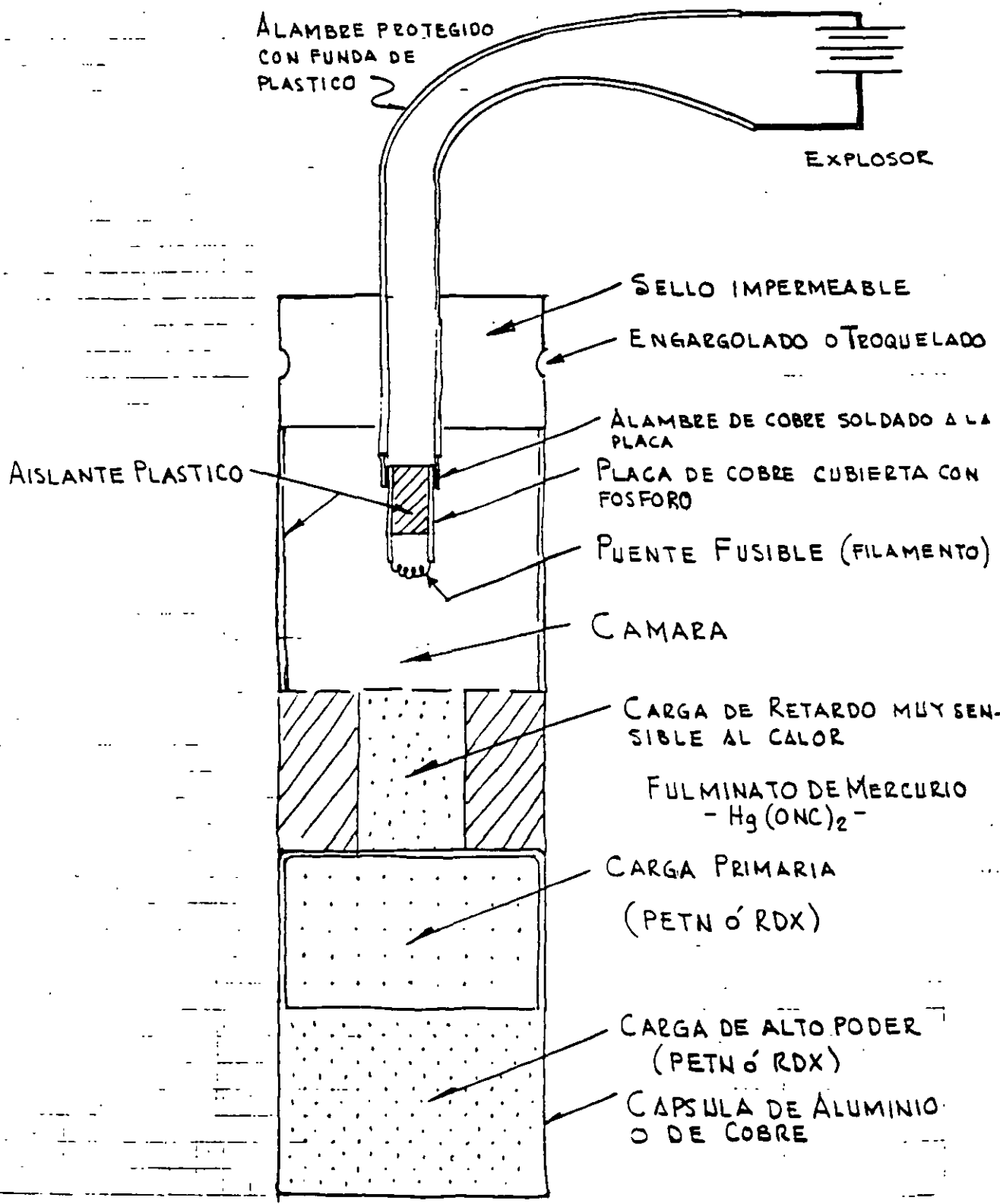
Cuando se le aplica la corriente eléctrica a los alambres el filamento de puente se calienta e inicia una carga instantáneamente de un explosivo altamente sensible al calor. La explosión del alambre detona una primera carga la cual a su vez detona una carga de un explosivo potente en el fondo de la cápsula tal como PETN ó RDX.

Esta carga de fondo tiene potencia suficiente para detonar una cápsula-explosiva sensitiva o cebo (primer) o bien un cordón detonante.

En las cápsulas eléctricas de retardos, un elemento retardante de explosivo en polvo se deposita entre filamento de puente y la carga potente del fondo. Este elemento de retardo está finamente calibrado para dar un intervalo de tiempo específico entre la aplicación de la corriente eléctrica y la detonación de la carga de fondo.

Hay dos series básicas de retardos disponibles: de retardos cortos o milisegundos con incrementos de retardo de 25 ms en el intervalo inferior y 50ms en el intervalo superior; y retardos largos a menudo llamados retardos lentos o simplemente retardos, con incrementos de retardo de 0.5 seg y 1 seg. Con los estopines de milisegundos se produce mejor fragmentación y se reduce la presión de aire y las vibraciones del terreno.

Los estopines de retardo se usan en lumbreras o túneles para dar tiempo suficiente al movimiento de la roca. Probablemente se produce fragmentación más gruesa que la obtenida con milisegundos.



Cordón detonante

El cordón detonante consiste de un tubo de plástico resistente al agua que se protege con una cubierta o forro fabricado con una combinación de textiles, plástico y alambre a prueba de agua. Las cubiertas tienen diferentes grados de resistencia a la tensión, abrasión y flexibilidad.

Dentro del tubo de plástico está el núcleo o corazón constituido por un alto explosivo, usualmente PETN. La cantidad de PETN varía entre 1 gramo/pie a 400 gramos/pie y se produce en diferentes potencias.

Todas las potencias de PETN pueden detonarse con una cápsula eléctrica y su velocidad de detonación es de 21000 pies/seg.

Su notable insensibilidad contra impacto y fricción es ideal para su uso en la línea de encendido y líneas troncales.

Como los estopines eléctricos se sujetan al cordón detonante hasta el final justamente antes de la voladura, la mayor parte de una falla aleatoria por detonación se elimina.

Usualmente se usa el cordón de 25 gramos/pie y el de 50 gr/pie se usa en trabajos especiales.

El cordón detonante es un explosivo de alta potencia que explota con una gran producción de aire. Hay que tener cuidado con este efecto.

Un cordón detonante de 25 a 50 gramos/pie detona cualquier cápsula-sensitiva (primer o cebo y cápsulas de alta potencia como son los boosters).

En barrenos profundos y de gran diámetro se usa mucho el cordón detonante combinado con las cápsulas de alta potencia (boosters)

Un cordón detonante de 50 gramos/pie no detona un agente explosivo como el ANFO.

El cordón detonante tiene amplias aplicaciones bajo el agua. Cuando se usa en ambiente húmedo sus extremos deberán protegerse. PETN absorbe lentamente la humedad y puede detonar si se inicia por el extremo seco.

El cordón detonante se acopla mediante "conectores MS" o de milisegundos. Estos conectores contienen un elemento de retardo constituido por un pedazo de cordón detonante. Los conectores más usuales son de 5, 9 y 17 ms.

Los conectores se acoplan con los extremos del cordón detonante a las líneas troncales y permite el uso ilimitado de periodos de retardo.

Es muy útil para disminuir vibraciones detonando un solo barrenos en onda retardada, conectados en serie.

Cordón detonante Non-electric. (NONEL)

Este es un cordón detonante muy útil para voladuras subterráneas pues se eliminan las fallas por electricidad estática. También se usa en voladuras a cielo abierto para evitar vibraciones detonando barrenos por barrenos al igual que el cordón detonante y en zonas altas donde se quieren tormentas eléctricas.

El NONEL detona en una sola dirección por lo que hay que tener cuidado en su acoplamiento.

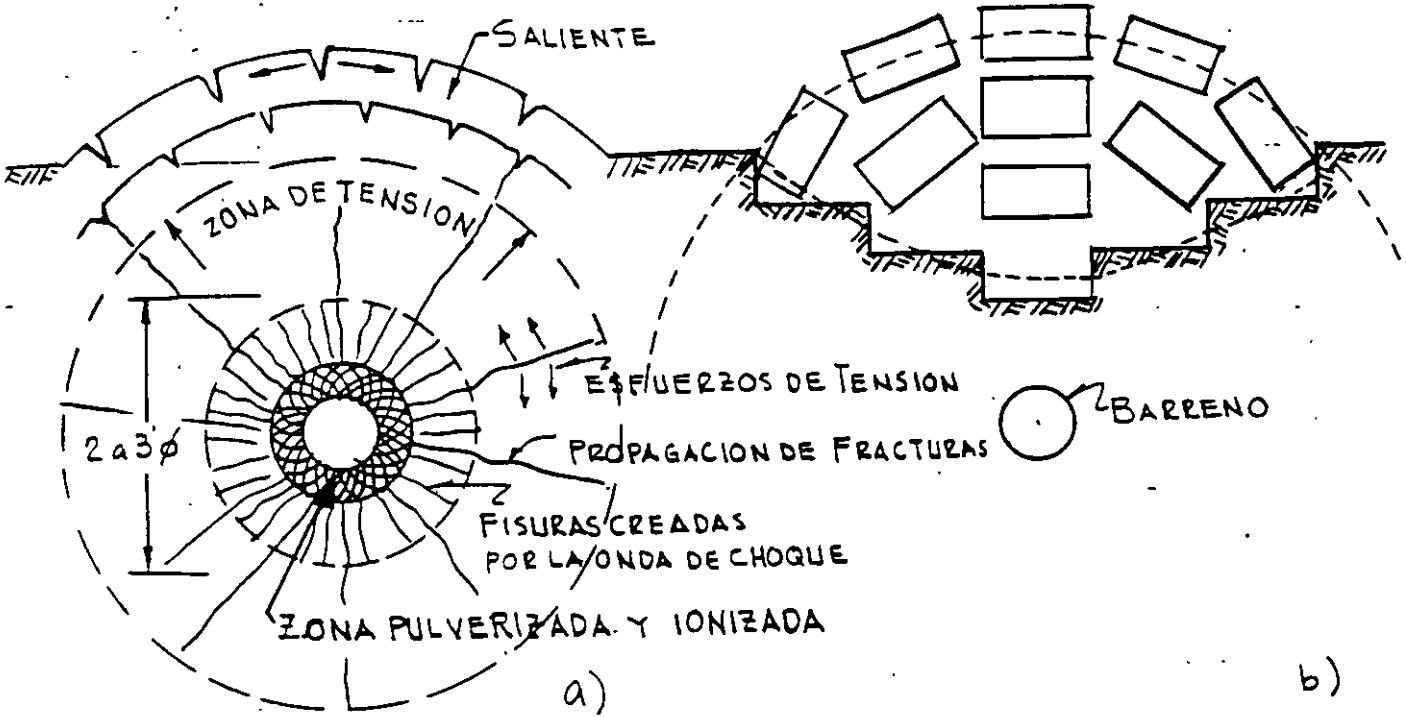
También existen conectores especiales de retardo constituidos por el mismo tubo de NONEL en longitudes de 2 pies con terminales de plástico.

El NONEL tiene una gran resistencia al agua ya que un extremo está sellado contra la cápsula de detonación y el otro está sellado contra una terminal de plástico.

El NONEL no explota, pudiendo sostenerse perfectamente con las manos.

Tiene una velocidad de 9000 pies/seg.

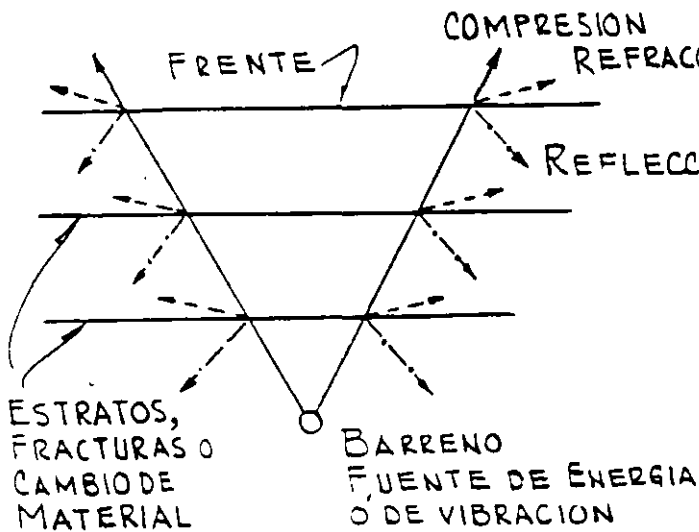
Su composición química es:



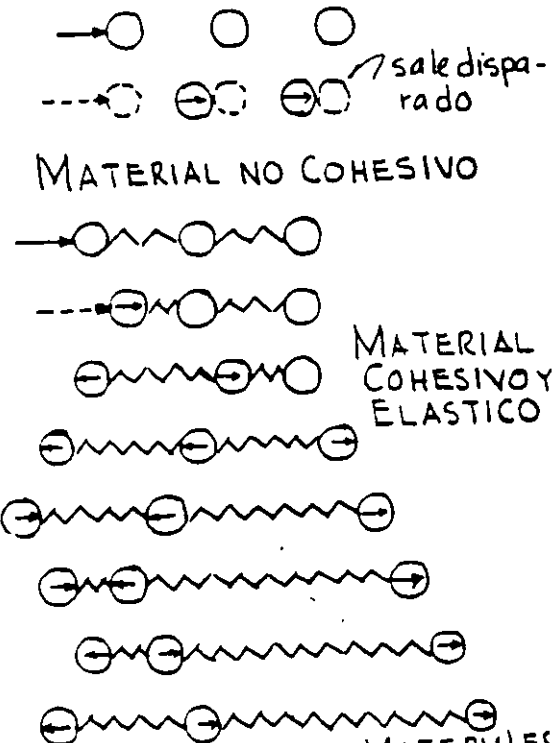
FRAGMENTAS RADIALES

SECUENCIA EN LA FORMACION DEL CRATER

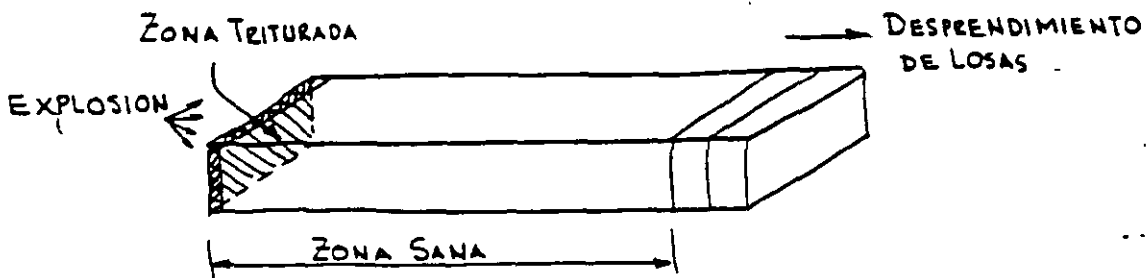
FRAGMENTACION Y DESPLAZAMIENTO = FUERZA - DISTANCIA = TRABAJO



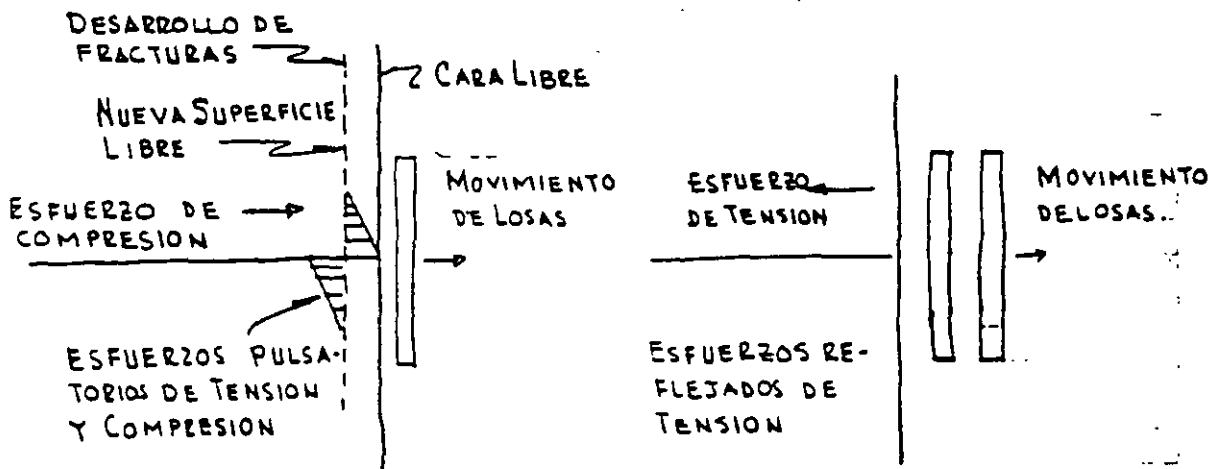
COMPONENTES DE LA ENERGIA POR IMPACTO DEL EXPLOSIVO



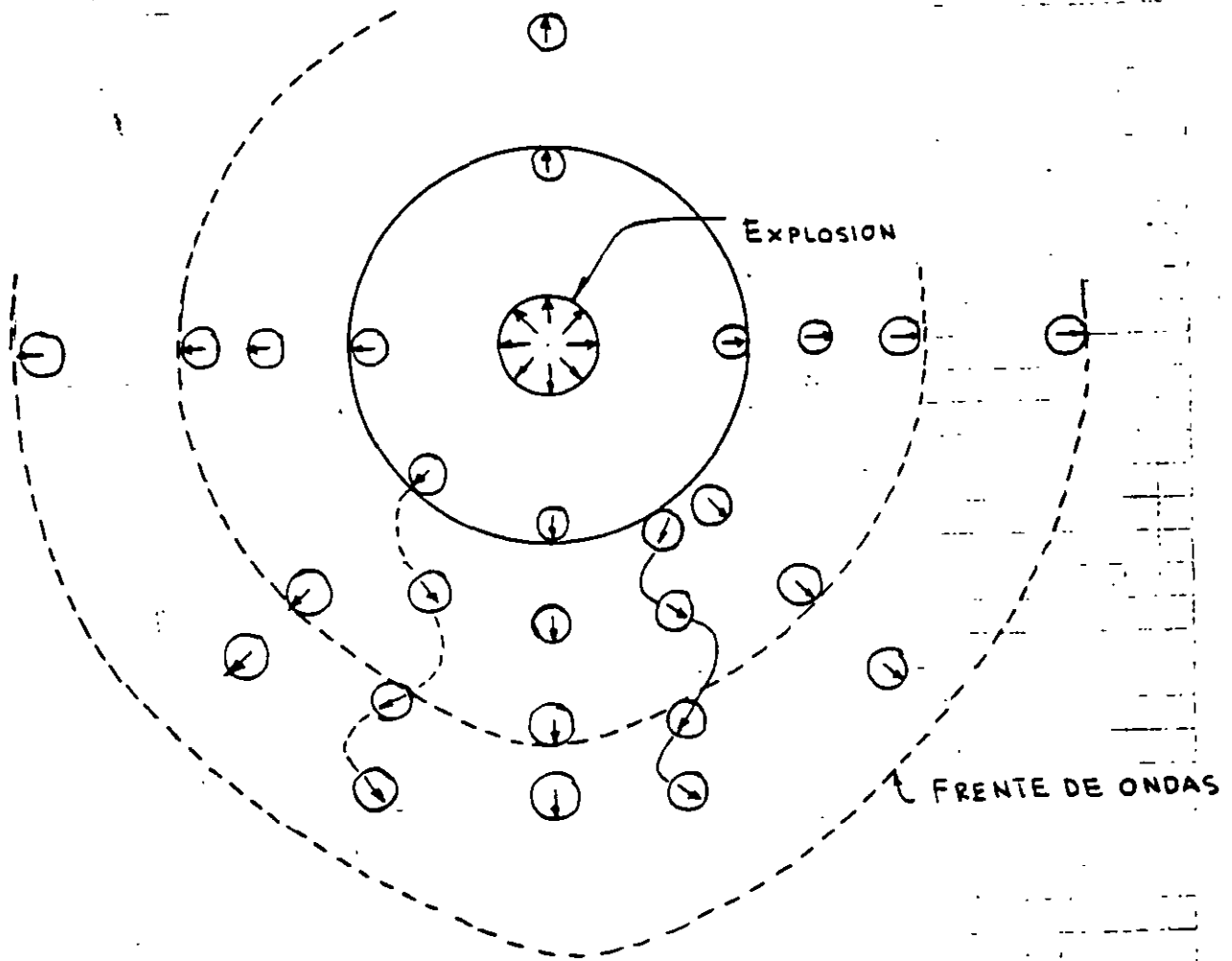
TRANSMISION DE ENERGIA EN MATERIALES AUTO CARGAS DE PULSACION



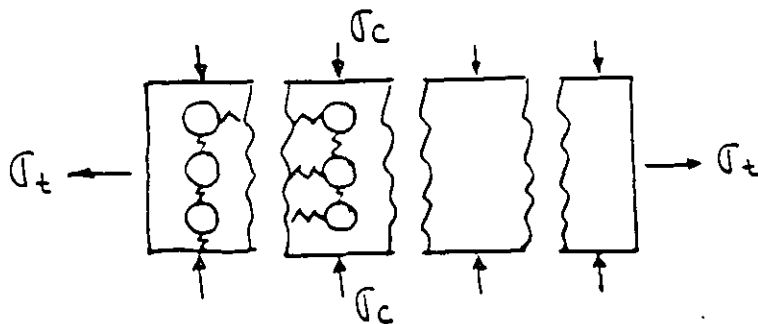
BARRA EXPERIMENTAL DE CONCRETO



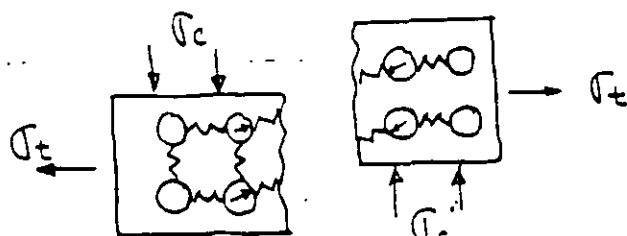
FRAGMENTAMIENTO DE TENSION POR REFLEXION DE IMPULSOS.



INFLUENCIA DEL PATRON ESTRUCTURAL DE LAS PARTICULAS

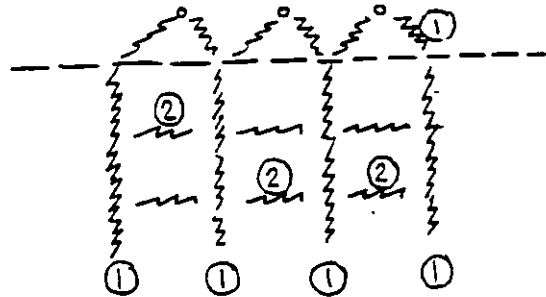
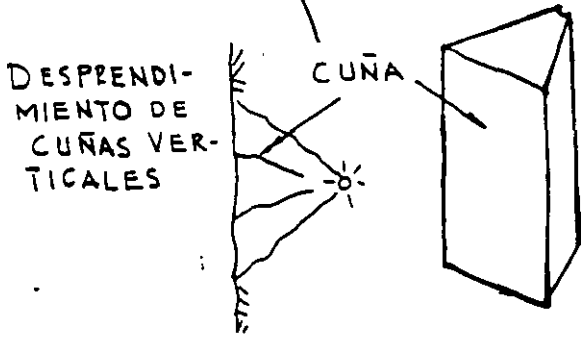
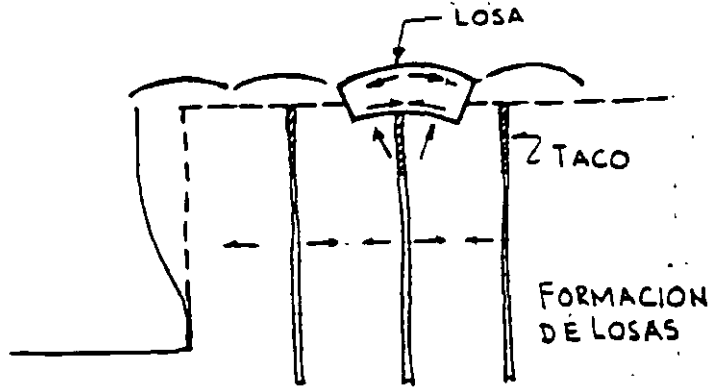
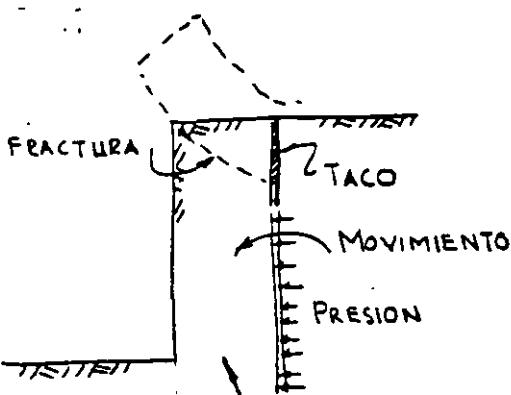


FRAGMENTAMIENTO POR COMPRESION O TENSION

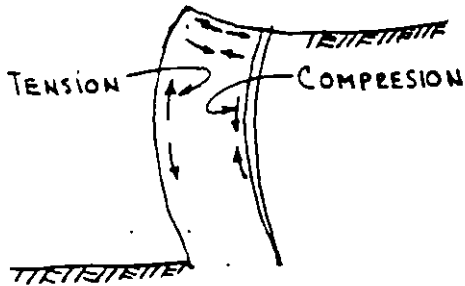


FRAGMENTAMIENTO POR CORTANTE

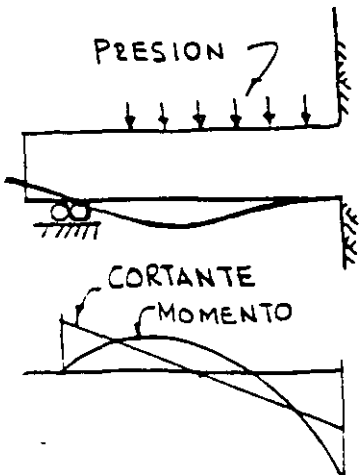
MECANISMO DE FRAGMENTACION Continúa



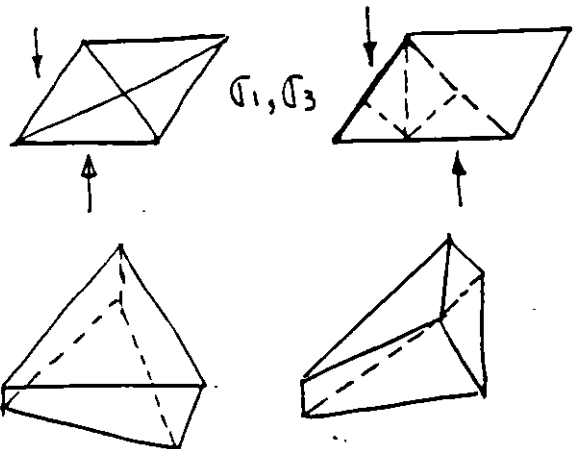
- ① FRACTURAS VERTICALES COMO CUÑAS
- ② FRACTURAS HORIZONTALES
- ③ SALIDA DE GASES



E FECTO DE VIGA



ANALOGIA DE LA VIGA



FRAGMENTOS EN FORMA DE TRIANGULOS
 POR EFECTO DE CORTANTE (TORSION)
 Y FLEXION

Mecanismos de fragmentación

Las rocas normalmente son más resistentes en compresión y trituración que por tensión. P.ej. algunas calizas tienen resistencias a compresión entre 250 y 1500 kg/cm^2 y resistencias en tensión tan bajas como 35 a 150 kg/cm^2 .

Por otro lado los explosivos y agentes explosivos utilizados producen presiones muy altas que reaccionan con velocidades entre 2500 a 8000 m/seg . (5300 a 17000 mph)

La presión desarrollada súbitamente dentro del barreno al causar valores desde 18000 hasta 150000 kg/cm^2 dependiendo del tipo de explosivo y de las condiciones de confinamiento.

El efecto del explosivo que reacciona contra la roca produce un impacto, o impulso, desde un golpe aplicado rápidamente de extremadamente alta intensidad.

Cuando el explosivo está dentro de un barreno circular se ejerce igual presión en todas direcciones a lo largo de todo el perímetro del agujero. La roca en toda esa región es comprimida y pulverizada hasta una distancia limitada del orden de $\phi/4$.

La aplicación súbita del impacto es seguida por la producción de alta presión que introduce ondas de esfuerzos compresionales que rápidamente penetran

en forma de abanico a través del macizo rocoso como ondas elásticas. Esta acción se produce aún cuando las rocas son más bien frágiles, pero son algo elásticas. La velocidad con que viajan las ondas de choque a través de la roca es función de la densidad del medio. Las rocas densas dan lugar a altas velocidades y las rocas blandas porosas, o ligeras a bajas velocidades.

Parte de la energía transmitida a través de las ondas compresionales es reflejada y refractada (flexionada) por cambios de densidad o discontinuidades de la estructura. Cualquier frente libre o cambio en el tipo de roca produce este efecto.

El resto de la energía tiende a mantener su dirección original de viaje.

Los ángulos de reflexión son iguales a los que van hacia las fronteras. Los ángulos de refracción dependen de las características de los dos materiales. Esto es que en cada cambio de densidad se produce reflexión y refracción de los impulsos de la energía; al equilibrarse la energía sigue viajando en su dirección original.

Si un golpe es ejercido a una partícula la energía es transmitida en la dirección de aplicación del golpe hacia las partículas adyacentes hasta que la energía

184
es consumida como resultado del trabajo realizado y por efectos como fricción, amortiguamiento, fragmentación, etc.
Los suelos granulares no tienen cohesión de modo que tienen poca o ninguna atracción entre partículas, aún cuando cada partícula pueda tener un poco de elasticidad por si mismas.

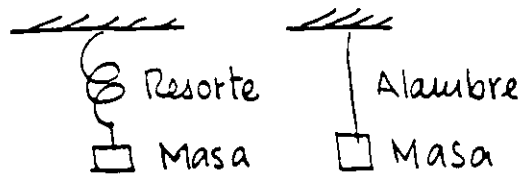
La mayor parte de las rocas son cohesivas y algo elásticas teniendo diferentes efectos que los producidos en fragmentos sueltos.

Las vibraciones del terreno pueden medirse mediante los desplazamientos que se produzcan a una masa sujeta a un resorte o a un alambre. Los impulsos pueden ser proyectados en una pantalla de un osciloscopio en el cual puede determinarse la velocidad de la partícula, su aceleración y la amplitud de su desplazamiento.

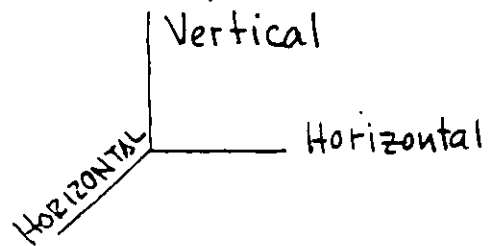
Generalmente la masa viene a ser el núcleo de un pequeño transformador lineal en el cual al desplazarse

el núcleo se producen cambios de voltaje y amperaje en el transformador pequeño que significan los desplazamientos de la masa

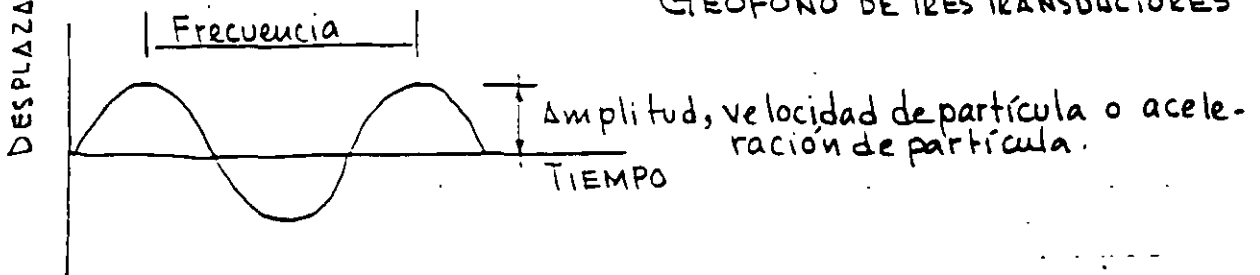
Estos transformadores (LVDT) constituyen los geófonos y pueden instalarse en tres direcciones dentro de un geófono



SISMOGRAFO



GEOFONO DE TRES TRANSDUCTORES



ONDAS SISMICAS

ONDAS DE CUERPO:

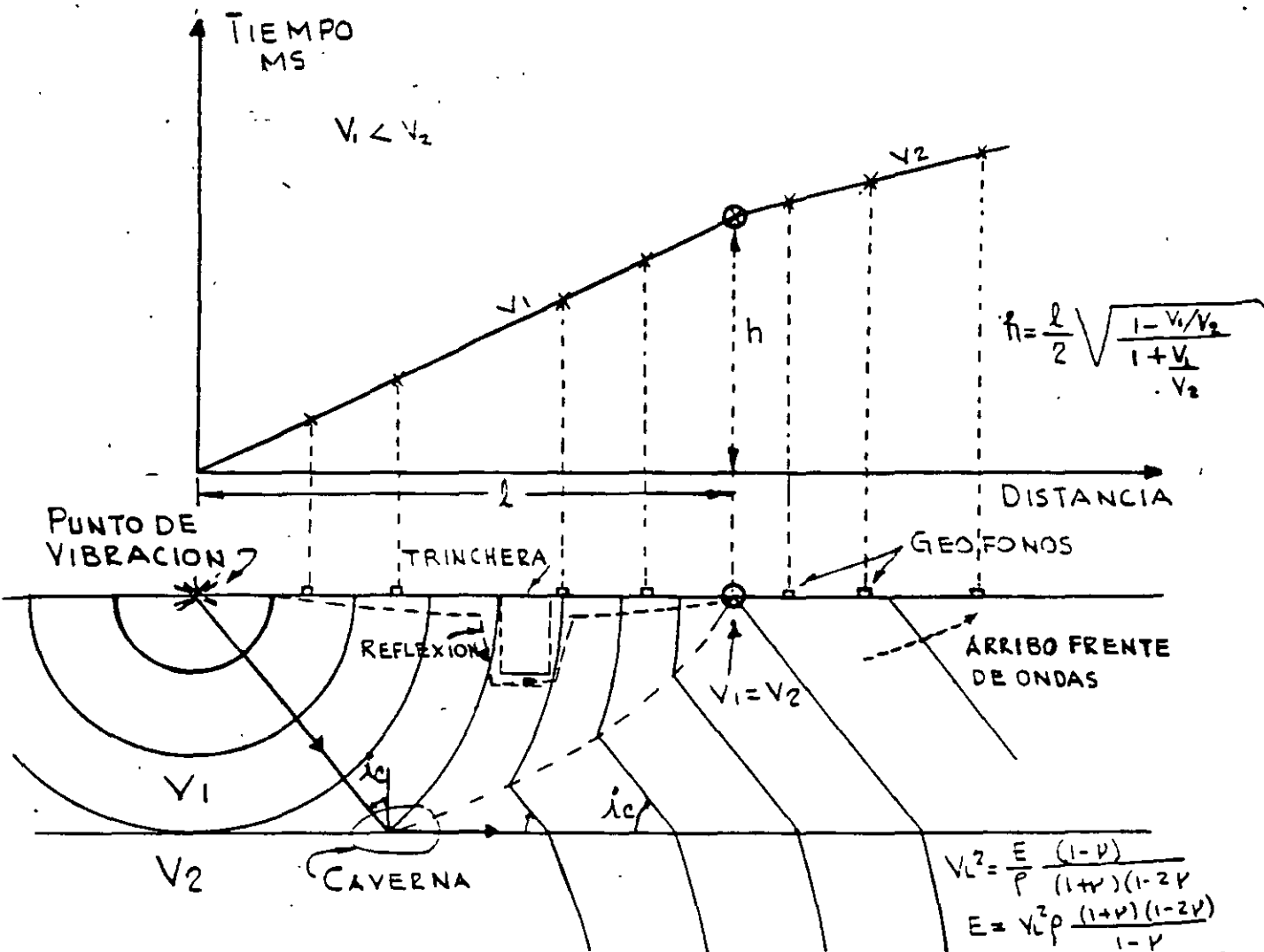
1.- Compresional
Longitudinal
Primaria - P.
De empuje

2.- Corte
Onda transversal
Onda secundaria - S

ONDAS DE SUPERFICIE

3.- Love } Igual de peligrosas que
Rayleigh } las P y S.

En la Fig 1 se presenta la transmisión de ondas de compresión por reflexión y refracción sísmica.

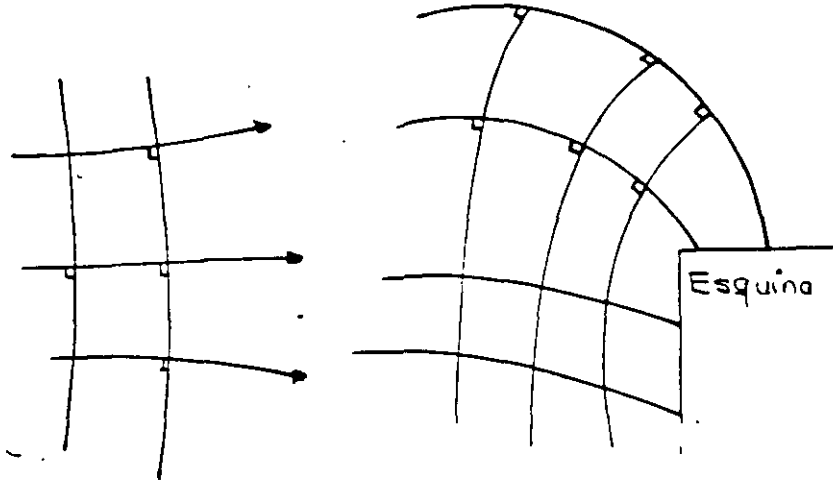


REFLEXION Y REFRACCION DE ONDAS

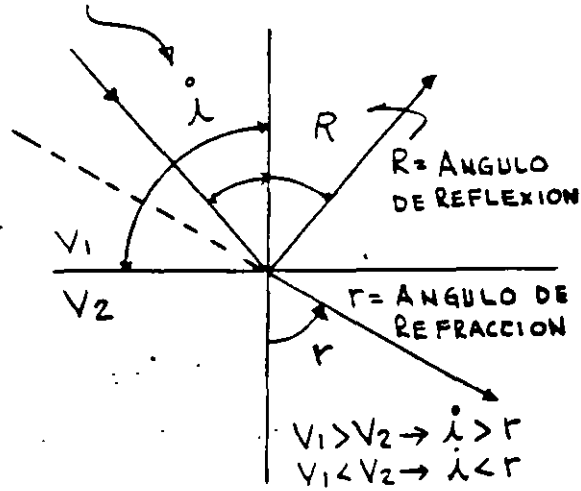
$v_1^2 = \frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}$

$E = v_1^2 \rho \frac{2(1+\nu)}{1}$

$i = \text{ANGULO DE INCIDENCIA}$



PRINCIPIOS DE REFLEXION



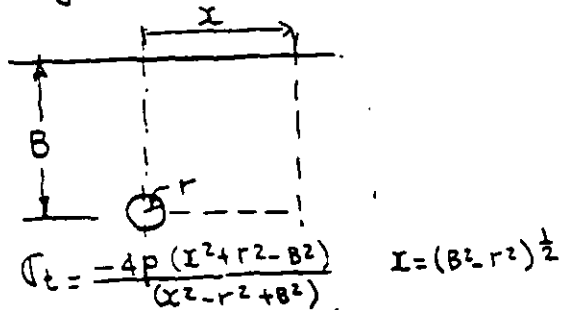
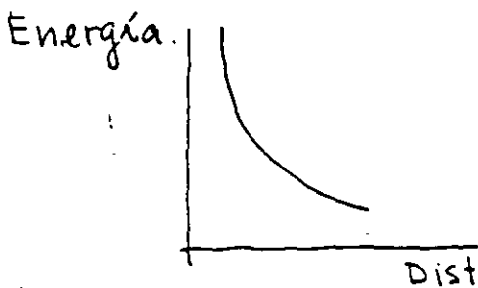
PROPAGACION DE ENERGIA

La energía se propaga disminuyendo con la distancia. es directamente proporcional con la presión de detonación e inversamente proporcional al cuadrado de la distancia el Bordo :

$$B = K \left(\frac{P_e}{\sigma_t} \right)^{1/2}$$

donde B = bordo ; k = constante

P = presión de detonación y σ_t = resistencia a tensión.



El valor más significativo de la energía es la velocidad de la partícula. El Bureau of Mines usa la siguiente expresión

$$V = H \left(\frac{D}{W^{1/2}} \right)^{-\beta}$$

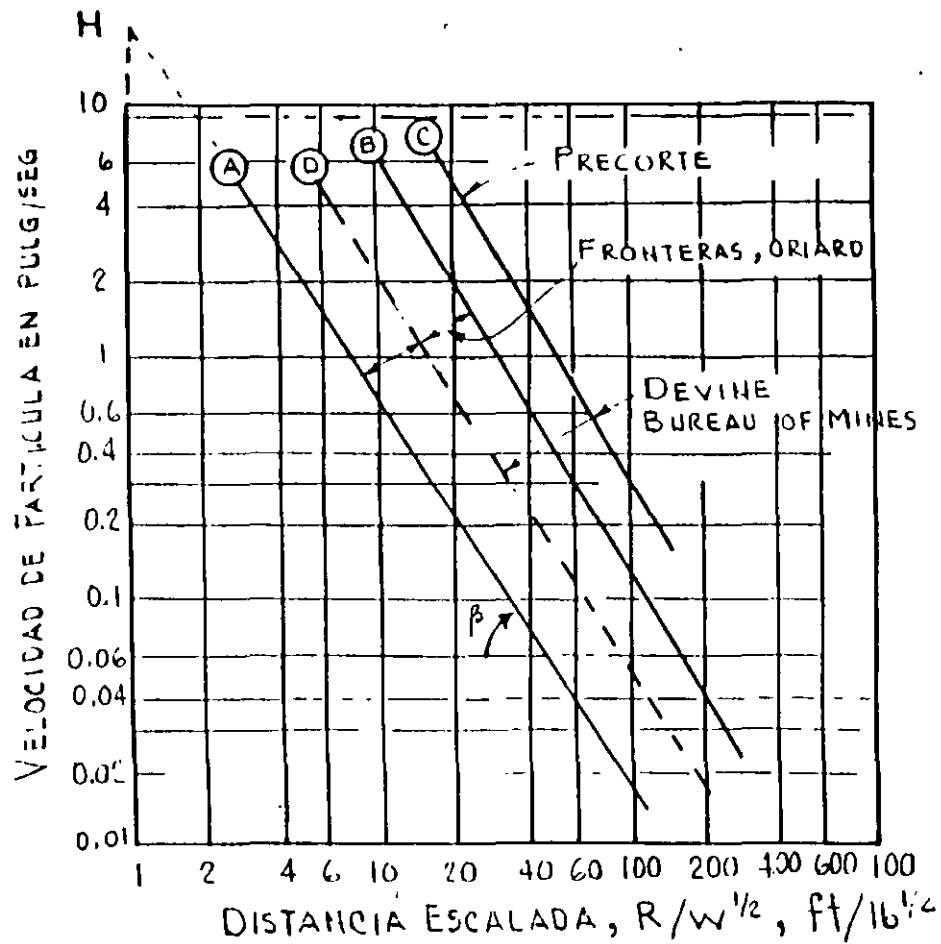
Esta expresión puede graficarse en escala logarítmica como se presenta en la Fig. 2. en la cual la distancia escalada $SD = \frac{D}{W^{1/2}}$ o sea $W = \left(\frac{R}{SD} \right)^{1/2}$ en donde

W = máxima carga por retardo

La velocidad de partícula máxima permisible es de 2"/seg.

- En la tabla I. se presentan las cargas de explosivo máximas permisibles por retardo en Suecia.

En la Fig 3 se presentan los efectos de la velocidad de la partícula en la respuesta humana.



$$V = H \left(\frac{D}{W^{1/2}} \right)^{-\beta}$$

$$SD = \frac{K}{W^{1/2}} ; W = \left(\frac{R}{SD} \right)^2$$

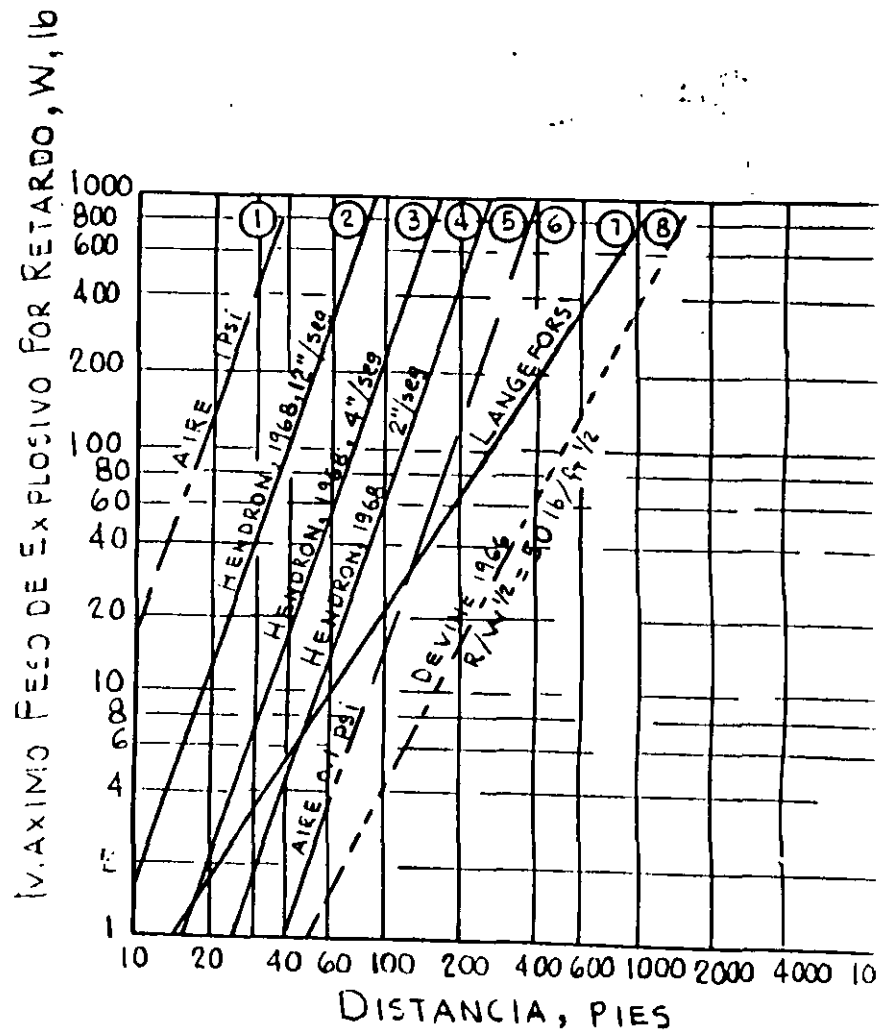
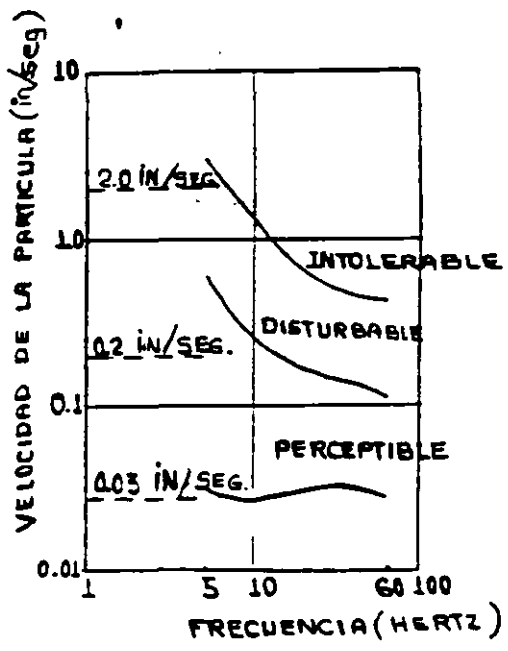


TABLA I

DISTANCIA m	CARGA EN KG. POR METRO						
	GRUPO A	B	C	D	E	F	G
0.5				0,02	0,04	0,08	0,16
1	0,008	0,015	0,03	0,06	0,12	0,25	0,50
2	0,025	0,05	0,09	0,2	0,4	0,7	1,4
3	0,40	0,07	0,16	0,33	0,65	1,3	2,6
4	0,06	0,12	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0
5	0,09	0,18	0,36	0,73	1,4	2,8	5,6
6	0,12	0,23	0,47	0,95	1,9	3,8	7,2
7	0,14	0,27	0,57	1,15	2,3	4,6	9,2
8	0,18	0,36	0,72	1,45	2,9	5,8	11,6
9	0,2	0,42	0,85	1,70	3,4	6,8	13,6
10	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0
12	0,3	0,6	1,3	2,5	5,2	10,5	21
14	0,4	0,8	1,6	3,2	6,4	13,0	26
16	0,5	1,0	2,0	3,9	7,8	15,5	31
18	0,6	1,2	2,4	4,7	9,4	19	38
20	0,7	1,4	2,8	5,0	11	22	44
25	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0	32,0	64
30	1,3	2,6	5,2	10,4	21	42	84
35	1,6	3,2	<u>6,5</u>	13	26	52	104
40	2,0	4,0	8,0	16	32	64	128
45	2,4	4,8	9,5	19	38	76	152
50	2,8	5,5	11	22	44	88	176
55	3,3	6,5	13	26	52	104	208
60	3,8	7,5	15	30	60	120	240
65	4,3	8,5	17	34	68	136	272
70	4,8	9,5	19	38	76	152	304
75	5,3	10,5	21	42	84	168	336

110
TABLA I... (continuación)

DISTANCIA m.	CARGA EN KG. POR RETARDO						
	GRUPO A	B	C	D	E	F	G
80	5,8	11,5	23	46	92	184	368
85	6,4	12,8	25,5	51	102	204	408
90	7,0	14,0	28	56	112	224	448
95	7,6	15,2	30	61	122	244	488
100	8,5	16,5	33	66	132	264	528
110	9,3	18,5	37	74	148	296	592
120	10,5	21,0	42	84	168	336	672
130	11,7	23,5	47	94	188	376	752
140	13,2	26,6	52,5	105	210	420	840
150	14,5	29,0	58	116	232	464	928
160	16,0	32,0	64	128	256	512	1024
170	17,5	35,0	70	140	280	560	1120
180	19,0	38,0	76,5	153	306	612	1224
190	20,7	41,5	83	166	332	664	1328
200	22,5	45,0	90	180	360	720	1440



RESPUESTA HUMANA A LA VIBRACION (SEGUN RATHBONE)

Para reducir los efectos de las vibraciones las siguientes acciones deberán tomarse:

- 1.- Seccionar la voladura (dividir el banco)
- 2.- Reducir la carga por retardo
- 3.- Cerrar el patrón de barrenación
- 4.- Utilizar dos cargas por barrenos.

$$5.- P_B = 1.69 \times 10^3 E D^2 \left(\frac{R_C}{R_H} \right)^{2.4}$$

R_C = Radio explosivo

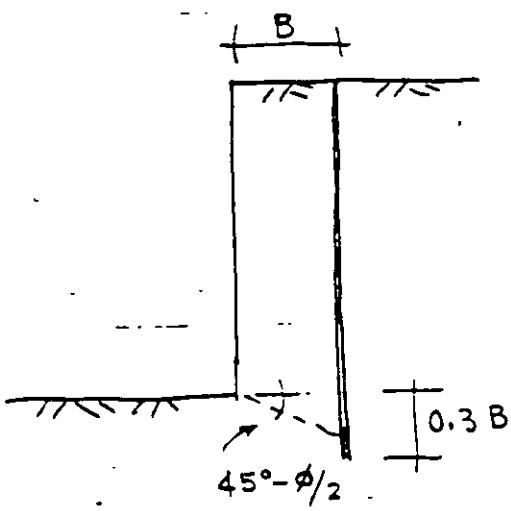
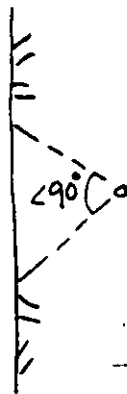
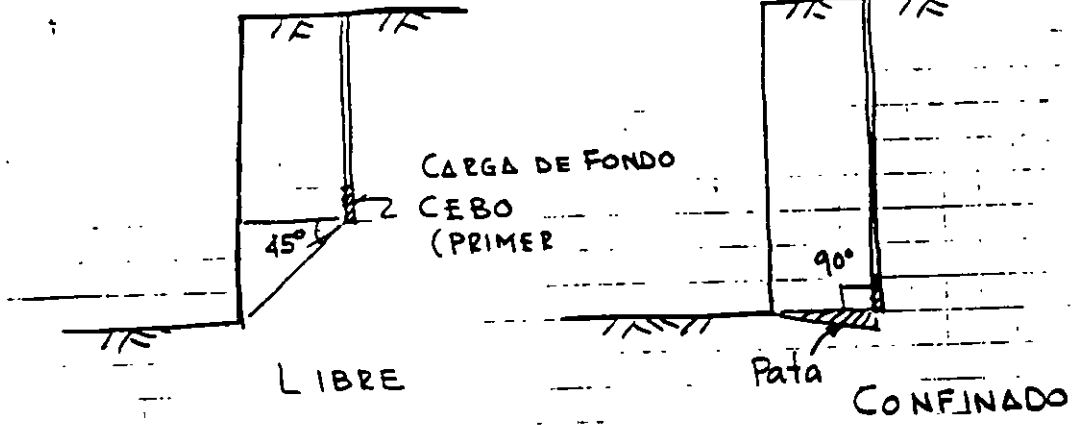
R_H = Radio barrenos

$$P_B = 1.69 \times 10^3 E D^2$$

E = Densidad explosivo

D = Vel. de detonación explosivo pies/seg

P_B = Presión en el barrenos en lb./pulg²



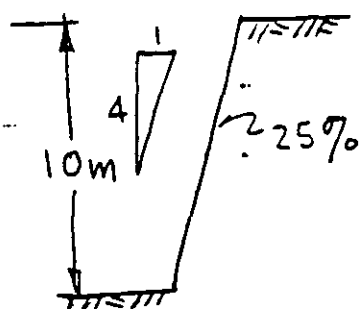
CONFINADO

EJEMPLO DE CALCULO VOLADURA DE BANQUEO

199

Banco de 10 m de alto

Constante de roca $r = 0.33 \text{ Kg/m}^3$



Barrenación $\phi 3''$

Desviación = $0.05 + 0.03 \text{ m/m}$.

Estopines MS

EXPLOSIVO: TOVEX 700 +

SUPERMEXAMON

Fórmulas : $B_{\text{máx}} = 45 \times d$

$$F.C. = \frac{d^2}{1000}$$

$$B_{\text{Bordo máximo}} = 45 \times 76 = 3420 \text{ mm} = 3.42 \text{ m.}$$

Corrección del explosivo:

G.E. 40% $p = 1.00$ Densidad = 1.25 Kg/lt

TOVEX 700 $p = 0.75$ Densidad = 1.10 "

$$B_{\text{máx, TOVEX 700}} = B_{\text{máx}} \sqrt{\frac{0.75 \times 1.10}{1.00 \times 1.25}} = 3.42 \times 0.81 = 2.78 \text{ m}$$

Ajuste por constante de roca:

$$B_{\text{máx } r=0.33} = 2.78 \sqrt{\frac{0.4}{0.33}} = 3.06 \text{ m.}$$

$$B_{\text{Bordo práctico}} = 3.06 - 0.05 - 10 \times 0.03 = 2.71 \text{ m.}$$

$$E_{\text{Espaciamiento práctico}} = 2.71 \times 1.25 = 3.39 \text{ m.}$$

$$B = 2.70 \text{ m} ; E = 3.40 \text{ m.}$$

$$\text{Carga de fondo} = 1.3 \text{ Bpráct.} = 1.3 \times 3.06 = 4.0 \text{ m}$$

Considerando que se trata de una caliza de resistencia intermedia se puede hacer una reducción de la carga de fondo:

$$1.3 \times 3.06 \times \underbrace{0.70}_{\text{reducción arbitraria}} = 2.80 \text{ m.}$$

$$\text{Subbarrenación} = 0.3 \times 3.06 = 0.90 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad barrenos} = 1.03 \times (10.00 + 0.90) = 11.2 \text{ m.}$$

$$\text{Taco} = 3 \text{ m.}$$

$$\text{Altura carga de columna} = 11.20 - 2.80 - 3.0 = 5.40.$$

Usando Supermexamón con $d = 65\%$ se ajusta al Tovex 700

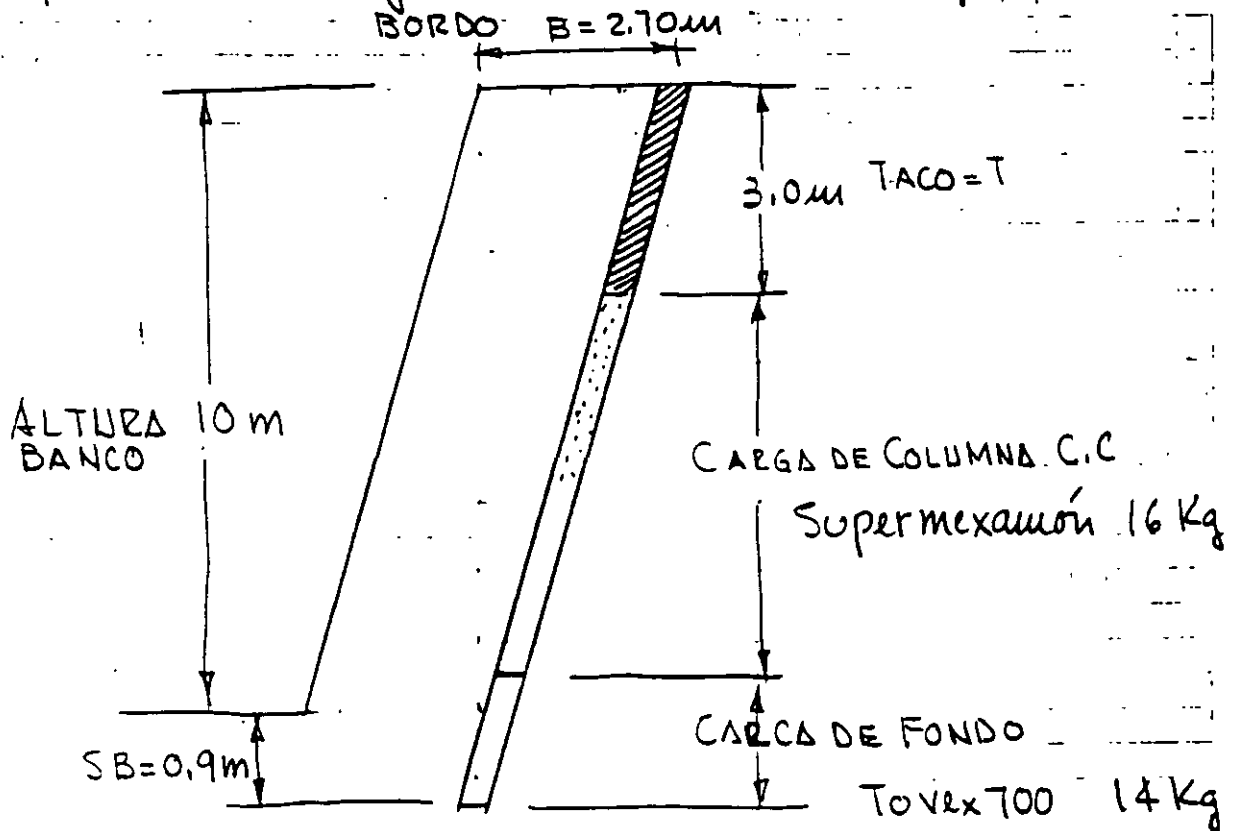
$$\text{Carga de columna C.C.} = 5.40 \times \underbrace{4.54}_{\substack{\text{lt/m} \\ \phi = 3''}} \times \underbrace{0.65}_{\text{densidad}} = 16 \text{ Kg}$$

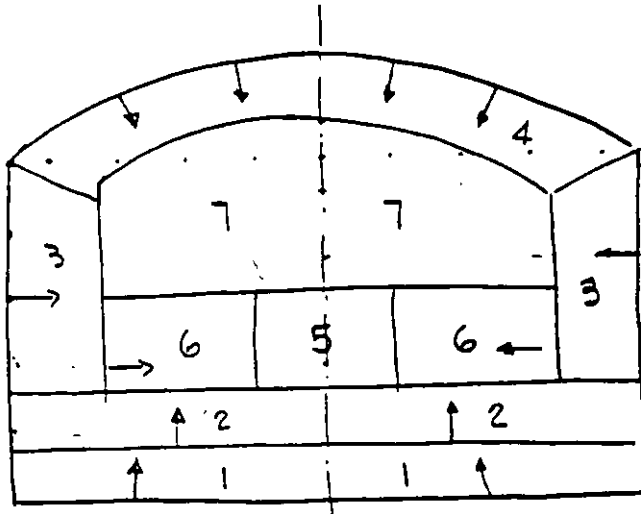
$$\text{Carga de fondo C.F.} = 2.80 \times \underbrace{4.54}_{\text{lt/m} \rightarrow \phi 3''} \times 1.10 = 14 \text{ Kg.}$$

$$\text{Carga total} = 30 \text{ Kg}$$

$$\text{Factor de carga} = \frac{30}{10 \times 2.70 \times 3.40} = 0.325 \text{ Kg/m}^3$$

Haciendo intervenir la potencia del explosivo el factor de carga se reduce a $\hat{=} 290 \text{ gr/m}^3$

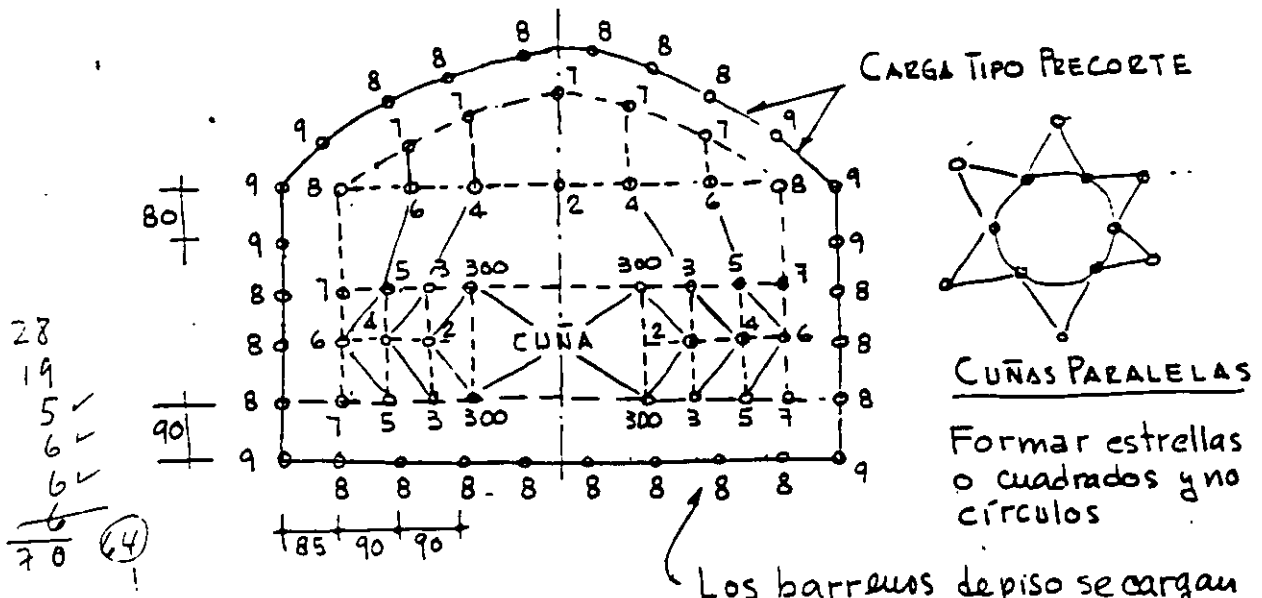




GEOMETRIA PARA EL CALCULO
(No es diagrama de barrenación)

- 1.- Piso
- 2.- Salida hacia arriba
- 3.- De pared
- 4.- De techo
- 5.- Cuña con ayudantes
- 6.- Salida horizontal
- 7.- Salida hacia abajo

DIRECCION DE SALIDA DE
LA ROCA



28
19
5 ✓
6 ✓
6 ✓
6
70 (4)

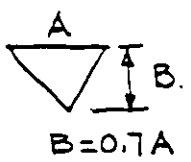
CALCULO

Los barroes de piso se cargan completos
C.C = 0.5 a 0.7 c.f.

Ancho = 8 m
 Altura = 5.65 m
 Pared = 4.0 m
 Area = 40 m²
 Ø 31mm = Serie II

Barroes de Piso: Bordo = 90 cm.
 $B = \frac{Prof - 0.4m}{2}$
 $B_{bor} = \frac{2.9 - 0.4}{2} = 1.25$

Bordo real = 90 - 0.10 = 0.8
 Picado



Es paciamiento E = 1.1 B
 $E = 1.1 \times 8 = 0.88 \rightarrow 0.90$
 Hay 9 espacios = 7 x 0.9 y 2 x 0.85

Barreación = 3.20 m
 Avance = 0.9 x 3.20 = 2.90 m

Explosivo: Gelatina extra 40%
 Cuña: Paralela de 2 barroes vacíos grandes
 Barreación por picado = 10 cm.

Volumen por tronada = 40 x 2.9 = 116 m³
 Factor de barreación = $\frac{275}{116} = 2.37 \text{ m/m}^3$
 Factor de carga F_c = $\frac{131}{116} = 1.13 \text{ kg/m}^3$

Long. barreación:
 86 barroes x 3.2
 L = 275.2

Barreos de pared $B = 0.80 - 0.10 = 0.70 \text{ m}$

Espaciamiento = $\frac{2.9 - 0.4}{2} = 1.25 \text{ re mata}$ $E = 0.95 \text{ m}$.

Carga de fondo = 0.5 Kg

Carga de columna = 0.9 Kg

Barreos con salida horizontal

Carga de fondo = 1 Kg

Carga de columna = 0.85 Kg

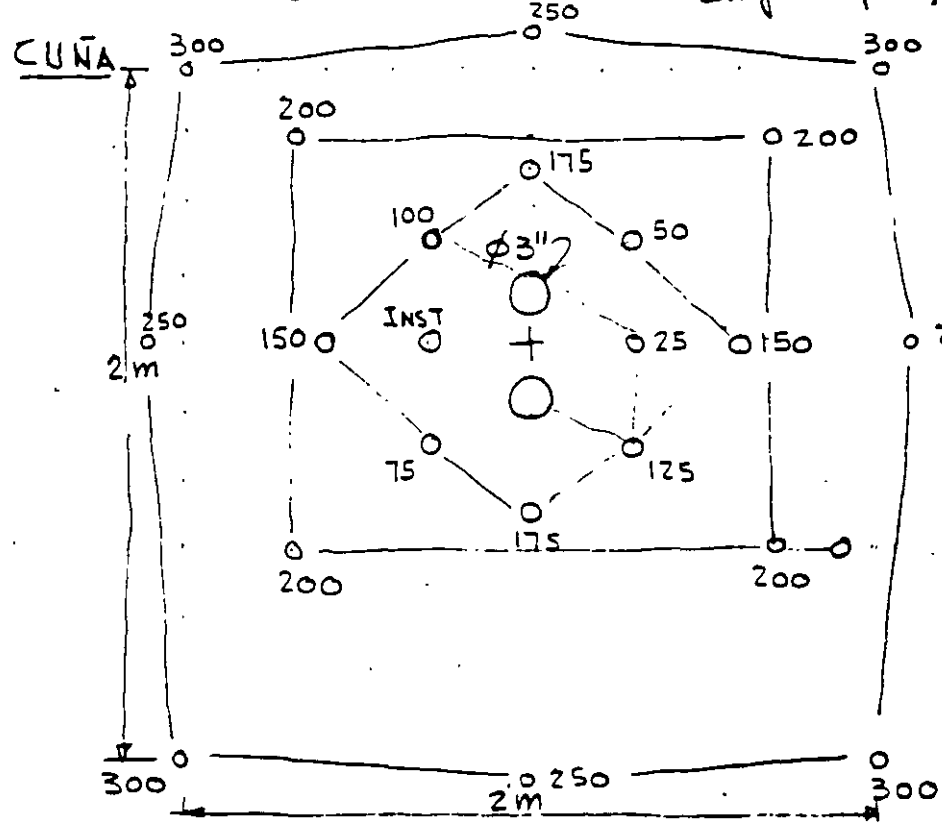
Barreos con salida hacia abajo

Bordo = 0.9 m c.f. = 0.90 Kg

Espac = 1.1 m c.c. = 0.90 Kg

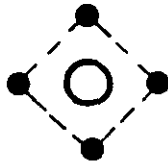
Según Gustaffson:

Para una sección de 40 m^2 la carga específica = 1.2 kg/m^3

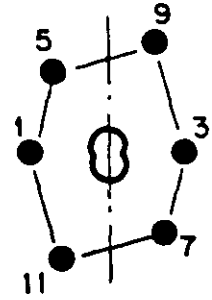


Los primeros 6 barr
concentración
c.c. = 250 gr/m
125 gr/cartucho

Los extremos se
acercan al resto
de barreos
c.f. = 0.5 Kg
c.c. = 0.9 Kg.

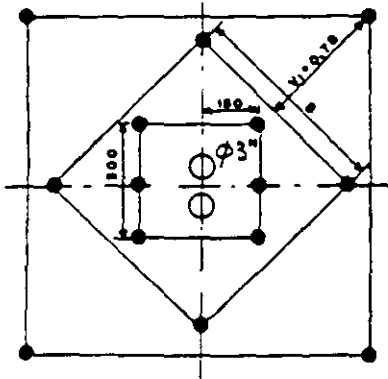


CUÑA "CINCO DE OROS"
CON UN BARRENO DE GRAN DIAMETRO

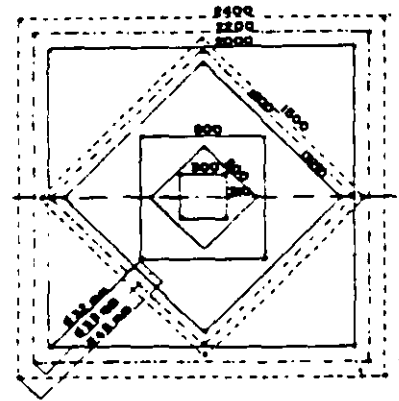


CUÑA COROMANT
(ADECUADA PARA GALERIA PEQUEÑA)

El dispositivo guía se fija a la roca mediante un expansor.



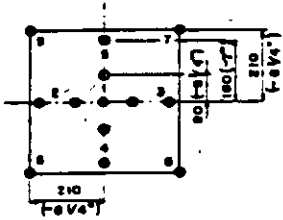
CUÑA DE EXPANSION CON DOS
BARRENOS QUEMADOS DE
GRAN DIAMETRO



CUÑA DE EXPANSION PARA UNO
O DOS BARRENOS QUEMADOS

Avance de 3.9 a 4m

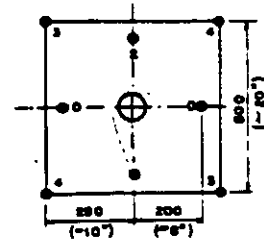
- - No se debe trabajar con diámetros grandes en todo el frente del túnel.



CUÑA QUEMADA CON
CUATRO BARRENOS
HUECOS Ø 35 mm
(CUÑA GRONLUND)

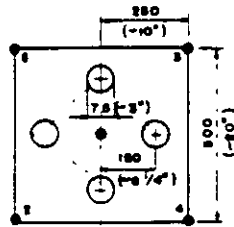
Buena hasta 3.2 m de
profundidad.

- En el barreno central el estopín
esta en la boca del barrend
- En los ayudantes el estopín
esta al fondo.

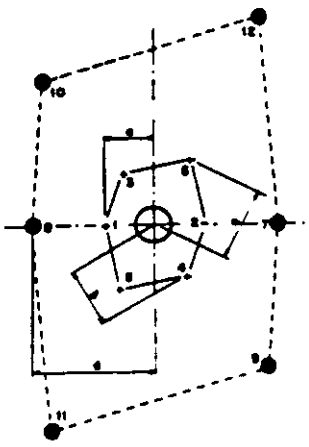


CUÑA QUEMADA MICHIGAN

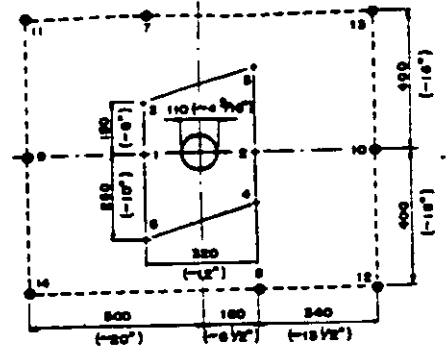
Avance 3.9 m



CUÑA TIPO GATO CON
CUATRO BARRENOS
VACIOS DE DIAMETRO
GRANDE



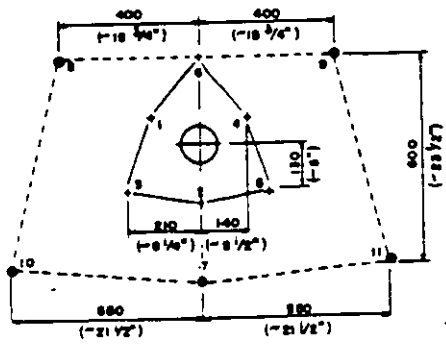
CUÑA EN DOBLE ESPIRAL CON UN BARRENO DE DIAMETRO GRANDE



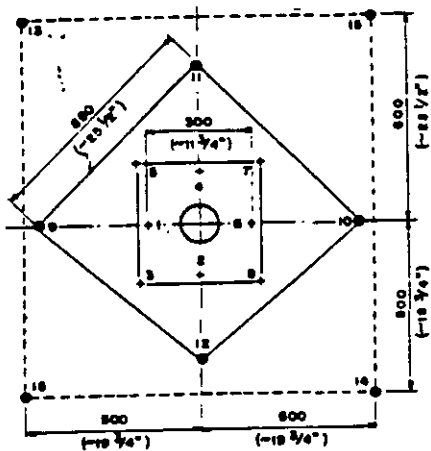
CUÑA EN DOBLE ESPIRAL MODIFICADO (CUÑA TABY) CON UN BARRENO DE DIAMETRO GRANDE

Más eficiente que la Fagersta

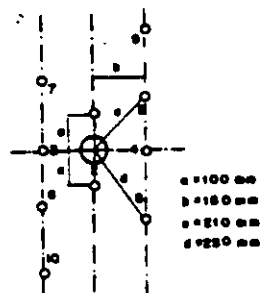
Examen:



CUÑA DE TRES SECCIONES 25% MAS EFICIENTE QUE LA TABY



CUÑA EN CUATRO SECCIONES CON UN BARRENO DE GRAN DIAMETRO (ES LA CUÑA CILINDRINCA MAS UTILIZADA)



CUNA FAGERSTA (ADECUADA PARA GALERIA PEQUEÑA)

PATRONES DE BARRENACION USUALES PROMEDIO

Todos los valores en pies excepto el diámetro del explosivo

Patrones equivalentes

D (pulg)	B	J	T	L _{max}	Rectangular	Cuadrado
1	2 ^{1/2}	1	2	10	2 ^{1/2} x 4	3 x 3
2	5	2	4	20	5 x 9	7 x 7
3	7 ^{1/2}	2 ^{1/2}	5	30	7 ^{1/2} x 13	10 x 10
4	10	3	6	40	10 x 18	13 x 19
5	12 ^{1/2}	4	8	50	12 ^{1/2} x 22	16 x 16
6	15	5	10	60	15 x 27	20 x 20
7	17 ^{1/2}	5 ^{1/2}	12	70	17 ^{1/2} x 31	23 x 23
8	20	6	14	80	20 x 36	26 x 27
9	22	7	15	88	22 x 40	29 x 30
10	24	7 ^{1/2}	16	96	24 x 43	32 x 32
11	26 ^{1/2}	8	18	106	26 ^{1/2} x 48	35 x 36
12	29	9	20	116	29 x 59	38 x 39

B = Bordo

J = Sub-barrenación

T = Taco

L = Altura banco

PROMEDIOS : B = 30 ϕ ; E = 1.25 B

J = 0.3 B

T = 0.7 B

L = 2.6 B

VOLADURAS DE POST-CORTE Y PRECORTE

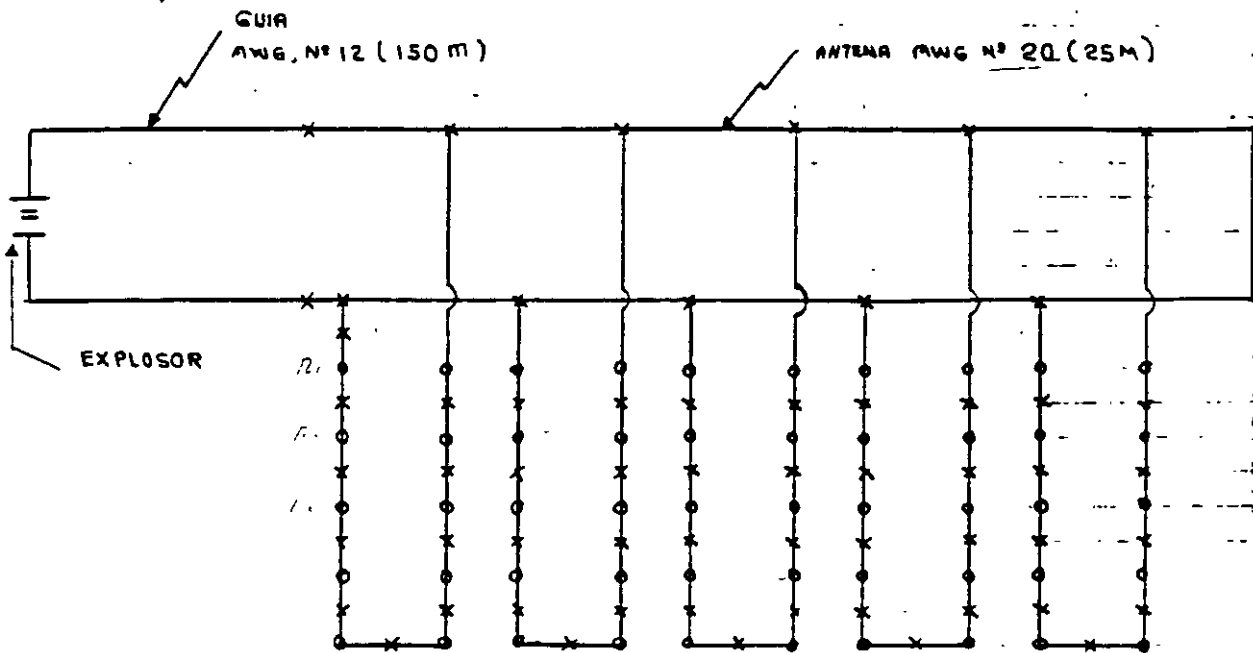
Diámetro del barreno d (mm)	Concentración de carga Kg/m	Post-corte		Precorte
		E _i	V _i	E _i
30		0.5 ^m	0.7	0.25-0
37	0.12	0.6	0.9	0.30-05
44	0.17	0.6	0.9	0.30-05
50	0.25	0.8	1.1	0.45-0.70
62	0.35	1.0 1.25	1.3 1.6	0.55-0.80 2-1.2
75	0.5	1.2	1.6	0.6-0.9
87	0.7	1.4	1.9	0.7-1.0 8-1.2
100	0.9	1.6	2.1	0.8-1.2
125	1.4	2.0	2.7	1.0-1.5 12
150	2.0	2.4	3.2	1.2-1.8
200	3.0	3.0	4.0	1.5-2.1

POTENCIA DE UNA RED ELÉCTRICA

- VOLADURA DE CANTERA EN CHICOASEN, CHIS.

1).- CARACTERÍSTICAS ELÉCTRICAS DEL CIRCUITO UTILIZADO

CIRCUITO: PARALELO CON 5 CIRCUITOS DE 12 ESTOPINES DE RETARDO.



No. series = 5

ESTOPINES DE RETARDO DE: 16 pies, alambre de cobre

ANTENA: Alambre de cobre AWG Nº 20- 25 M C/U

GUIA: Alambre de cobre AWG Nº 12- 150 M C/U

a).- CORRIENTE NECESARIA

$$I = 5 \text{ series} \times 1.5 \text{ A por serie} = 7.5 \text{ A}$$

b).- RESISTENCIA DE CADA SERIE

$$R_1 = 12 \text{ estopines} \times 1.65 \Omega = 19.8 \Omega$$

c).- RESISTENCIA EN PARALELO DE TODAS LAS SERIES.

$$R_2 = \frac{19.8 \Omega}{5 \text{ series}} = 3.96 \Omega$$

d).- RESISTENCIA DE LA ANTENA.

$$R_3 = 25 \text{ M} \times 2 \times \frac{10.15 \Omega}{0.304 \text{ M} (1000 \text{ pies})} = 1.67$$

e).- RESISTENCIA DE LA GUIA

$$R_A = \frac{150 \text{ m} \times 2 \times 1.588 \Omega}{0.304 (1000 \text{ ft})} = 1.567 \Omega$$

f).- RESISTENCIA TOTAL DEL CIRCUITO

$$R_T = 4 \Omega \times 1.67 \Omega \times 1.57 \Omega = 7.24 \Omega$$

g).- VOLTAJE REQUERIDO

$$E = 7.5 \text{ A} \times 7.24 \Omega = 54.3 \text{ V}$$

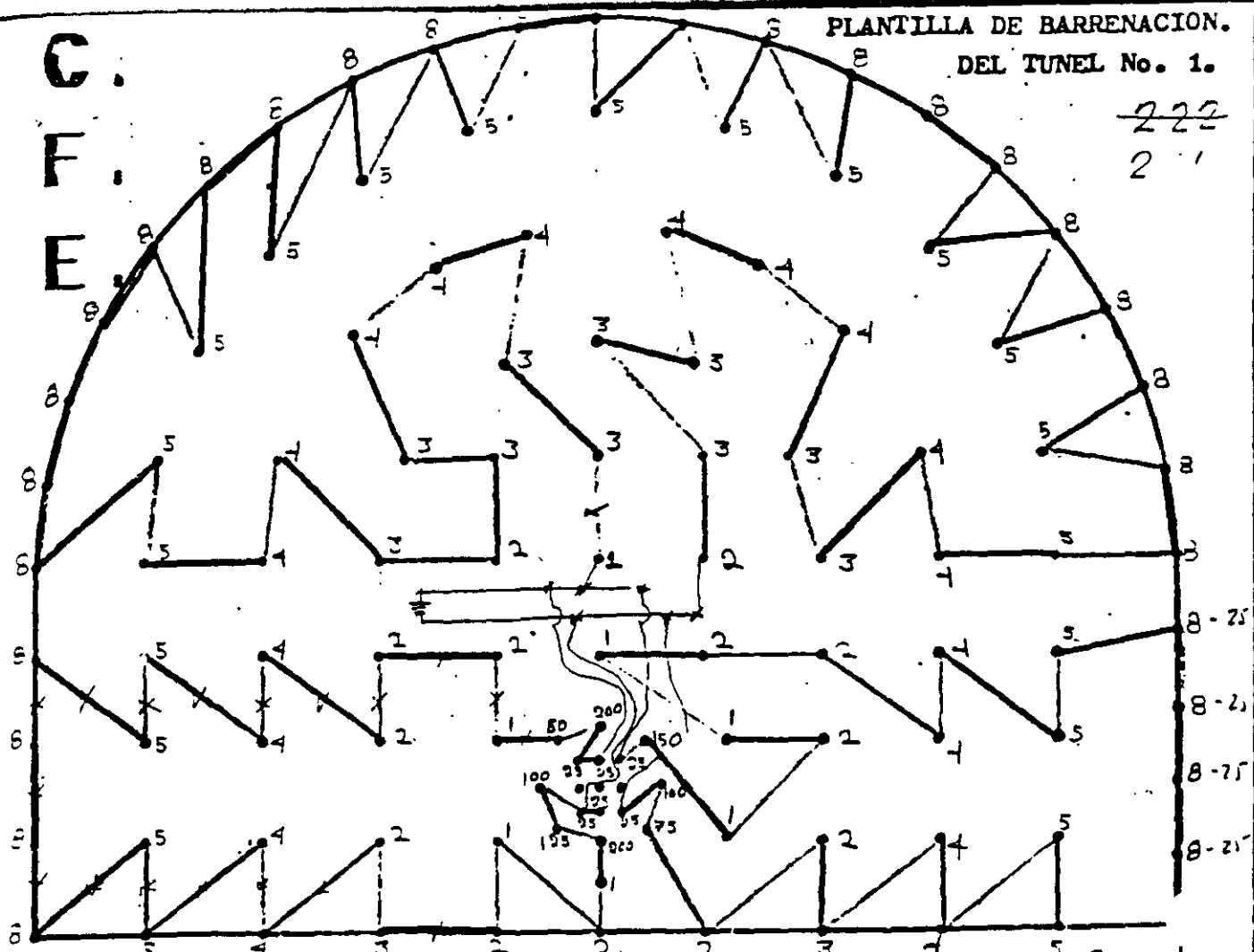
h).- POTENCIA REQUERIDA

$$P = I^2 R = (7.5)^2 \text{ A} \times 7.24 \Omega = 407 \text{ Watts}$$

$$P = IE = 7.5 \text{ A} \times 54.3 \text{ V} = 407 \text{ Watts}$$

C.
F.
E.

222
21



BARRENACION INICIO 12⁰⁰ h. / 2^o Turno TERMINO 23⁰⁰ h.

BARRENACION CON - Jumbo - brozas -

PROFUNDIDAD Y Ø DEL BARRENO 2.60 mts 2" Øula.

TOTAL DE BARRENOS HECHOS. 118 P.m.

TOTAL DE BARRENOS CARGADOS 115 P.m.

TOTAL BOMBILLOS "TOVEX" 225 Kg.

TOTAL KGS. "ANFOSEI" SUPER 100 Kg.

TOTAL MTS. "PRIMACORD" 24 mts.

HORA DE LA TRONADA 0.10 h.

NUMERO DE LA TRONADA 55

AVANCE 2.53 mts

FC = 1.73 K/m

BARRENACION LADO: Secc. Completa -

TURNO: 1^o u 2^o turno

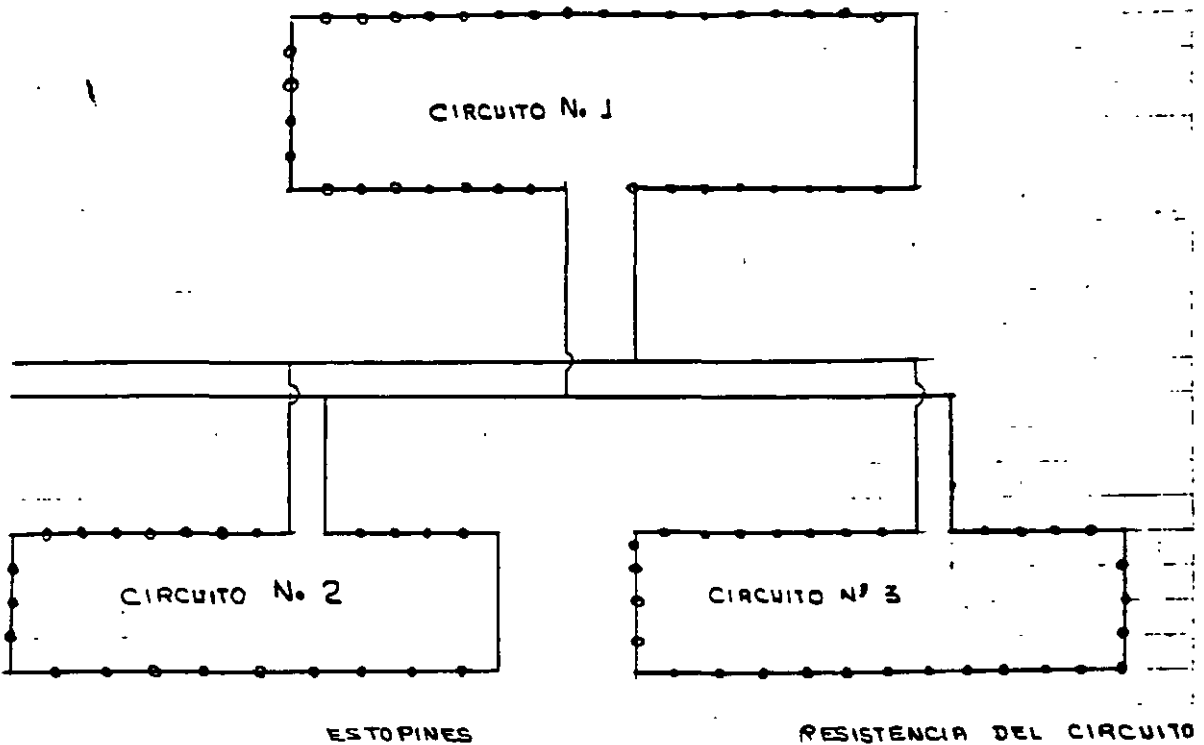
FECHA: 82-09-17

Grúa → 43 m alambre calibre 20
+ 66 m alambre calibre 14
+ 50 m - - - 20

ESTOPIN Nº	CANTIDAD	Explos
1	30	
5	21	
1	13	
3	12	
7	14	
1	6	
25	5	
50	1	
75	1	
100	2	
125	1	
150	1	
200	1	

DIRECTOR. C.F.E. Edilberto Domínguez

JEFE DE FRENTE. _____



CIRCUITO No	ESTOPINES DE RETARDO	INSTANTANEOS	RESISTENCIA DEL CIRCUITO
1	57	—	$57 \times 1.32 = 75.24 \Omega$
2	22	9	$22 \times 1.32 + 9 \times 1.42 = 41.82 \Omega$
3	22	5	$22 \times 1.32 + 5 \times 1.42 = 36.14 \Omega$

Se consideró que la longitud de los alambres de los estopines fue de 8 ft.

a) RESISTENCIA DEL ALAMBRE GUIA:

Calib. 20: $\frac{93 \text{ m} \times 3.28 \times 10.15}{1000} = 3.10 \Omega$

Calib. 14: $\frac{66 \text{ m} \times 3.28 \times 2.5.25}{1000} = 0.55 \Omega$

b) RESISTENCIA DE LOS TRES CIRCUITOS EN PARALELO

$$R_c = \frac{1}{\frac{1}{75.24} + \frac{1}{41.82} + \frac{1}{36.14}} = 15.91 \Omega$$

c) RESISTENCIA TOTAL.

$$R_t = 15.41 + 3.10 + 0.55 = 19.06 \Omega$$

d) INTENSIDAD REQUERIDA.

$$I = 3 \text{ Series} \times 1.5 \text{ Amp. por serie} = 4.5 \text{ Amp.}$$

e) VOLTAJE NECESARIO

$$V = IR = 4.5 \text{ A} \times 19.06 \Omega = 85.77 \text{ Volts}$$

f) POTENCIA:

$$P = IV = 4.5 \times 85.77 \text{ volts} = 385.97 \text{ Watts}$$

TABLE 1

CHARACTERISTICS OF SOME INGREDIENTS USED IN EXPLOSIVE MIXTURES

Compound	Short Name	Freezing Temp., °F	Explosion Temp., °F	Ideal Reaction Products	Avail Oxy ΔI
4KClO_3	Chlorate	695	752 (Decompose)	$+ 6\text{O}_2 + \underline{4\text{KCl}}$	
4NaNO_3	SN	585	712 (Decompose)	$4\text{H}_2\text{O} + 3\text{H}_2 + 2\text{H}_2\text{O}_2$ $+ 4\text{NO} + 3\text{O}_2 + \underline{2\text{Na}_2\text{O}}$	
$4\text{H}_2\text{H}_4\text{O}_3$	AN	340	460	$10\text{H}_2\text{O} + 5\text{N}_2 + 12\text{CO}_2 + 2\text{H}_2\text{O}$	
$4\text{C}_3\text{H}_3\text{H}_5\text{O}_9$	NG	55	420	$8\text{H}_2\text{O} + 4\text{H}_2 + 8\text{CO}_2$	
$4\text{C}_2\text{N}_2\text{H}_4\text{O}_6$	EGDN	- 4	239 (Boils)	4CO_2	$+ \underline{4\text{CaO}}$
4CaCO_3	Limestone	--	--		
$4\text{C}_5\text{H}_4\text{H}_8\text{O}_{12}^*$	PETN	282	420	$16\text{H}_2\text{O} + 8\text{H}_2 + 12\text{CO}_2 + 8\text{CO}$	
$4\text{C}_3\text{N}_6\text{H}_6\text{O}_6^*$	RDX	252	500	$12\text{H}_2\text{O} + 12\text{N}_2 + 12\text{CO}$	
$4\text{C}_6\text{H}_3\text{H}_7\text{O}_{11}^*$	Nitrocellulose	212 (Decomp.)	345	$14\text{H}_2\text{O} + 6\text{H}_2 + 6\text{CO}_2 + 18\text{CO}$	
$4\text{C}_6\text{H}_3\text{H}_3\text{O}_7$	Picric Acid	255	610	$6\text{H}_2\text{O} + 6\text{H}_2 + 22\text{CO}$	$+ 2\text{C}$
$4\text{C}_7\text{N}_5\text{H}_5\text{O}_8$	Tetryl	265	495	$10\text{H}_2\text{O} + 10\text{H}_2 + 22\text{CO}$	$+ 6\text{C}$
$4\text{C}_7\text{H}_3\text{H}_5\text{O}_6$	TNT	180	888	$10\text{H}_2\text{O} + 6\text{H}_2 + 14\text{CO}$	$+ 14\text{C}$
$4\text{C}_6\text{H}_{10}\text{O}_5$	Cellulose, Wood Pulp, or Starch			$20\text{H}_2\text{O}$	$+ 24\text{C}$
$4\text{C}_7\text{H}_2\text{H}_6\text{O}_4$	DNT	158	752 (Decompose)	$12\text{H}_2\text{O} + 4\text{H}_2 + 4\text{CO}$	$+ 24\text{C}$
4PbH_6	Lead Azide	480 (Decomp.)	660	12H_2	$+ 4\text{Pb}$

NOTE: * - These compounds are used in the water-wet condition. PETN can be initiated by a single #6 blasting cap with up to 35 per cent water content. Nitrocellulose and nitrostarch are very sensitive to initiation when dry.

TABLE 2

HEATS OF FORMATION FOR SELECTED
CHEMICAL COMPOUNDS

(Rf: Handbook of Chemistry and Physics, 48th Ed., 1967-68)

<u>Compound</u>	<u>Formula</u>	<u>Form</u>	<u>Mol.Wgt.</u>	<u>Qp or Qr Kcal/mole</u>
	AlO	g	43.0	+ 10.7
	Al ₂ O	g	70.0	- 31.7
Corundum	Al ₂ O ₃	s	102.0	-399.1
	CaCl ₂	s	111.1	-190.0
Calcite	CaCO ₃	s	100.0	-288.5
Lime	CaO	s	56.1	-151.9
	CaO ₂	s	72.1	-158.3
Paraffin	CH ₂	s	14.0	- 7.0
Formaldehyde	CH ₂ O	g	30.0	- 27.7
Formic acid	CH ₂ O ₂	g	46.0	- 86.7
Methyl alcohol	CH ₃ OH	l	32.0	- 57.0
Nitromethane	CH ₃ O ₂ N	l	61.0	- 21.3
Methane	CH ₄	g	16.0	- 17.9
Urea	CH ₄ ON ₂	s	60.0	- 79.9
Acetylene	C ₂ H ₂	g	26.0	+ 54.2
Oxalic acid	C ₂ H ₂ O ₄	s	90.0	-197.6
Ethylene	C ₂ H ₄	g	28.0	+ 12.5
Acetic acid	C ₂ H ₄ O ₂	l	60.0	-116.4
Ethylene glycol dinitrate	C ₂ H ₄ O ₆ N ₂	l	153.0	- 56.0
Ethyl alcohol	C ₂ H ₅ OH	l	46.0	-66.4
Ethane	C ₂ H ₆	g	30.0	- 20.2
RDX	C ₃ H ₆ O ₆ N ₆	s	222.1	+ 18.3
Propane	C ₃ H ₈	g	44.1	- 24.8
Glycerine	C ₃ H ₈ O ₃	l	92.1	+159.7
Nitroglycerine	C ₃ H ₅ O ₉ N ₃	l	227.1	- 82.7
Butane	C ₄ H ₁₀	g	58.0	- 29.8
PETN	C ₅ H ₈ O ₁₂ N ₄	s	316.1	-123.0
Pentane	C ₅ H ₁₂	g	72.1	- 35.0
Picric acid	C ₆ H ₃ O ₇ N ₃	s	229.0	- 53.5

TABLE 2 (cont.)

<u>Compound</u>	<u>Formula</u>	<u>Form</u>	<u>Mol.Wgt.</u>	<u>Qp or Qr Kcal/mole</u>
Phenol	C_6H_5OH	s	94.1	+ 39.2
Benzene	C_6H_6	g	84.1	+ 19.8
Nitrocellulose and Nitrostarch	$C_6H_7O_{11}N_3$	s	297.1	- 45.7
Cellulose	$C_6H_{10}O_5$	s	162.2	-170.5
Starch	$C_6H_{10}O_5$	s	162.2	-205.2
Dextrose & Glucose	$C_6H_{12}O_6$	s	180.2	+303.6
Hexane	C_6H_{14}	g	86.2	- 40.0
Mannitol	$C_6H_{14}O_6$	s	182.2	+317.3
→ Trinitrotoluene .	$C_7H_5O_6N_3$	s	227.1	- 13.0
→ Tetryl	$C_7H_5O_8N_5$	s	287.2	+ 9.3
→ Dinitrotoluene	$C_7H_6O_4N_2$	s	182.1	- 6.9
Toluene	C_7H_8	l	92.2	+ 12.0
Heptane	C_7H_{16}	g	100.2	- 44.9
Octane	C_8H_{18}	g	114.3	- 49.8
Nonane	C_9H_{20}	g	128.3	- 54.7
→ Nicotine	$C_{10}H_{14}N_2$	l	162.2	- 5.2
Camphor	$C_{10}H_{16}O$	s	152.3	+ 79.8
→ Castor Oil	$C_{11}H_{10}O_{10}$	l	302.2	-
Sucrose	$C_{12}H_{22}O_{11}$	s	342.4	+535.1
	ClO	g	51.5	+ 33.0
	ClO_3	g	83.5	+ 37.7
	CO	g	28.0	- 26.4
	CO_2	g	44.0	- 94.1
	H^+	ion	1.0	+ 52.1
	OH^-	ion	17.0	+ 10.4
→ Water	H_2O	g	18.0	- 57.8
Peroxide	H_2O_2	l	34.0	- 47.1
Hydrochloric acid	HCl	l	36.5	- 40.0
Carbonic acid	H_2CO_3	l	62.0	-167.0
	HN_3	g	58.0	+ 70.3
Nitric acid	HNO_3	l	63.0	- 49.4
→ Mercury fulminate	$HgC_2O_2N_2$	s	284.7	+ 64.0

TABLE 2 (cont.)

<u>Compound</u>	<u>Formula</u>	<u>Form</u>	<u>Mol.Wgt.</u>	<u>Qp or Qr Kcal/mole</u>
Sylvite	KCl	s	75.6	-104.2
Potassium chlorate	KClO ₃	s	122.5	- 93.5
Potassium perchlorate	KClO ₄	s	138.6	-103.6
Salt peter	KNO ₃	s	101.1	-117.8
Caustic potash	KOH	s	56.1	-111.8
	K ₂ O	s	94.2	- 86.4
Arcanite	K ₂ SO ₄	s	135.2	-342.7
Periclase	MgO	s	40.3	-143.8
Halite	NaCl	s	58.5	- 98.2
Sodium chlorate	NaClO ₃	s	106.5	- 85.7
Sodium perchlorate	NaClO ₄	s	122.5	- 92.2
	Na ₂ CO ₃	s	106.0	-270.3
Soda niter	NaNO ₃	s	85.0	-101.5
Caustic soda	NaOH	s	40.0	-102.0
	Na ₂ O	s	62.0	- 99.4
	N ⁺²	ion	14.0	+ 85.1
Ammonia	NH ₃	g	17.0	- 11.0
Sal ammoniac	NH ₄ Cl	s	53.4	- 75.4
Ammonium hydroxide	NH ₅ O	l	35.1	- 87.6
	NO	g	30.0	+ 21.6
	NO ₂	g	46.0	+ 8.1
Ammonium nitrate	N ₂ H ₄ O ₃	s	80.1	- 87.3
	N ₂ O	g	44.0	+ 19.5
	N ₂ O ₃	g	76.0	+ 17.4
	N ₂ O ₄	g	92.0	+ 2.3
	N ₂ O ₅	g	108.0	+ 3.6
	O ₄ ⁺	ion	16.0	+ 59.2
Lead azide	PbN ₆	s	291.3	+110.0
	SO ₂	g	64.1	- 71.0
	SO ₃	g	80.1	- 95.1
Quartz	SiO ₂	s	60.1	-205.0
Zincite	ZnO	s	81.4	- 83.2

TABLE 2 (cont.)

ATOMIC WEIGHTS

Al = 27.00,	C = 12.01,	Ca = 40.08,	Cl = 35.46,	H = 1.01,
Hg = 200.61,	K = 39.09,	Mg = 24.31,	N = 14.00,	Na = 23.00,
O = 16.00,	Pb = 207.21,	S = 32.07,	Si = 28.09,	Zn = 65.37

CONVERSION FACTORS

1 lb = 454 gm,

1 cal/gm = 1403 ft-lb/lb,

1 BTU = 252 cal

220
12. gas
400+
3000 1,383,220 ft-lb/lb
Potential Energy

TABLE 3. (7)

HEATS OF EXPLOSION (Q_e) FOR SELECTED
EXPLOSIVE COMPOUNDS AND MIXTURES

A. COMPOUNDS:

<u>Formula</u>	<u>Products</u>	Q_e , cal/gm	Q_e , ft-lb/lb
(Salt peter) KNO_3	K_2O, NO, O_2	+956	+1,334,950
(SN) $NaNO_3$	Na_2O, NO, O_2	+860	+1,206,580
(AN) $N_2H_4O_3$	H_2O, N_2, NO_2	-563	- 888,520
(NG) $C_3N_3H_5O_9$	H_2O, N_2, CO_2, NO	-1,468	-2,060,170
(EGDN) $C_2N_2H_4O_6$	H_2O, N_2, CO_2	-1,620	-2,285,770
$CaCO_3$	CaO, CO_2	+422	+ 400,775
→ (PETN) $C_5N_4H_8O_{12}$	H_2O, N_2, CO_2, CO	-1,402	-1,967,570
→ (RDX) $C_3N_6H_6O_6$	H_2O, N_2, CO	-1,220	-1,711,240
(NCENS) $C_6N_3H_7O_{11}$	H_2O, N_2, CO_2, CO	-1,402	-1,966,870
(Tetryl) $C_7H_5H_5O_8$	H_2O, N_2, CO, C	-1,009	-1,415,210
(Picric Acid) $C_6N_3H_3O_7$	H_2O, N_2, CO, C	-779	+1,092,940
→ (TNT) $C_7N_3H_5O_6$	H_2O, N_2, CO, C	-986	-1,383,220
(DNT) $C_7N_2H_6O_4$	H_2O, N_2, CO, C	-1,054	-1,478,480
(Cellulose) $C_6H_{10}O_5$	H_2O, C	-777	-1,089,7
(Starch) $C_5H_{10}O_5$	H_2O, C	-517	-725,770
(Lead ozide) PbN_2	N_2, Pb	-370	-519,110
(FO) CH_2	H_2, C	-500	-701,500
$KClO_3$	KCl, O_2	-87	-122,480

B. MIXTURES

$2CH_2 + 30O_2$ (23/77)	H_2O, CO_2	-2,337	-3,278,950
$C + O_2$ (27/73)	CO_2	-2,139	-3,000,600
$C + 2AN$ (7/93)	H_2O, N_2, CO_2	-868	-1,217,800
$CH_2 + 2AN$ (8/92)	H_2O, N_2, CO	-761	-1,067,960
$CH_2 + 3AN$ (6/94)	H_2O, N_2, CO_2	-897	-1,257,790
$CH_2 + 5AN$ (3/97)	H_2O, N_2, CO_2, NO	-580	-813,040
Cellulose + 12AN (15/85)	H_2O, N_2, CO_2	-911	-1,277,570
$2CH_2 + 9AN + 2Al$ (3/90/7)	H_2O, N_2, CO_2, Al_2O_3	-1,160	-1,626,920
$2CH_2 + 9AN + 4Al$ (2/85/13)	H_2O, N_2, CO_2, Al_2O_3	-1,398	-1,961,113
$2CH_2 + AN + 2SN$ (10/29/61)	H_2O, N_2, CO_2, Na_2O	-693	-971,580

TABLE 3 (Cont.)

©

<u>Formula</u>	<u>Products</u>	Q_c , cal/cm	Q_c , ft-lb/lb
(Anatol 53AN + 10TNT (65/35)	H_2O, N_2, CO, C	-500	-701,500
(AMATOL) 21AN + 2TNT (79/21)	H_2O, N_2, CO_2	-1,310	-1,840,000
(TRITONAL) 10TNT + 21A1 (80/20)	$H_2O, N_2, Al_2O_3, CO, C$	-3,938	-5,525,300
(PENTOLITE) 14TNT + 10PETN (50/50)	H_2O, N_2, CO, C	-998	-1,400,330
(COMP. B) 70TNT + 10ORDX + 103 Wax + 8 Polyisobutylene			
	H_2O, N_2, CO, C	-1,157	-1,623,270
(COMP. C-4) 10ORDX + 28 Wax + 8 Polyisobutylene + 3 Sebacate			
	H_2O, N_2, CO, C	-1,293	-1,814,080
C + 4NG (1/99)	H_2O, N_2, CO_2	-1,598	-2,242,130
Cellulose + 24NG (3/97)	H_2O, N_2, CO_2	-1,595	-2,237,080
Cellulose + 12NG + 6AN (5/81/14)	H_2O, N_2, CO_2	-1,481	-2,077,420
Cellulose + 2NG + 11AN (11/30/59)	H_2O, N_2, CO_2	-1,124	-1,577,390
Cellulose + 4NG + 4SN (12/64/24)	H_2O, N_2, CO_2, Na_2O	-1,289	-1,807,770
Nitrocellulose + 9NG (13/87)	H_2O, N_2, CO_2	-1,632	-2,290,000
Cellulose + 2NG + 6AI + 2SN (13/36/38/13)			
	H_2O, N_2, CO_2, Na_2O	-1,121	-1,572,623
$CH_4 + 2O_2$ (20/80)	H_2O, CO_2	-2,375	-3,332,130

3,332,130

Charges \rightarrow Initial pressure

No charges \rightarrow Thermal chemical equilibrium pressure =
 = Explosion pressure
 = Bonehole pressure

Small compressive
with Thermo Chamber

\neq Ignition
 \neq pressure
 \neq



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

**THE MECHANICS OF
ROCK BREEKAGE**

**ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

The Mechanics of
ROCK BREAKAGE

By RICHARD L. ASH, P.E.



REPRINTED FROM

PIT and QUARRY

Vol. 56, Nos. 2, 3, 4, and 5

University of Missouri - Rolla

Rolla, Missouri 65401



IN quarrying, the profitability of an operation is directly controlled by the blasting, because it is at the face that the production

cycle begins. Poor blast results invariably will lead to economic difficulties. In addition, the frequent changes and complexity of operating conditions force operators to struggle continually with their problems, often without reaching satisfactory solutions. The usual trial-and-error approach as such is expensive and often hazardous, and it rarely leads to complete success because of a lack in flexibility of application. Also, information that is generally available on blasting is not usually applicable from the practical viewpoint.

For these reasons certain basic standards have been developed to assist producers in the design and evaluation of their blasting. It is the purpose of this discussion, therefore, to describe those guidelines and show how they can be applied, in order that normal blasting difficulties might be reasonably avoided.

There are two fundamental effects from blasting that must be controlled: fragmentation and displacement. For the first effect, uniformity of particle-size distribution and the limits of actual sizing are the two important qualities. Usually reasonably uniform sizing is preferred, too many fines or too many slabs being undesirable. Similarly, for the second effect, rock movement, too little or too much displacement is not wanted for economic and safety considerations. The two effects always become problems if overbreak occurs. Air blast and objectionable ground vibration are also problems that can lead to serious difficulties if uncontrolled. Thus, to direct these effects properly and apply the basic standards successfully, one should first have a working knowledge of the blasting process itself.

THE MECHANICS OF ROCK BREAKAGE

Rocks are normally more resistant to failure by compression, or crushing, than they are to being separated by tension. For example, limestones as a group may have compressive strengths of 3,500 to 25,000 psi,

The Mechanics of

Part I

but they may have tensile strengths as low as 500 to 2,500 psi. In addition, the ordinary high explosives and blasting agents normally used in blasting produce very high pressures at extremely rapid reaction velocities, which may be from 8,000 to

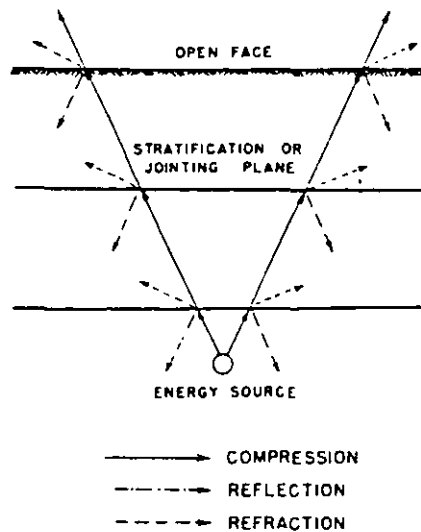


Figure 1—Energy reflection and refraction force components at density interfaces.

26,000 fps (5,300 to 17,000 mph). The rapidly developed pressures in blastholes may be as low as 250,000 psi or in excess of 2,000,000 psi, depending on the particular type of explosive and the conditions under which it is used. The effect of explosives reacting on rocks, then, is one of impact, or impulse, from a quickly applied blow of extremely high intensity.

When explosive charges are used in circular blastholes, the sudden application of high pressures into the surrounding rock is exerted equally in all directions along the blasthole perimeter. The rock in that region is quickly compressed, usually crushing the rock for a limited distance.

The sudden application and following quick release of high pressure introduces a compressive stress-wave that quickly spreads throughout the rock mass as an elastic wave. This action results because most rocks are characterized by some brittleness and are therefore somewhat elastic. The particular speed at which the energy travels through the rock is a function of the rock's density, denser materials transmitting compressive-wave energy at high rates and the porous or lighter rocks at relatively low speeds.

For simplicity, one might visualize the wave effect as being similar to that achieved by dropping a pebble into a pond of water. With the waves in water when they encounter a shoreline, some of the compressive-wave energy from the explosive transmitted through the rock is reflected and refracted (bent) at all changes of density or structural discontinuities (Figure 1). Any open face, change of rock type, etc., will produce this effect. The remainder of the energy, however, tries to continue along its original travel direction. The angle of travel

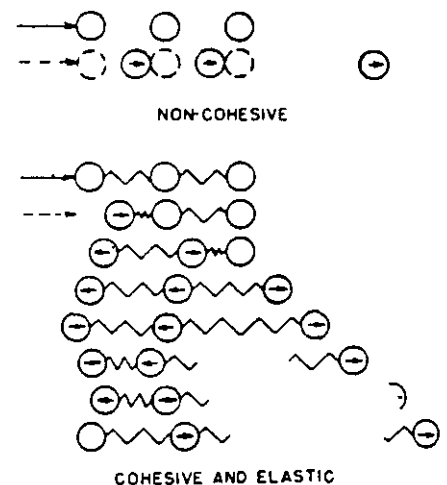


Figure 2—Energy transmission in materials from impulsive loads.

ROCK BREAKAGE

By RICHARD L. ASH, P.E.
School of Mines and Metallurgy
University of Missouri

direction of the reflected energy is the same in value but opposite to the direction of the energy imparted at the boundary, the direction of energy refracted into the next material being a function of the characteristics of both materials. Thus, at every change of density some of the impulsive energy is reflected and refracted, the balance continuing to travel in its initial direction through the second material.

The action of energy transmission is more easily understood if one first considers the material being blasted as being made of many small particles (Figure 2). If a blow is exerted on one particle, we could expect the energy to be transmitted in the direction of the applied blow to adjacent particles, until the energy is eventually consumed as a result of work-performing effects such as friction, dampening, fragmentation, etc. Particles in a pile of sand are noncohesive; so there is little or no attraction between the particles, even though each may have a certain amount of elasticity within itself. Most rocks, however, are cohesive as well as somewhat elastic, thus promoting a different effect from that occurring in loose materials.

For the noncohesive particles, the one on the outside of the pile, on receiving a blow from an adjacent one inside, would endeavor to keep traveling outward, since there are no particles remaining to impede its movement. The cohesive material, on the other hand, would have the outer particles held to adjacent ones, as if by springs. If the blow is sufficiently strong, the inertia of the outer particles will tend to keep them moving outward, once the energy has been applied to them, the springs then being placed in tension. If the tensile strength of the springs is exceeded, they will break. The sudden release of tension will in turn cause the adjacent particles toward the inside of the mass to rebound. As each particle is acted upon in this fashion, beginning at the open face,

the springs will be broken in subsequent order back to the source of the initial blow, provided that there is enough energy remaining to exceed the tensile strength of all of the springs.

Thus, the stressing action of breaking rock begins at a free surface, or change in density, and moves back in toward the explosive charge. The problem for proper fragmentation, then, is to be certain there is sufficient applied energy to permit travel outward from the explosive charge and return, with sufficient strength to exceed the tensile strengths of the rocks along the entire path of travel.

Since blastholes are circular, the energy propagation will spread out in distance from the source, or as a fan. This action causes the energy travel in particles to move in different directions. In addition, stresses developed in the walls of blastholes will decrease rapidly as the energy pulses travel away from the charges. There will be only one direction, that perpendicular to a free face and usually called the burden, where energy will be the strongest and first

to reach the boundary surface. Energy from the explosive charge will continually weaken and will reach outer particles along the face at later intervals in progressive order.

Fly rock velocity will be greatest at the center point, where the energy travel distance is least; on either side, particles will have less energy imparted to them and will have a progressively greater lateral action as distance is increased from the center. The appearance of the face assumes the shape of a large bubble opposite the charge, with the outermost edge stretched in lateral tension (Figure 3). As a result of this action a crater forms, caused by the combination of tensile effects along the energy travel paths from the charge outward and those between particles laterally because of the diverging action imposed by the differences in energy travel directions.

The outline of the excavation and fracture pattern within the cratered portion are influenced strongly by the structural planes of weakness in the rock mass, such as slips and joints. Whether or not there is enough energy to travel outward and

About the Author



Richard L. Ash

The author of this article is a third-generation mining engineer, who received his formal education in this field at the Pennsylvania State University and his extensive experience in working for Atlas Chemical Industries, Inc. (Explosives Division) and later with firms in the construction, mining, quarrying, and seismic prospecting industries. He served as a naval engineering officer in the Pacific theatre from 1942 to 1946.

Since 1960 he has been a member of the faculty of the University of Missouri School of Mines and Metallurgy. He is also working on research for the department of mining engineering. In addition, he is a consultant on industry problems and is engaged in sponsored research projects and special field assignments. Special-

ties include excavation techniques, rock mechanics and explosives technology, and blasting problems, with relation to cost and legal aspects.

Mr. Ash is a reserve officer with the United States Civil Engineers Corps and a member of the following: AGI, AIME, ASEE, MSPE, NSPE, SAME, SGE, and SME. He has published articles and presented addresses on equipment performance, explosives, and blasting applications.

return must be determined for each blasting situation. If the amount of initial explosive energy is inadequate for the total travel distance, so that the tensile strengths are not exceeded both outward and on return, one can expect to find the unbroken rock, or very coarse breakage, inside the broken rock pile, nearest the location of the blasthole.

Where excess energy is used, the broken rock will be thrown farther out from the face, and there may be some overbreak in back of holes and on the edges. On the other hand, if slabs or boulders are found on the outside of the pile after blasting, it is most likely because the ledge was cracked before the blast was made, from earlier overbreak, or because mud seams or similar density changes existed in the rock mass. Cracks, or density changes, serve to reflect and refract energy before it reaches the outer free face, with a subsequent reduction in energy levels passing through, the outside portions therefore being merely pushed out from the face.

For most field blasting, more than one free face will exist, i.e., a bench or ledge is present. The addition of a third free face, such as a corner, will alter the crater effect (Figure 4). Since the relative distances to open faces from a charge determines which face is stressed first, too large a difference in distances often gives humps, toes, or very coarse fragmentation in the area with the longest distance. Full cratering with overbreak will occur on the other side, where energy travel is the least, even though a corner may be present.

In that blastholes are much greater in length than they are in width, the effects from the explosive reaction along the blasthole must also be considered, cylindrical rather than spherical effects being the usual condition. Figure 5 illustrates blastholes in a ledge with pertinent terminology described, while Figure 6 gives wave forms in rock resulting from the cylindrical effect.

It is apparent from the sketches that the time when the compressive-energy wave in rock first arrives at an open face will be different for each blasting situation. The shape of the wave will vary from that of a sphere to a cone, the actual shape of which is a function of the explosive's reaction velocity (v_r) to that of en-

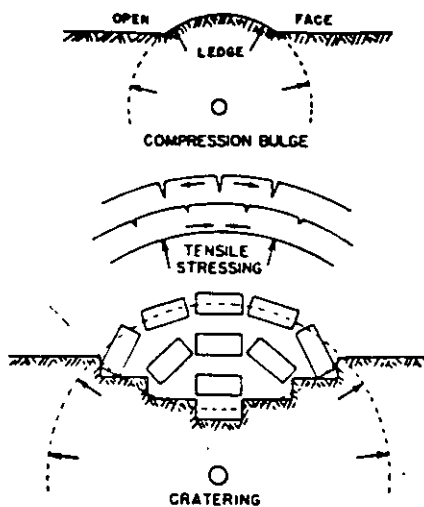


Figure 3—Sequence of actions in crater formation.

ergy travel in the rock (v_r), usually expressed as the K_v or velocity ratio.

The primer location will determine that portion of the ledge which will be stressed and displaced first. As hole depths increase, the difference in blast effects will become greater. Collar priming usually pro-

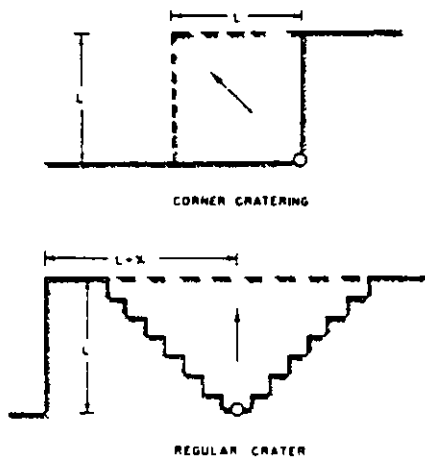


Figure 4—Influence of free-face locations on crater position

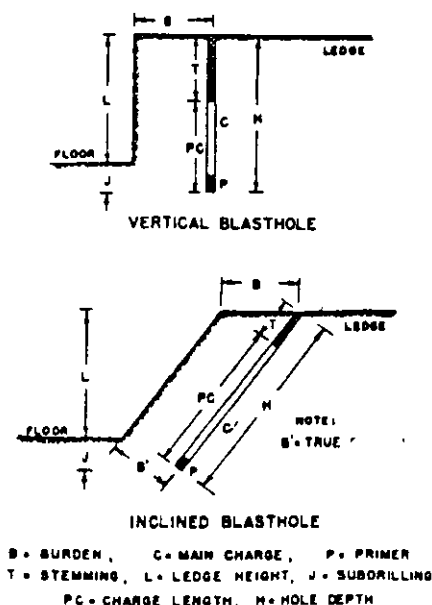
notes a waterfall effect, with the broken rock left in high piles directly against the vertical face. Bottom priming tends to scatter, or spread out, the broken rock over a larger floor area. Center priming, on the other hand, produces a compromise effect. Collar and bottom priming, when used together in the same blasthole, will tend to increase the stressing in the ledge center, thereby intensifying the fragmentation and displacement actions.

The influence of gravity, or static loading, has little or no practical

effect on fragmentation under most blasting conditions. However, for vertically drilled blastholes the higher the ledge, the proportionately greater the resistance to displacement of rock at ledge bottom since the pressure waves produced in the rock from every point along an explosive column cannot reach the vertical and horizontal free faces at the same time, it is most often preferred that stressing begin at the base of the vertical free face. This is usually because of the need for adequate displacement to insure easy and safe digging.

Blastholes that are inclined (Figure 5) help to compensate for weight effects as well as to extend the effective area for stressing in the vicinities of hole collars and bottoms. Boulders most often come from those areas. It has been shown that the greater the angle of inclination the better geometrically proportioned becomes the stemming zone for cratering, thus reducing back-break effects. But air blast and possible violence are more likely to occur since the volume of rock is appreciably reduced in the stemming region. Thus, less dense explosives would be preferred in collars. It should be noted, however, that stressing in portions of the ledge other than at the collar and floor level will be no different, regardless of the hole inclination, provided that the bench face parallels the charge column.

Figure 5—Blasthole terminology.



The Mechanics of ROCK BREAKAGE

STANDARDS FOR BLASTING DESIGN

Part II of a Series

It is not enough just to understand what happens during blasting. Probably the most important thing to the average person is to know how blast effects can be controlled to suit the requirements of his operation. In this respect there are available five basic standards upon which to evaluate blasts, all of which are unitless (dimensionless) ratios. They can be applied to both underground and surface blasting with equal success. For simplicity, however, their use will be discussed as applied to surface (open-pit) blasting conditions. The standards are defined as follows:

1. **Burden Ratio (K_B)**—the ratio of the burden distance in feet to the diameter of the explosive in inches, equal to $12 B/D$.

2. **Hole-Depth Ratio (K_H)**—the ratio of the hole depth to the burden, both measured in feet, or H/B

3. **Subdrilling Ratio (K_J)**—the ratio of the subdrilling used to that of the burden, both expressed in feet, or J/B

4. **Stemming Ratio (K_T)**—the ratio of the stemming, or collar distance to that of the burden, both being in feet, or T/B

5. **Spacing Ratio (K_S)**—the ratio of the spacing dimension to that of the burden, both measured in feet, or S/B .

Burden Ratio The most critical and important dimension in blasting is that of the burden. There are two requirements necessary to define it properly. To cover all conditions, the burden should be considered as the distance from a charge measured perpendicular to the nearest free face and in the direction in which displacement will most likely occur. Its actual value will depend on a combination of variables, including the rock characteristics, the explosive used, etc. But when rock is completely fragmented but displaced little or not at all, one can assume the critical value has been approached. Usually, an amount slightly less than the critical value is preferred by most blasters.

There are many formulas that

provide approximate burden values, but most require calculations that are bothersome or complex to the average man in the field. Many also require knowledge of various qualities of the rock and explosives, such as tensile strengths and detonation pressures, etc. As a rule, the necessary information is not readily available, nor is it understood.

A convenient guide that can be used for estimating the burden, however, is the K_B ratio: Experience shows that when $K_B=30$, the blaster can usually expect satisfactory results for average field conditions (Table 1). Thus, for a 3-in. diameter explosive, a 7½-ft. burden ($30 \times 3/12$) would be a reasonable approximation. To provide greater throw, the K_B value could be reduced below 30, and subsequent finer sizing is also expected to result.

Light density explosives, such as field-mixed AN/FO mixtures, necessarily require the use of lower K_B ratios (20 to 25), while dense explosives, such as the slurries and gelatins, permit the use of a K_B near 40. The final value selected should be the result of adjustments made to suit not only the rock and explosive types and densities but also the degree of fragmentation and displacement desired.

To estimate the desired K_B value, one should know that densities for explosives are rarely greater than 1.6 or less than 0.8 gm/cc. Also, for most rocks requiring blasting, the density in gm/cc rarely exceeds 3.2, nor is it less than 2.2, with 2.7 (165 lb. per cu. ft. in the solid) by far the most common value. Thus, by first approximating the burden make simple estimations toward 20 at a K_B of 30, the blaster can then

Table 1—Standard Blasting Ratios for Vertical Blastholes
(All Types of Surface Blasting, 20 Different Rock Types, Hole Depths From 5 to 260 ft., and Hole Diameters From 1½ to 10½ in. for All Grades of Explosives)

All Operations				All Operations but Coal Strippings			
K_B		K_H		K_J^*		K_T^*	
Group	Frequency	Group	Frequency	Group	Frequency	Group	Frequency
		0.0-0.9	0			0.10-0.19	0
		1.0-1.9	43			0.20-0.29	6
10-13	0	2.0-2.9	70	0.00-0.09	15	0.30-0.39	12
14-17	5	3.0-3.9	56	0.10-0.19	18	0.40-0.49	18
18-21	13	4.0-4.9	45	0.20-0.29	27	0.50-0.59	18
22-25	51	5.0-5.9	22	0.30-0.39	26	0.60-0.69	25
26-29	74	6.0-6.9	22	0.40-0.49	25	0.70-0.79	19
30-33	66	7.0-7.9	11	0.50-0.59	2	0.80-0.89	13
34-37	44	8.0-8.9	4	0.60-0.69	6	0.90-0.99	6
38-41	20	9.0-9.9	2	0.70-0.79	2	1.00-1.09	14
42-45	7	10.0-10.9	8	0.80-0.89	0	1.10-1.19	7
46-49	4	11.0-11.9	0			1.20-1.29	7
50-53	0	12.0-12.9	1			1.30-1.39	3
						1.40-1.49	2
						1.50-1.59	2
Total	284	Total	284	Total	125	Total	152
Mean	30	Mean	4.0	Mean	0.28	Mean	0.74
Mode	38	Mode	2.6	Mode	0.24	Mode	0.65
Median	29	Median	3.4	Median	0.27	Median	0.67

*Note—Rf: Ash, R. L., and Pearse, T. E.—"Velocity Hole Depth Related to Blasting Results," *Mining Engineering*—September, 1962, p. 75.

By **RICHARD L. ASH, P.E.**
 School of Mines and Metallurgy
 University of Missouri

(or 40) to suit the rock and explosive characteristics, densities for the latter exerting the greater influence.

Thus, for light explosives in dense rock, use $K_B=20$; for heavy explosives in light rock, use $K_B=40$; for light explosives in average rock, $K_B=25$; for heavy explosives in average rock, $K_B=35$, etc. Figure 7 illustrates the relationships between burdens and explosive diameters and can be used to approximate values for quick estimations. It should be noted, however, that the burden must be more carefully selected for small-diameter blastholes than for the larger charges, a fact well confirmed by field experience.

Hole-Depth Ratio As a rule, a blasthole should never be drilled to a depth less than the burden dimension, if overbreak and cratering are to be avoided. The primer location and the K_v ratio (Figure 6) have an important influence on the minimum required depth, in that the shape and direction of the wave form de-

termines where and which face is stressed first. In practice, blastholes are generally drilled from $1\frac{1}{2}$ to 4 times the burden dimension; and blasting is done most frequently with a K_H value of 2.6 (Table 1).

One could then presume that when using a 3-in. explosive of average density in normal rock with a $7\frac{1}{2}$ -ft. B, a hole depth from 10 to 30 ft. would normally give satisfactory results. As the depth increased beyond 30 ft., displacement problems could result, leaving toes or bootlegs (part of the hole left intact) because of the failure to pull the full ledge height. Inclined drilling will help to eliminate some of the difficulty. But a hole depth less than the burden, 8 ft., for example, could always be expected to be violent and to produce overbreak in back of holes.

Subdrilling Ratio The primary reason for drilling blastholes below floor level (or grade) is to insure that a full face will be removed. Uneven floors

caused by humps and toes generally create problems for later blasting, as well as in loading and haulage operations. For most conditions the required subdrilling (J) should be less than 0.2 the burden dimension, a K_v of at least 0.3 being preferred for quite massive ledges (Table 1).

The amount of necessary overdrilling logically depends upon the structural and density characteristics of the ledge, but also on the direction of the blastholes, in that inclined holes require less subdrilling and horizontal holes no subdrilling whatsoever. Under certain conditions no subdrilling is required also for vertical holes, as would be the case for many coal strippings or rock quarries having a pronounced parting at floor level. However, for relatively massive rock drilling, at least

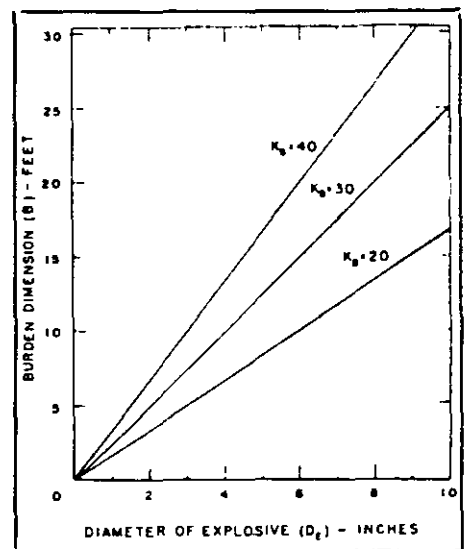


Figure 7—Relationships between burden dimension and explosive diameter.

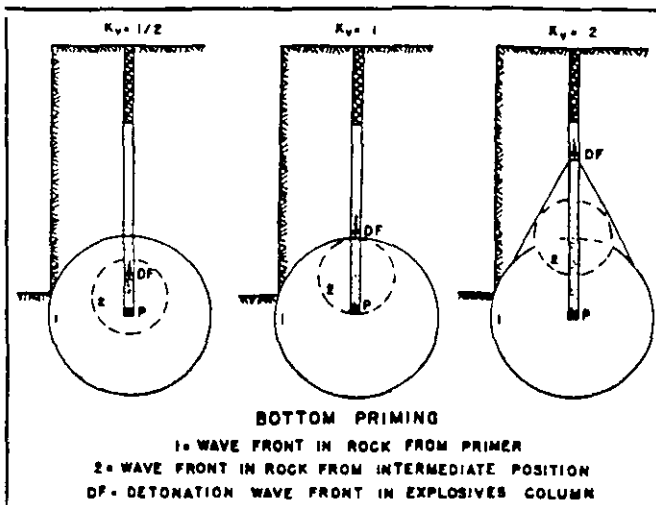
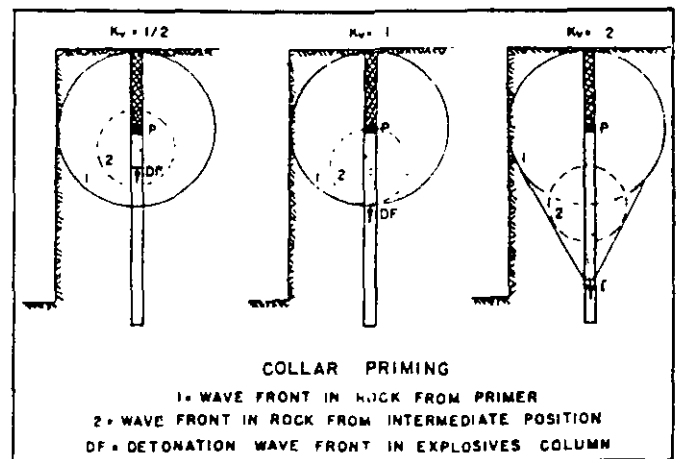


Figure 6—Compressive stress wave-forms in massive uniform rock.



0.3 the burden below the floor will insure that full ledge heights are obtained, provided, of course, that a proper K_{11} value is also used. Thus, for the 3-in. explosive and 7½-ft. burden, the blasthole should be drilled at least 2½ ft. below floor level.

Stemming Ratio Collar and stemming are sometimes used to express the same thing. However, stemming refers to the filling of blastholes in the collar region with materials such as drill cuttings to confine the explosive gases. But stemming and amount of collar, the latter being the unloaded portion of a blasthole, perform other functions in addition to confining gases. Since an energy wave will travel much faster in solid rock than in the less dense unconsolidated stemming material, stressing will occur much earlier in the solid material than compaction of the stemming material could be accomplished. Thus, the amount of collar that is left (T), whether or not stemming is used, determines the degree of stress balance in that region. The use of stemming material then assists in confining the gases by a delayed action that should be long enough in time duration to permit their performing the necessary work before rock movement and stemming ejection can occur. For stress balance in bench-blasting of massive material, the value of T should equal the B dimension (Figures 5 and 6).

Usually a K_r value of less than 1 in solid rock will cause some cratering, with back break and possible

violence, particularly for collar priming of charges. However, if there are structural discontinuities in the collar region, reflection and refraction of the energy waves reduce the effects in the direction of the charge length. Thus, the K_1 value can be reduced under such circumstances, the amount depending upon the degree of energy reduction at the density or structural interfaces. Field experience shows that a K_1 value of 0.7 is a reasonable approximation for the control of air blast and stress balance in the collar region (Table 1). Thus, for the 3-in. explosive using a 7½-ft. burden, 5 to 6 ft. of collar with suitable stemming is generally satisfactory.

Spacing Ratio Commercial blasting usually requires the use of multiple blastholes, making it necessary for blasters to know whether or not there are any mutual effects between charges. If adjacent charges are initiated separately (in sequence), with a time-delay interval of sufficient length to permit each charge to complete its entire blasting action, there will be no interaction between their energy waves (Figure 8).

However, if the time interval for initiating adjacent charges is reduced, complex effects will result. There might be reinforcement or cancellation of forces, depending upon the force magnitudes and directions at their point of interference. For charges initiated simultaneously, or

at extremely short-delay intervals, the reinforcement action increases with larger angles of force collision. This action promotes greater ground vibration force-effects. However, as described earlier, the energy levels of stresses in the rock are reduced by the fan effect as distance from the source of energy increases. The mutual reinforcement action then tends partially to minimize the energy reduction because of fan effect reductions, thus permitting greater spacings to be used between blastholes initiated simultaneously than when delayed.

The manner in which the zone of rock between holes is broken depends then not only on the particular initiation-timing system used but also on the spacing dimension. Ideal energy balancing between charges is usually accomplished when the spacing dimension is nearly equal to double that of the burden ($K_s=2$) when charges are initiated simultaneously. For long-interval delays, the spacing should approximate the burden, or $K_s=1$. For short-period delays, the K_s value will vary from 1 to 2, depending upon the interval used. However, since structural planes of weakness such as jointing; etc., are not actually perpendicular to one another, the exact value for K_s , normally will vary from 1.2 to 1.8, the preferred value of which must be tailored to local conditions.

Most difficulties resulting from blasting can be attributed to the use of an unsuitable K_s relationship.

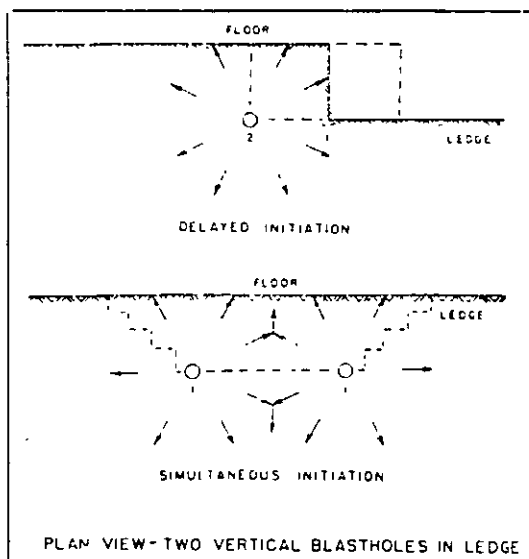


Figure 8—Compressive-pulse force interactions for multiple-charge initiation (balanced K_s ratios).

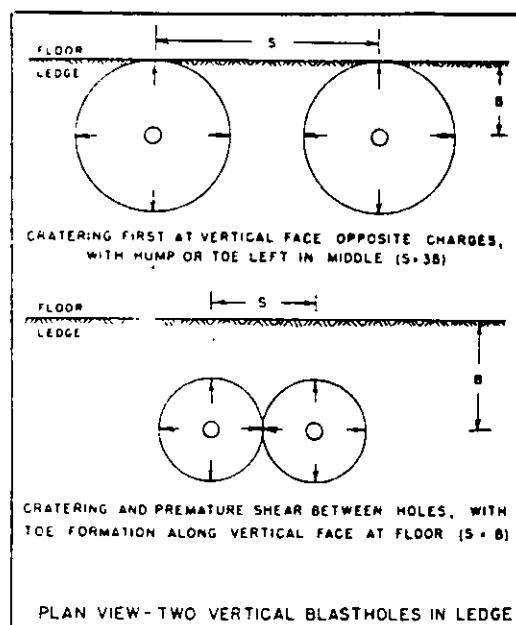


Figure 9—Compressive-pulse wave-positions at instant cratering begins. (Simultaneous initiation of multiple charges with unbalanced K_s ratios)

For example, from Figure 9, illustrating compressive-pulse wave positions, one can see that when fracturing begins for simultaneous initiation, extended spacings (K_s greater than 2) always lead to horizontal cratering. The action always leaves humps at floor level between the blastholes. Too close a spacing, on the other hand, causes premature shearing between holes. This condition produces finely broken rock between holes, providing all the explosive reacts, but with boulders or slabs formed in the burden zone.

Premature shear and related loss of confinement further promotes volume changes, with subsequent pressure drops in the blasthole region, which for the relatively insensitive blasting agents may kill the reaction completely and result in a misfire. The action also usually loosens stemming too early and permits the release of gases out through the collar regions. Unless deliberate shearing is desired, as for pre-splitting when charge loads should be reduced and fairly sensitive explosives are used, normal blasts exhibit vertical cratering, overbreak, violent fly rock, nonuniform breakage, and toes at floor level.

It can be generally assumed that uniformity of sizing is a direct result of the K_s ratio. If on firing a single hole the rock is satisfactorily broken and cleanly removed without excessive displacement, it may be assumed the burden is satisfactory. Too often blasters reduce the burden rather than extend the spacing in their desire to eliminate boulders

or to make rock sizing more uniform.

The basic principles for spacing selection apply to all multiple-charge blasts, as long as all holes are drilled parallel and in the same direction relative to one another. Figure 10 illustrates the basic drill patterns for most field conditions and may be summarized as follows: (1) for sequence delays in the same row, the K_s should be near 1; (2) for simultaneous initiation of holes in the same row, the preferred K_s is near 2; (3) for sequence timing in the same row and simultaneous initiation laterally between holes in adjacent rows, the entire blast should be drilled in a square arrangement in order to avoid stress unbalance; and (4) staggered drill patterns are preferred between rows within which all charges are initiated simultaneously.

It should be noted that the actual (or true) burden may be different from that normally considered for each separate blasting condition, if we take into account the fact it should be measured in the direction in which displacement occurs. For example, in Figure 5 the true burden for an inclined hole is not actually the horizontal distance, since stressing from wave travel will occur earliest at a point on a line perpendicular to the free face (B'). Thus, the normally considered horizontal burden can be extended by inclining the blasthole even though the true burden would be the same as that discussed previously ($K_s=20$ to 40).

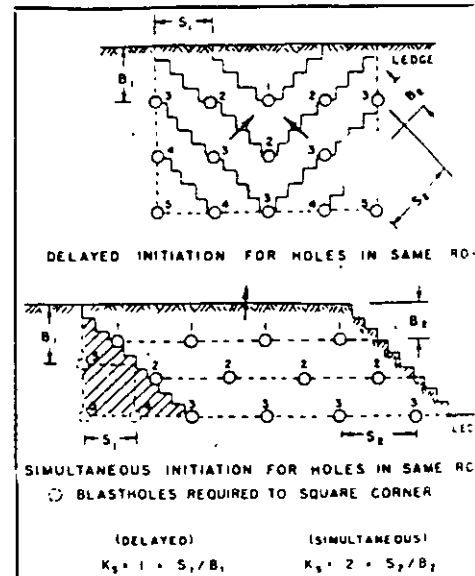


Figure 10—Basic drill-pattern relationships (Ideal blasting conditions.)

From Figure 10 one can see that the preferred K_s never changes, regardless of conditions, with a K_s near 1 for sequence and near 2 for simultaneous initiation patterns. Because movement is about 45 degrees with the open face for sequence timing, when holes in adjacent rows measured laterally are initiated at the same time, their true burden must be considered as measured laterally since movement is perpendicular to that direction. Thus, for different drill patterns but using the same K_s value, the actual area (or volume) of rock blasted should not change.

This can be explained by the example of the 7½-ft. burden for a 3-in. explosive, where a 10 x 10-ft. square pattern is desirable for sequence timing in the same row; but a 7½ x 13-ft. staggered pattern would work equally well when all holes in the same row are fired together. A typical 8 x 12-ft. pattern often followed in the field is merely a compromise between the two more desirable arrangements. However, the pattern invariably gives non-uniform breakage, particularly in massive rock, no matter what timing system is used because of stress unbalance, and resulting overbreak in corners.

Under certain conditions the K_s ratio controls displacement to an advantage. If the timing system is properly selected to give a desired blast effect, slight adjustments can

Table 2—Normal Drill-Pattern Dimensions for Average Blasting Conditions (All Values in Feet Except for Explosive Diameter)

D ₁ Inches	B	J	T	L (Max.)	Equivalent Patterns	
					Staggered (Simultaneous Timing)	Square (Sequence Timing)
1	2½	1	2	10	2½ x 4	3 x 3
2	5	2	4	20	5 x 9	7 x 7
3	7½	2½	5	30	7½ x 13	10 x 10
4	10	3	6	40	10 x 18	13 x 14
5	12½	4	8	50	12½ x 22	16 x 16
6	15	5	10	60	15 x 27	20 x 20
7	17½	5½	12	70	17½ x 31	23 x 23
8	20	6	14	80	20 x 36	26 x 27
9	22	7	15	88	22 x 40	29 x 30
10	24	7½	16	96	24 x 43	32 x 32
11	26½	8	18	106	26½ x 48	35 x 36
12	29	9	20	116	29 x 52	38 x 39

*Note—Minimum L=B

be made to the K_s ratio so as to place the broken rock in an other-than-normal position, but with some sacrifice in uniformity of rock sizing. For example, for a K_s of 0.7 to 0.9 (whereby the spacing actually becomes the burden) the use of sequence timing causes broken rock to move parallel or along the ledge face and not out onto the floor, as is the effect often desired in coal stripping. On the other hand, a K_s of 1.2 to 1.4 for delayed charges moves the broken rock farther away from the ledge.

SUMMARY

Most blasting difficulties occur because of a lack in understanding of how rock is broken and the use of improper charge-placement and initiation-timing practices. The clues as to what could be wrong are often revealed by observing how a blast performs: whether or not nonuniform breakage results, toes are left, overbreak and violence occur, and similar undesirable effects exist. Provided that the proper explosives are employed for the operating conditions, certain standards can be applied, to help in the evaluation of blasts. These standards can also assist in providing guidelines as to which direction adjustments should be made for correcting any difficulties. The standards are practical and simple to apply, being based on two fundamental, usually known qualities: explosive diameters and ledge height. The standards are as follows:

$$K_b = 20 \text{ to } 40 \text{ (30 avg.)}$$

$$K_H = 1\frac{1}{2} \text{ to } 4 \text{ (2.6 avg.)}$$

$$K_r = 0.3 \text{ minimum}$$

$$K_T = 0.5 \text{ to } 1 \text{ (0.7 avg.)}$$

$$K_s = 1 \text{ to } 2$$

As a rule, the K_r relationship is the first standard to apply, since it provides the burden dimension. An exception to this is for blasting extremely low or very high ledges. In such cases the ratio must be adjusted to suit the ledge height. For normal conditions and using a 2-in. explosive, for example, the burden will average near 5 ft. for hole depths not less than 7½ ft. nor more than 20 ft., with subdrilling of at least 1½ ft. and stemming near 3½ ft. The ledge height (L) could then be from 5 to 6 ft. up to about 18½ ft. Table 2 lists data for normal operating conditions. However, the spacing value for adjacent charges will depend entirely on the timing system used and on the rock structural features; but it will vary from 5 to 10 ft. for the example given.

For ledge heights less than the minimum, smaller-diameter explosives should be used; otherwise, overloading and possible violence will occur. For very high faces, the burdens must be reduced or the explosive diameters increased. The latter can be accomplished by drilling larger vertical holes, springing or enlarging holes at their bottoms, using additional snake, or horizontally drilled, holes in the toe region, inclining the drill holes, etc.

An additional problem often present in blasting is that of cap rock, or hard massive layers at the top of a ledge. Using less than normal stemming does nothing but promote violence, since this solution only aggravates vertical cratering, with subsequent overbreak. Instead, an additional short hole should be drilled in the block center, with part of the normal explosive charge

for the deeper holes divided equally between a small deck charge, loaded near the collar of the deep hole but separated from the main charge by stemming, and a small charge placed in the extra short hole. In this manner the ledge height limitations are satisfied, with the cap rock and remainder of the ledge then being considered as two separate benches, even though they are blasted at the same time.

The standards will be found to be quite convenient and useful, after very little practice, not only for the initial design of blasts but also in providing guidelines upon which to correct normal blasting difficulties which invariably occur from time to time. However, one must realize that the standards in themselves are not cure-alls, since blasting as such depends heavily on cost and safety considerations as well as on the explosive grades used, the material's characteristics, and blasting techniques employed.

The Mechanics of

CHARACTERISTICS OF EXPLOSIVES

Part III of a Series

IN selecting an explosive upon which to base a particular set of blasting standards, the choice will depend largely on the cost and properties of the explosive and its adaptability to the materials to be blasted. Since blasting effectiveness from any explosive is controlled by its chemical composition and the effects produced by the field conditions under which it is used, the user should have a working knowledge of the various explosives products available and their particular properties. In this manner he is then better able to make a practical choice to suit his own operating conditions.

An explosive can be considered simply as a tool for performing work, designed to accomplish a specific job. The work performed is made possible by the gas pressures produced when the explosive reacts. The ideal explosive would be one in which only gases are formed from the original ingredients. However, if some solids are also produced by the reaction, the gas pressures would be correspondingly reduced, with the explosive then being capable of producing less work. Since there are many different field conditions with which to contend, manufacturers offer many different types and grades, many of which are nonideal and designed to have their own qualities that make them differ from one another. Part of the differences are chemical, part are physical. However, since explosives are chemical compounds, it is from their original composition that all basic qualities are first determined.

Ingredients and Composition Most commercial explosives are mixtures of compounds containing four basic elements: carbon, hydrogen, nitrogen, and oxygen. Other compounds with additional elements such as sodium, aluminum, calcium, etc., may also be included to produce certain desired effects. As a rule, manufacturers design their products to be nearly oxygen-balanced. This means that there is the correct amount of oxygen available in the mixture so that during the reaction all of the hydrogen reacts to form only steam (H_2O), the carbon reacts to form only carbon dioxide gas (CO_2), and the nitrogen released

forms only free nitrogen gas (N_2).

If there are other than the basic four elements, e.g., sodium, solids would be expected to be produced, and for these there must be included sufficient additional oxygen to combine with them. When there is an excess of available oxygen, however, certain other compounds are produced, among which are the highly poisonous nitrous-oxide fumes (NO/NO_2). These particular fumes are easily detectable by their obnoxious odor and red-brown color. On the other hand, if there is an oxygen shortage, the deadly carbon-monoxide fume (CO) will be formed, as well as certain other compounds, depending on the ingredients. Unfortunately, carbon monoxide cannot be detected by odor or sight. In addition to the formation of poisonous fumes, an excess or deficiency of oxygen will yield a lower heat of explosion, with a subsequent reduction in pressures produced.

It should therefore be recognized

that if one is to expect safe and efficient results from explosives, there should be a suitable initial chemical balance, with thorough mixing of ingredients to ensure that all materials are in intimate contact, maintenance of the desired mixture while in storage, and then proper use on the job. The following chemical equations may help to illustrate the effects from oxygen balancing, using an AN-FO blasting agent for an example:

- (1) *Balanced for oxygen:*
 $3NH_4NO_3 + CH_2 \rightarrow 7H_2O + CO_2 + 3N_2$
- (2) *Excess oxygen:*
 $5NH_4NO_3 + CH_2 \rightarrow 11H_2O + CO_2 + 4N_2 + 2NO$
- (3) *Deficient oxygen:*
 $2NH_4NO_3 + CH_2 \rightarrow 5H_2O + 2N_2 + CO$

It is not necessary for an explosive to contain nitroglycerin (NG), nitrostarch (NS), TNT, and similar explosive compounds. The individ-

Table 3—Some Ingredients of Explosives

Name	Chemical Symbol	Function
Nitroglycerin (NG)	$C_3H_5(NO_3)_3$	Explosive base
Trinitrotoluene (TNT)	$C_7H_5CH_2(NO_2)_3$	Explosive base
Dinitrotoluene (DNT)	$C_7H_7O_2N_2$	Explosive base
Ethylene glycol dinitrate (EGDN)	$C_2H_4(NO_2)_2$	Explosive base, antifreeze
Nitrocellulose	$C_6H_7(NO_2)_3O_2$	Explosive base, gelatinizing agent
Ammonium nitrate (AN)	NH_4NO_3	Explosive base and oxygen carrier
Potassium chlorate	$KClO_3$	Explosive base, oxygen carrier
Potassium perchlorate	$KClO_4$	Explosive base, oxygen carrier
Sodium nitrate (SN)	$NaNO_3$	Oxygen carrier, reduce freezing point
Potassium nitrate	KNO_3	Oxygen carrier
Wood pulp	$C_6H_{10}O_5$	Absorbent, combustible
Fuel oil	CH_2	Fuel
Paraffin	CH_2	Fuel
Lampblack	C	Fuel
Chalk	$CaCO_3$	Antiacid
Zinc oxide	ZnO	Antiacid
Aluminum metal	Al	Catalyzer
Magnesium metal	Mg	Catalyzer
Kieselguhr	SiO_2	Absorbent, anti-caking material
Liquid oxygen	O_2	Oxygen carrier
Sulphur	S	Fuel
Salt	$NaCl$	Flame depressant
Organic nitro compounds		Explosive base, but used primarily to sensitize, reduce freezing point, and as anti-caking material

ROCK BREAKAGE

By **RICHARD L. ASH, P.E.**
School of Mines and Metallurgy
University of Missouri

ual characteristics of each ingredient determine whether it may be desirable for use in a mixture. Table 3 gives a partial listing of the many ingredients that might be included in an explosive. It can be recognized that certain compounds may be highly explosive by themselves or may be normally inert; but when combined, the entire mix may form an explosive. For this reason the compounding of explosives should not be attempted by the average person.

Explosive Reactions To be an explosive, the reactions change in form from liquid or solid, or a combination of both, to that of a gas, or gas and solid, must be an exothermic reaction, or one from which heat is released. For most explosives, the quantity of heat released is quite large (Table 4). The gases formed, in turn, quickly produce very high pressures, with the reaction being called either deflagration or detonation.

The distinction between the two

types of reaction is that deflagration consists of a burning action at a high rate of speed, the chemical reaction of which causes gaseous formation and pressure expansion along with the burning. Thus, a heaving action from the pressures produced is experienced at nearly the same rate as that of the burning. This type of reaction is characteristic of low explosives, of which black powder is one particular type.

Detonation, on the other hand, consists of the propagation of a shock wave through the explosive, accompanied by a chemical reaction that furnishes energy to sustain the shock-wave propagation in a stable manner, with gaseous formation following shortly thereafter. The shock wave is characterized by a very sharp rise in pressure (Figure 11), in front of which there is a zone in which all immediate matter is ionized. The pressures developed by detonation (shock) are nearly double those produced by the gaseous expansion that follows. All high explosives are designed to detonate,

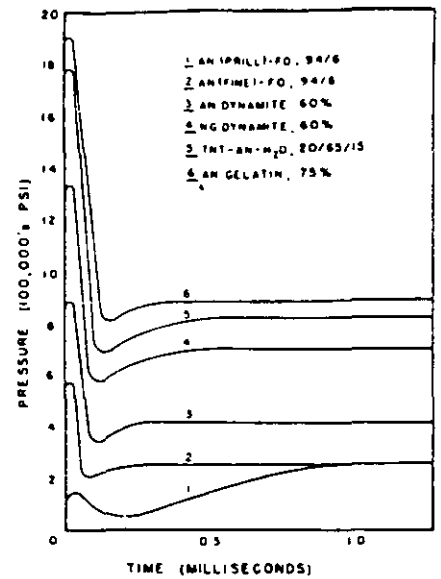


Figure 11—Curves of calculated pressure developed by some selected explosives under perfect confinement.

all low explosives will deflagrate; and blasting agents may exhibit one or the other type of reaction, according to their specifications and conditions of use. The important thing to remember about the reactions is that the effects of one type are very much different from those of the other, detonation producing higher energy and much higher velocities.

To accomplish a desired reaction, certain temperature and pressure conditions must be met, most explosives being designed for use under confinement, e.g., in blastholes. If the temperature required for a proper reaction is not present, no detonation may occur, with only burning or possible deflagration resulting. In practical terms, this means that even though the designed chemical composition calls for detonation, inadequate initial heat from an initiator or primer or a loss in confinement conditions can result in lower blast energy being developed from the explosive charge, or even in complete failure, causing a misfire.

For this reason, control over the confinement and the selection of primers with adequate heat energy and initiating power are particularly important. One should recognize then, which of the explosives need strong priming and which need very little heat for initiating their reactions, not only for reasons of blasting efficiency but for safety considerations as well. (Turn page)

Table 4—Available Heat Energies (Q) for Certain Selected Explosives

Explosive	SG	SC	Q (Cal gm)
Nitroglycerin (NG)	1.6	88	1420
PETN	1.6	88	1400
RDX	1.6	88	1320
Composition B	1.6	88	1140
Tetryl	1.6	88	1010
NG gelatin 40%	1.5	94	820
Slurry (TNT-AN-H ₂ O, 20/65/15)	1.5	94	770
NG gelatin 100%	1.4	101	1400
NG gelatin 75%	1.4	101	1150
AN gelatin 75%	1.4	101	990
NG dynamite 40%	1.4	101	930
AN gelatin 40%	1.4	101	800
NG dynamite 60%	1.3	109	990
PETN	1.2	118	1200
Semigelatin	1.2	118	940
Extra dynamite 60%	1.2	118	880
Amatol, 50/50	1.1	128	890
RDX	1.0	141	1280
DNT	1.0	141	960
TNT-AN, 50/50	1.0	141	900
TNT	1.0	141	870
AN-FO, 94/6	0.9	157	890
AN low-density dynamite	0.8	176	880
AN	0.8	176	350

To better understand the requirements just described, Table 5 illustrates the approximate temperature characteristics of two basic ingredients used in many commercial explosives. It should be noted that at a very low temperature NG begins to decompose, boiling occurring shortly thereafter. Flame from a fuse, heat released by blasting caps, a relatively warm blasthole (such as one just recently drilled), friction from metal objects, and similar effects can all provide quite easily the relatively low temperature needed to provide dangerous conditions. If the NG is confined, e.g., in a blasthole, the initial decomposition will be accelerated to result in detonation.

On the other hand, AN requires a fairly high temperature before it will begin to decompose and fume, necessitating a large amount of initial heat. However, once decomposition begins, detonation or deflagration will follow with a very small temperature rise. By combining the two ingredients, as is done in the ammonia dynamites, a compromise effect is achieved, the grades having the most NG being the easier to initiate.

Important Properties Of Explosives Most manufacturers supply catalogs and other information concerning the specifications of their products. However, certain properties are particularly important to quarry blasting. A review and explanation of their practical aspects should therefore be of special interest to the operator.

Water Resistance For all explosives, the presence of water in blastholes tends to promote chemical unbalance, as well as retard the heating reaction. Water supplies additional hydrogen and oxygen and requires additional heat to be vaporized into steam. If water is flowing through the ground, a leaching action can occur, whereby certain salts that may be easily dissolved could be removed from the explosive mixture. Explosives may be protected internally from water action by gelatinizing the mix or externally by cartridgeing. The ingredients added for gelatinizing are usually included in the chemical bal-

Table 5—Comparison of Approximate Reaction Temperatures (°F) of NG and AN

	NG	AN
Detonate	420	460
Boil	290	—
Decompose	140	410
Freeze	50	340

ance, as with the use of nitrocellulose in the gelatin grades.

Similarly, the paper, wood fiber, paraffin, or polyethylene used for external cartridgeing are generally included in the chemical balance. For this reason explosives that are made for use in cartridges should not be removed if preservation of the oxygen balance is to be maintained.

If an explosive is properly compounded initially, but detrimental effects occur from water, the action will be noticeable by the formation of brown nitrous-oxide fumes and a low blasting action. If these effects are observed, the explosive grade should be changed or other appropriate action taken. Primers must of necessity possess unlimited water resistance.

Fumes Most explosives are given a fume rating, the classification of which is based on the amounts of poisonous gases produced by the explosive reaction. Limits are set by many of the states, the U. S. Bureau of Mines, and certain other agencies. Where inadequate ventilation and exposure of personnel to toxic gases may exist, care must be taken to ensure that the explosives used give amounts below the established limits.

This property is particularly important for underground blasting; but for open-cut operations the problem could also be quite serious. Fumes may lie inside piles of broken rock. Such material, when stirred up by loading equipment, will release the fumes, to contaminate the air in which men are working. The problem may be aggravated by atmospheric conditions, deep cuts, and similar factors that hinder air circulation. Men will become ill and nauseated if this situation is present.

A person should understand the distinction between fumes and smoke, the latter of which is composed of liquid or solid particles

suspended in the air. Usually when white smoke is observed from blasts, it is quite likely composed primarily of the steam from the reaction.

Sensitivity This property usually refers to two related characteristics. It defines the relative ease with which an explosive reaction can be initiated and the relative ease with which the reaction is propagated through an entire charge. Several tests are used to rate sensitivity, the most common of which is the minimum booster required for initiation. Usually the total number of No. 6 strength blasting caps required for initiation is used to classify sensitivity.

However, an explosive may initiate easily but in small diameters the reaction may not propagate and dies out. For this reason explosives may not be manufactured below specific diameters. A critical diameter, or that below which propagation of a reaction will not continue, exists for practically all commercial products. Some blasting agents have a large critical diameter; most high explosives have a small one. By definition, blasting agents can be sensitive to initiation by a single No. 6 blasting cap, while high explosives all are one-cap sensitive.

On the other hand, an explosive may be quite insensitive to initiation but propagate easily when above the critical diameter. For safety reasons this situation is the more desirable; it is a definite advantage offered by many of the blasting agents. However, adequate priming is mandatory for their use. If propagation is difficult or impossible through a column of explosives, boosters may be used to sustain the reaction. But it should be recognized that both boosters and primers must be sensitive to initiation.

The sensitivity of an explosive is a function of the ingredients, their particle sizing, the charge diameter, the degree of confinement, and certain other factors. For example, ammonium-nitrate explosives may become quite sensitive in time by particle degradation due to the process of cycling. AN has the characteristic whereby it will change its crystalline form with change in temperature; two of the changes often encountered in normal field blasting are at 0 and 90 deg. F. Constant

changes through those temperatures causes the particles to break into smaller sizes. The smaller particles offer more contact surfaces between ingredients, making it easier for particles to be consumed by the explosive reaction. The result is to permit easier initiation and subsequent more rapid propagation through a charge. Blasting agents that would normally be insensitive become quite sensitive to initiation by a single No. 6 blasting cap, similar to that expected of high explosives.

Larger charge diameters also propagate reactions more easily because of the greater surface area available. Confinement tends to concentrate the reaction's force along the charge length rather than permit the action to spread.

Certain hydrocarbons have an adverse effect on some types of explosives, principally those with free NG, as do the straight and extra grades of dynamites (Table 6). Since some of the blasting agents have liquid hydrocarbons as one of their ingredients, e.g., FO, one should be particularly cautious in his choice of primer explosive. Under certain conditions there could be an accumulation of the hydrocarbon in the blastholes, particularly at the bottoms, which in turn may lead to misfires when charges are bottom-primed. This situation can be avoided by using gelatins or simigelatins or high explosives containing no NG for priming. Furthermore, it is simply good practice to avoid the use of excessive FO in any blasting agent, to avoid upsetting the oxygen balance.

Density Explosives are manufactured and sold on a weight basis, the densest explosives usually being the strongest. The density, or weight per unit volume, of an explosive is therefore one of its most important properties. In industry this property may be specified in three ways: (a) by specific gravity (SG) expressed as a unitless number or in gm./cc; (b) by stick count (SC) or the number of 1¼ x 8-in. cartridges per 50-lb. box; and (c) by loading density (d_c) or the pounds of explosive per foot of charge length. The value for the loading density, however, is a function of the explosive's charge diameter

Table 6—Percent by Weight of Diesel FO Additive Where Detonation Fails

Explosive	Pct. Add.	Qt. FO/lb. of Expl.
Extra dynamite 40%	1.5	0.008
Extra dynamite 60%	2.5	0.014
Low-density dynamite (SC 120)	4.0	0.022
AN gelatin 60%	8.0*	0.05*
NG gelatin 60%	39.0*	0.21*

*Amounts applied, but detonation successful; no failures.

(D_c), which should then also be specified easily for clarity.

The various measures for density can be calculated easily for rapid use in the field, provided that the charge diameter (D_c), expressed in inches, and one of the density values are known. The relationships are as follows:

$$d_c = 48D_c^2 \cdot SC \quad (1)$$

$$d_c = 0.34D_c^2 (SG) \quad (2)$$

$$SG = 141/SC \quad (3)$$

These formulas provide a very convenient means for estimating explosive quantities, in that most explosive manufacturers supply the SC or SG for their products. For example, if a free-flow AN-FO mixture with an SC of 176 were to be used in a 10-in. diameter blasthole, one would expect slightly in excess of 27 lb. per foot of hole (or $d_c = 48 \times 10^2$ divided by 176 = 27 lb./ft.). (The relationships are illustrated graphically by Figure 12.)

It will be noted that an SC of 176 corresponds to an SG of 0.8, which could also be determined from

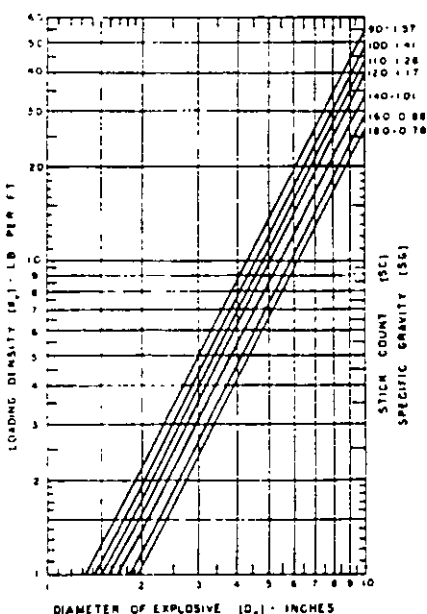


Figure 12—Relationships between densities of explosives.

Expression (3), above. Since the SG of water is 1 and its equivalent SC value is 141, any explosive with an SG greater than 1 or an SC less than 141 could be expected to sink in wet blastholes. It should be pointed out, however, that D_c is the diameter of the explosive, not that of the blasthole. These diameters are equal only in the case of free-flowing explosives or charges composed of cartridges that are thoroughly tamped.

Because certain ingredients may be included in explosives that do not contribute to the energy produced, there is no distinct relationship between density and pressures developed. In fact, some manufacturers make a 40 percent Extra type dynamite, for example, that is denser than the 60 percent of the same type of explosive. Similarly, a 90 percent gelatin is lighter than a 30 percent gelatin. But as a general rule it is reasonably approximate to relate the energy developed by explosives to their relative densities. This is because explosives are characterized by general density groups that correspond to their various types, e.g., gelatins, dynamites, etc. The denser types as a group produce more energy than the lighter ones, even though there may be exceptions to the rule between grades within the same type.

Velocity The rate, usually expressed in feet per second (fps), at which a reaction propagates through an explosive is considered by many as the most important quality of an explosive. It is often called the detonation velocity, but this is not always technically correct. Its importance can be better appreciated when it is understood that the energy produced by any explosive is a function of the product of its density and velocity characteristics. Since the initial reaction for most explosives used in commercial blasting is detonation with subsequent gaseous expansion, the action would be considered dynamic.

Thus, impulsive and momentive forces are produced as a result of the kinetic energy of the reaction, which can be expressed by the relationship $KE = \frac{1}{2}Mv^2$, where M is the mass and v is the velocity of the explosive's reaction. The rela-

tionship is given to illustrate that the value of the velocity is squared. Thus, energy releases are affected much more by changes in velocity than by changes in density. For example, if one of two different explosives has *double the density* of the other but both have the *same velocity*, the denser one could be expected normally to produce twice the work. However, if both explosives have the *same density*, but one has *double the velocity* of the other, the faster explosive would produce *four times* the work possible from the other.

Contrary to common belief, all high explosives do *not* react with high velocities, which may vary from about 24,000 fps to as low as 5,000 fps. The velocity of an explosive is related to the sensitivity in some respects, being dependent on the particular ingredients used, their particle sizing, the density, the charge diameter, and the degree of confinement under which it is used. As explained earlier, the smaller the particles the greater the density, which in turn usually increases the amount of energy-producing material per unit of volume and the number of contact surfaces between particles, thereby increasing the over-all rate of reaction. The combined effect is to increase the energy potential of the explosive.

Explosives are given two velocity ratings, one for use in the open or unconfined, the other if it is confined. For many grades and types, the unconfined velocities are 20 to 30

percent lower than those achieved under confinement. In a practical sense one could then assume that an explosive would produce only 60 to 70 percent of the total work possible if used unconfined. It is, therefore, particularly important to know which velocity value is specified for a product.

The technique known as cushion blasting utilizes the principle of reduced velocities resulting from less confinement. It can be used to prevent shattering. In this method an annular air space is left around the explosive, if used in cartridges, or air pockets are left at prescribed intervals between deck charges placed along the length of a blast-hole.

Strength The least understood and often the most improperly specified property for describing an explosive is its strength. It is usually expressed as a percentage, and it was originated when all commercial high explosives contained NG as the primary energy-producing ingredient. In the beginning, the percentage meant the actual amount of NG in the total weight of explosive, which would be applicable for most of the straight dynamites. However, for all other types of explosives other ingredients may be used to supply a part or all of the energy. In addition, there are two strength ratings given to explosives; and unless this is clearly understood by users, it can lead to very serious difficulties.

The first method for rating—*weight strength*—means that a pound of a particular explosive can do the same work as a pound of straight NG dynamite of equivalent strength when used under certain specified conditions. Since densities of explosives vary considerably although the explosive or blasthole diameter may not be changed, a method for rating strength on an equal volume basis would be necessary.

The bulk, cartridge, or *volume strength* rating provides the necessary comparison, but its value is determined by calculation. The two strength ratings, by weight and by volume, are considered equal when the stick count (SC) is near 100, as it would be for most straight dynamites. To assist in the correla-

tion between the two ratings, the nomograph in Figure 13 can be used.

If the weight strength of an explosive having an SC of 100 is 60 percent, a pound of it will provide energy equivalent to that of a pound of 60 percent straight dynamite. However, from Figure 13, the cartridge strength is indicated as only 30 percent, which means that if the explosive was used on an equal volume basis, it would have the energy of only a 30 percent straight dynamite. Unfortunately, some explosives are sold and designated by weight strength, and others by bulk or volume strength; and still others are specified by letter or number, with a weight strength given for the general class or type of explosive in which it is but one of the grades.

The operator can understand that he could be badly mistaken if he were not careful to distinguish between the two strengths in using this property as a primary basis for selecting an explosive. To avoid confusion and possible serious difficulties, it is generally much simpler to judge an explosive's relative strength according to its density and velocity characteristics. The quantities of both are usually available from the manufacturer's information.

Correlating Explosive's Properties to Blasting Standards

Since the burden is the most important single dimension for successful blasting, and that upon which the design standards are based, its determination must take into account the individual characteristics of the particular explosive selected for use on a job. A convenient method for estimating its value is to employ the relative-energy comparison technique. Because all properties may be considered relative for comparison purposes, an explosive with an SG of 1.2 and a v. of 12,000 fps could be considered the standard, or one with characteristics near that, for 40 percent to 60 percent Extra dynamites, which long have been considered appropriate explosives for quarry blasting. However, it should be understood that any standard should be used for making a comparison.

To estimate the relative energy potential of an explosive, the diameter (D_c), density (SG), and velocity

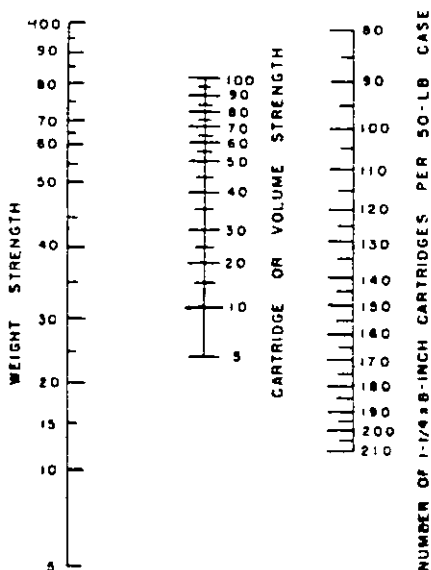


Figure 13—Chart for correlating explosive strengths.

(v_e) must be known, or approximated. Furthermore, to simplify calculations, one can assume blast-holes would be filled across their entire diameter, or $D_r = D_{ii}$. This condition ensures little or no energy losses, or dampening, for a complete energy transfer from the explosive's reaction into the surrounding rock to be blasted.

The relative energy (RE) and that exerted to the rock could then be expressed by a simplified kinetic-energy relationship, or $RE = a(SG)v_e^2$. The "a" is a conversion factor to permit the use of specific gravity instead of mass, and it assumes that the explosives will be used in the same diameter. For any set of similar field conditions the "a" will be a particular constant number, making it then possible to omit it from the relationship when explosives are compared under identical field conditions. Thus, the following expression can be used for comparing two or more explosives, based on their energies:

$$RE_2/RE_1 = (SG_2)(v_{e2})^2 / (SG_1)(v_{e1})^2$$

If Explosive No. 1 represented the average explosive ($SG_1 = 1.2$ and $v_{e1} = 12,000$ fps) and Explosive No. 2 had $SG_2 = 1.5$ and $v_{e2} = 18,000$ fps, the relative energy of the second compared to the first according to Expression (4) would be as follows:

$$RE_2/1 = (1.5)(18,000)^2 / (1.2)(12,000)^2 = 2.8$$

The RE value shows then that the second explosive has 2.8 times the energy potential of the standard explosive. Since the comparison is made between explosives used for blasting the same material, the comparative blast results in the rock would vary as the cube root of their relative energy value. The cube root is used rather than the direct ratio because of the spherical fan effect for energy propagation through homogenous materials. This relationship then tells us that the K_B ratios and therefore the burdens will vary in proportion to the cube root of the explosives' relative energies. To provide a simple formula for illustrating the relationship, the following may be used:

$$K_{B2} = K_{B1}(RE_2/RE_1)^{1/3}$$

If one assumes that average rock will be blasted, a K_B value of 30 would represent the average explosive (Figure 7). The burden used

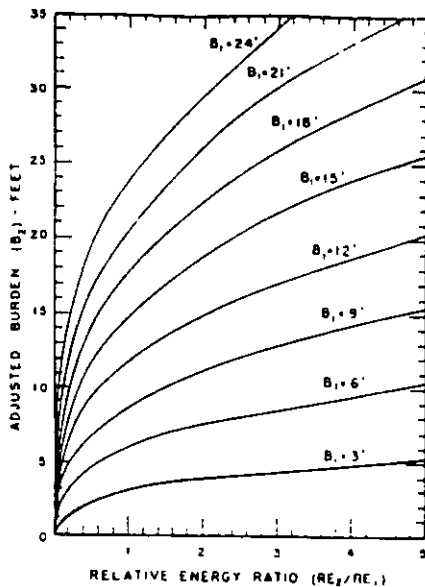


Figure 14—Relationships between burden dimensions for explosives according to their relative energy and when used under field conditions.

would be $7\frac{1}{2}$ ft. for a 3-in. diameter explosive, since $K_{B1} = 30 = 12B_1/D_e$, which gives $B_1 = 30D_e/12 = 30 \times \frac{3}{4} / 12$ or $7\frac{1}{2}$ ft.

For Explosive No. 2, then, using Expression (5), one can approximate that $K_{B2} = 42$, or $K_{B2} = 30(2.8)^{1/3}$. The burden for the second explosive would then be $10\frac{1}{2}$ ft., since $B_2 = 42D_e/12 = 3\frac{1}{2} \times 3$. For direct calculation of the burdens for explosives used in the same diameters and under identical field conditions the following may be used:

$$B_2 = B_1(RE_2/RE_1)^{1/3}$$

The relationships given by Expressions (5) and (6) are shown on Figure 14, which permits one to determine the approximate new burden for any explosive as compared to the average explosive when used under identical field conditions.

Although the example given illustrates ideal conditions and one should recognize that many variables enter into making the final selection of a K_B ratio and its related subsequent burden dimension, the relative-energy comparison technique gives a realistic approximation. As a matter of interest, for most explosives used in blasting the maximum density variation is from 0.7 to 1.6, with a velocity variation from 8,000 to 20,000 fps, the heavier densities having the higher reaction rates. Therefore, the weakest explosives possess only 26 percent of the energy available, while the strongest have 370 percent of the energy available,

as compared to that available from the average explosive. Converted to K_B values and using a $K_B = 30$ for the average explosive in average rock, the lower and upper limits for K_B values would be 19 and 46, respectively. From Table 1 it can be seen that these values satisfy results from actual field experiences.

The Mechanics of

ROCK BREAKAGE

MATERIAL PROPERTIES, POWDER FACTOR, BLASTING COST

Part IV of a Series

MATERIALS PROPERTIES AND INFLUENCE

MOST materials requiring blasting are not homogeneous nor are their properties the same throughout. Of all the physical properties, there are essentially five that predominantly influence blasting results. These include in order of their importance the following characteristics: (1) structure, (2) resilience, (3) strength, (4) density, and (5) velocity of energy propagation. Blastability, elasticity, hardness, toughness, and other terms may also be used to describe a material, but often such expressions are too indefinite and difficult for the ordinary quarry man to understand. Drillability, or ease of drilling, should in no way be confused with the manner in which a material can be blasted.

Structure The structural features of a material usually have the greatest influence on blast effects. To better understand their importance one should recognize that rock, as we think of it, is essentially an accumulation of small particles bonded together. The constituents are oriented in definite structural patterns, established during the formation and alteration processes. Of primary importance to blasting is compression jointing, existing within all rocks (igneous, sedimentary, and metamorphic) and composed of planes along which there is no resistance to separation. Igneous rock may also have tension jointing, formed during the cooling process.

Sedimentary rocks are unique in that they have stratification planes (in addition to joints), which were originally horizontal and formed by

interruptions in the initial deposition of sediments. Stratification and jointing are not the same thing. For metamorphic rocks, the relationship of their jointing to schistosity is similar to that between jointing in sedimentary rocks and their stratification, both in angular position and mechanical development.

Jointing is usually easily detected, the planes being generally smooth and often short distances apart. One set of planes is parallel with the dip and strike of the rock formation, with two or more sets being nearly perpendicular to the first set. Rocks when broken will separate into blocks of a shape characteristic of their particular jointing pattern, and the new faces produced from blasting tend to follow the jointing directions. (See Figures 3, 4, 8, 10, and 15.)

For the sedimentary rocks there is one particular direction along which jointing is the most pronounced, the other planes being less dominant. The horizontal angles between the vertical jointing planes are usually near 75 and 105 degrees, which form rhombohedrons when the rock is broken. Igneous rocks, however, have jointing planes of uniform strength, the angles between planes being most often near 60 degrees. The fragments produced from blasting are generally hexagons or pyramids in shape.

Jointing directions can be found quite easily if it is recognized that most faults, cliffs, mud seams, caves, etc., produced by weathering and the other geologic actions tend to

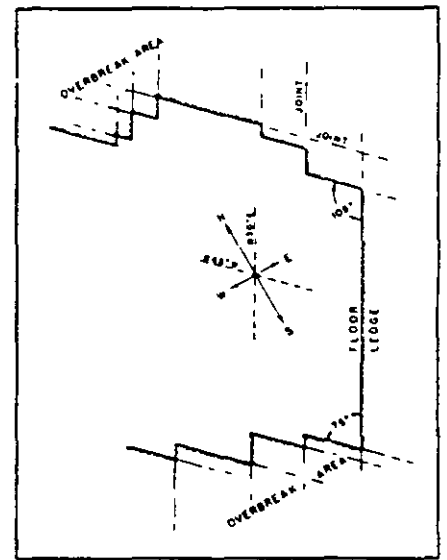


Figure 15—A representative plan sketch of a quarry in a sedimentary rock formation, showing tight (75-degree) and open (105-degree) corners.

follow the jointing planes. It is particularly important that the blaster endeavor to locate the planes before laying out a drill pattern. Blast-holes located in tight corners will generally overbreak, opening large cracks in the ledge. Subsequent blasts will usually do no more in those areas than give large boulders, and possibly be quite violent. It can be seen from Figure 15, which illustrates a representative quarry in a sedimentary rock formation, that there are tight (75-degree) and open (105-degree) corners. This means that normal blasts under those conditions should be directed out of the open angles in so far as possible, or toward the east or west. If blasting is done in the other directions, or to the north or south, cracking of the solid ledge will occur along the planes forming the tight angles.

Another structural feature that is

By RICHARD L. ASH, P. E.

School of Mines and Metallurgy
University of Missouri

very important, particularly to rock fracturing, is the type and strength of the bonding between individual grains. For example, rock may have pronounced jointing at widely separated distances, but the material between joint planes may be strongly bonded, or massive in character. Large boulders invariably result when blasting is carelessly done under this condition. On the other hand, rocks may be highly laminated or stratified, or the bond between grains may be very weak, so that fragmentation is always easily accomplished by merely moving the material from its original place.

Resilience This property, sometimes called sponginess or toughness, refers to the elasticity of a material. It is used to express the capability of a rock to resist shock and recover its original position and shape without being ruptured. If a rock on being dropped, for example, makes a dull thud and does not rebound, it would be very difficult to break by impact. Brittle rocks, however, shatter easily, particularly those types having a high silica (quartz) content. A blaster can generally determine quite easily whether or not a material will break into small sizes or large coarse fragments by conducting a simple drop test. Furthermore, the test provides a clue as to the energy absorption power of the material, which is important for estimating the amount of additional charge, or energy, that would be necessary to overcome expected energy losses.

Strength Of the characteristic strengths of materials, blasting is normally concerned only with that of tension. Most rocks are very weak in tension, more resistant to shear, and strongest in compression, having approximately only one-tenth the resistance to tensile rupture that they have to failure by compression (Table 7). However, shear is not actually a force by itself but rather the result of two forces, either two tensile or two compressive forces, or a combination of one of each, which act along different lines and directions.

To know the actual strengths of a material, samples must be tested in a laboratory. (Regular tensile-

Table 7—Properties of Various Selected Materials

Name and Location,	Compressive Strength (psi)	Modulus of Rupture (psi)	Specific Gravity (SG)	Density (d.) (ton/cu. ft.)	Longitudinal Velocity (v _l) (fps)
Amphibolite (fine grain, India)	61,400	7,400	3.12	0.097	19,000
Basalt (New York)	46,600	8,000	2.94	0.092	18,700
Basalt (Michigan)	33,400	3,800	2.85	0.089	15,200
Basalt glass	—	—	2.81	0.088	21,000
Diabase (fine grain, Michigan)	44,200	5,300	2.94	0.092	16,700
Dolomite (Missouri)	8,800	1,000	2.80	0.087	—
Dolomite (Tennessee)	46,700	3,800	2.84	0.089	17,900
Gabbro (altered, New York)	40,200	5,400	2.93	0.091	17,600
Granite (Georgia)	28,000	2,000	2.64	0.082	8,900
Granite (Vermont)	33,200	2,900	2.66	0.083	11,100
Granite (Nevada)	39,500	3,900	2.63	0.082	14,500
Granite (North Carolina)	30,400	1,600	2.60	0.081	8,000
Greenstone (Michigan)	45,500	3,300	3.30	0.103	16,600
Gypsum (Indiana)	3,200	1,200	2.32	0.072	—
Limestone (Ohio)	28,500	2,900	2.69	0.084	15,400
Limestone (Utah)	28,000	2,200	2.78	0.087	15,900
Limestone (fossiliferous, Indiana)	10,900	1,600	2.31	0.072	12,400
Limestone (West Virginia)	23,000	1,900	2.68	0.084	16,400
Marble (Maryland)	30,800	2,800	2.37	0.074	13,700
Marble (New York)	18,400	1,700	2.72	0.085	14,500
Obsidian	—	—	2.35	0.073	16,100
Quartzite (taconite, Minnesota)	91,200	3,400	2.75	0.086	18,200
Rock salt (Louisiana)	5,000	Negligible	2.50	0.078	—
Sandstone (Ohio)	10,400	500	2.06	0.064	5,600
Sandstone (West Virginia)	19,400	3,400	2.50	0.078	12,900
Sandstone (Utah)	11,500	620	2.17	0.068	8,400
Sandstone (Alabama)	26,800	2,200	2.76	0.086	12,500
Shale (Utah)	31,300	2,500	2.81	0.088	14,900
Shale (West Virginia)	11,600	4,200	2.40	0.075	13,600
Syenite (New York)	34,300	2,800	2.72	0.085	14,500
Alluvium, broken rock, loess	—	—	1.3-1.5	0.044	2,300
Clay	—	—	2.58	0.081	5,900
Air	—	—	0.0012	—	1,080
Water	—	—	1.00	0.031	4,750

strength tests are usually difficult to conduct.) However, tests for what is known as the modulus of rupture are much easier to perform; yet they provide information that is just as useful in providing tensile-strength data of equal practical value. In fact, the laboratory test for the modulus breaks samples in tension by bending test slabs until they fracture, much in the same manner that rock is stretched and broken at an open face during blasting (Figure 3).

Quite often it is impossible or quite impracticable for quarry operators to have tests conducted. Also, test results on samples may not necessarily provide information on the over-all strength of a rock deposit, except when the material is homogeneous and very massive. Nevertheless, if tests could be made, the data would aid greatly in determining the stress levels (psi) required for fracture. It is the resistance to tensile rupture that must be exceeded by the energy pulses at

the free faces, and thus, if known, could also give an approximation of the required burden dimension and the explosive pressures needed for proper breakage. In the event specific test data cannot be obtained, the operator may find the information in Table 7 quite useful. From the various moduli listed for many of the representative rock-types, a practical estimate can be made that will approximate the characteristics of his particular deposit.

Density Denser materials require greater amounts of work energy to be satisfactorily broken and displaced, and heavier explosives or large charges will therefore be needed. However, from Table 7 it can be concluded that for most rocks there is a very narrow range of density differences, with SG values varying from 2.3 to 3.3 in most instances. The materials generally requiring blasting have densities confined to the 2.5-2.9 SG range. This can be interpreted to mean that the

influence of rock density alone has a limited effect on blasting, the extreme conditions being within 15 percent of the average 2.7 SG. One may then reasonably assume that rock density by itself is of little importance to blasting and would not appreciably affect a K_B value or burden dimension.

Its importance, however, lies in the fact that it does influence costs and the other physical properties. Although densities are most often given by specific gravity, for calculations in costing and powder factor determinations it is more convenient to use the density ratio, d_r , expressed in units of tons/cu. ft. of solid material. If the d_r value is not known, one can utilize the following expression for converting any SG that may be given:

$$d_r = SG(62.4/2000) = 0.0312(SG), \text{ tons/cu. ft. (7)}$$

Velocity The velocity of energy transmission in rock, v_r , is like the reaction velocity for explosives, v_e , in that it increases as rock density becomes greater. The denser rocks are often the least porous and are generally composed of small grains, which permit easier propagation of energy through the material. For this reason most dense rocks have smaller energy losses due to dampening, and they often have a tendency to shatter rather than break into slabs. Most brittle rocks also transmit energy at very high rates, except in the unique case of certain sandstones. The characteristic low velocities of many of the sandstones are due to a peculiarity in their composition: the matrix bonding the sand grains may be clay, lime, or other energy-absorbing substances. However, if the matrix is silica, the velocity is quite high.

Velocities for materials are usually specified as longitudinal velocities, v_l , as are also those given in Table 7. But these values are normally slightly lower than the velocity of energy propagation, v_r . The two velocities are related by the following expression:

$$v_r = v_l \left[\frac{(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \right]^{1/2} \quad (8)$$

Because μ , or Poisson's Ratio, is usually considered as 0.25 for estimations, it is more convenient to

convert velocities by using $v_r = 1.095v_l$ for approximations. However, it is more practical and will not introduce any great error if the two velocities are considered equal.

The importance of velocity in rocks on blasting is that it has a strong influence on the amount and manner in which a material will be stressed. In order that the momentive forces be conserved, there should be nearly perfect coupling of the energy from an explosive's reaction with the surrounding material. The matching of the momentive energies is considered necessary theoretically for the most efficient blasting results. This condition is known as acoustical coupling. Since the energy required for stressing strong and dense rocks would be relatively large compared to that needed for lighter materials, the use of denser, fast-reacting explosives is generally advisable.

The velocity of a rock will determine the time it takes the stress energy to reach free faces and return. The velocity of an explosive, on the other hand, will determine the total time it takes for an entire charge to complete its reaction. The relationship of the two velocities, called the velocity ratio or $K_v = v_e/v_r$, has a very important influence on the manner in which an entire blast will function. This is because the K_v ratio defines the shape of the composite wave produced by all the individual stresses introduced into the rock from each point along a charge column (see Figure 6, PIT AND QUARRY, September, 1963, page 119) the primer positions thus controlling which faces are fractured first and the direction in which the composite wave will travel in the rock.

The K_v ratio, primer location, and general design features of a blast must follow certain definite relationships, if results are to be satisfactory. In particular, the influence of rock velocity is such that there will be a certain optimum of critical hole depth for each blasting situation. For example, when a charge is bottom-primed, there will be a specific *minimum* hole depth. If the depth is less than the minimum value, blast effects will begin near the collar region, which quite likely may promote violence and air blast. In some instances, toe will be left

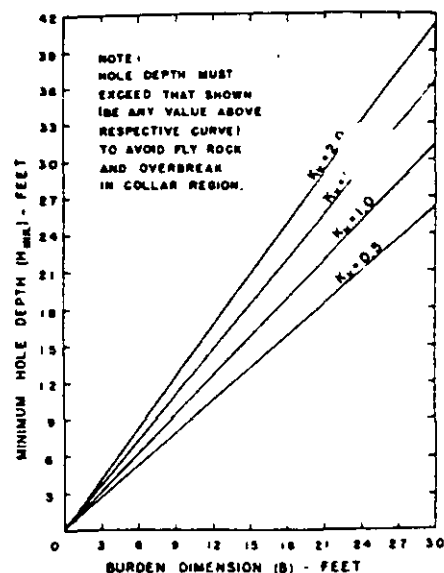


Figure 16—A graphic presentation of the relationship between minimum hole depth and burden dimension.

at the floor. However, when holes are deeper than the minimum value, stressing and rock movement will always begin at the ledge bottom before action occurs in the collar region. The particular minimum required depth of hole can be determined from the following equation:

$$H_{min} = K_v [(B^2 + J^2)^{1/2} - T] + T \quad (9)$$

The relationship is illustrated graphically in Figure 16, in which $K_v = 0.7$ and $K_v = 0.3$ are considered average conditions. The values for the H_{min} represent balanced stressing at both the toe and collar regions.

If charges are collar-primed, stressing will always begin in the collar region, unless the amount of stemming used exceeds the burden dimension. Even under that condition, collar overbreak and air blast may occur, with possible toes resulting, if a particular *maximum* hole depth is exceeded. This limiting condition can be determined from the following relationship:

$$H_{max} = K_v (T - B) + T \quad (10)$$

From a practical viewpoint, the expression shows that under no circumstances should the stemming dimension be less than that for the burden in blasting massive rock. Otherwise, collar cratering or air blast can be expected. This condition becomes particularly critical when detonating fuse is used and initiation is done on the surface, since the fuse on detonating has the

tendency to loosen the stemming. For deep holes, collar priming would definitely be undesirable under conditions where massive cap rock occurs in the collar region and where column loading is practiced; i.e., the charges are continuous from just below the stemming to the hole bottoms.

An unusual situation exists when the K_v is less than 1, or when the rate of travel of the compressive stress-wave in the rock exceeds the speed of the detonation wave in the charge column (Figure 6). Stress waves will reach free faces before the explosive has completed its reaction, with rock at the faces being repeatedly stressed by the pressures produced by the still reacting explosive column. The action reinforces the stresses and reduces the resistance of the rock to fracture, giving the impression that the explosive is stronger than it actually is. Under certain conditions, blasts are extremely efficient, but they are usually difficult to control, producing greater heave or throwing action.

Since there are critical hole depths for each blasting condition, the best results can often be insured by first estimating the particular K_v value for the conditions present, and then placing primers accordingly. Control for very deep holes, for example, is achieved by using primers both near the collars and in the hole bottoms; or primers may be placed at strategic intervals throughout the columns, with or without the use of deck charges. Either detonating fuse or close-interval delay blasting caps can be

used for initiating the primers, those near the collar being preferably of a longer delay. The composite effect of using primers at both the collar and hole bottom is that it extends the optimum hole depth and better distributes the stresses in the ledge, notably in the toe and collar regions.

POWDER FACTOR AND ITS SIGNIFICANCE

A guideline used by many for estimating and evaluating blasting is the Powder Factor, Pf, an expression which relates the yield of material blasted to the quantity of explosives used. For quarry work and mining, the Pf is most often stated in tons/lb., or vice versa, while for most construction excavation it is customarily expressed in lb./cu. yd. or cu. yd./lb. The latter ratio is also commonly used for much of the work in overburden removal for coal and metal-ore operations. Of all the different ratios in common use, only those utilizing weights, e.g., tons/lb., take into account any of the properties of the materials being blasted.

Because of its extremely variable character Pf is not normally a sound index upon which to judge blasting efficiency or design blasts, as many believe. Different values will be obtained by merely changing the blast-hole pattern or configuration, and values will also change for other reasons, such as variable hole depths

and deck loading. Also, the many different standards employed tend to confuse rather than assist persons in evaluating results. The most practical value of Pf is in cost analysis, because explosives are sold by weight, and payment for materials mined or removed is generally made on a weight or volume basis.

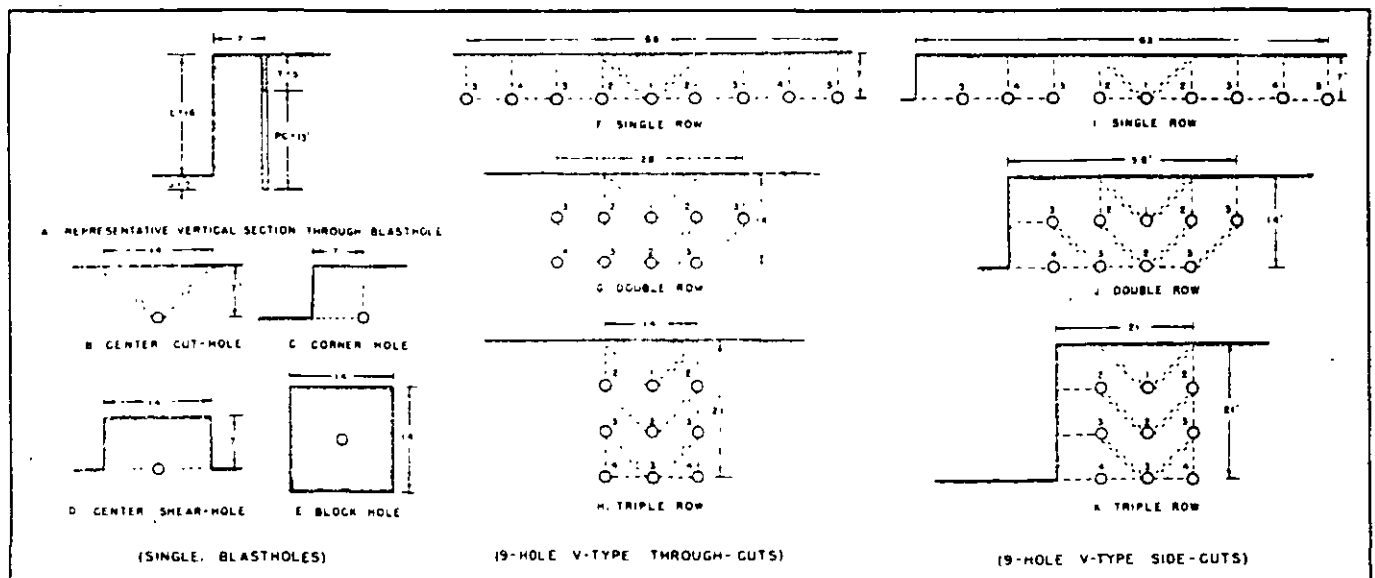
One of the ways in which the powder factor can vary is shown by the examples given in Figure 17. These sketches illustrate four possible ways of blasting with a single charge and six different patterns utilizing a V-cut arrangement for multiple charges. All the blasts are conducted under identical conditions except for the relative positions of open faces. Pertinent data for Figure 17 are given in Table 8. The information there given is merely representative and used for comparative purposes. It may or may not fit actual blasting situations.

In determining the possible yields given in Table 8 for the various blasts shown in Figure 17, the surface blast areas, A, were approximated based on the locations of open faces, assumed rock structural features, and the particular mechanics of how each specific blast would be expected to function. The excavation volume would then be the product of the blast area and the ledge height, L, not the hole depth, H, as some might assume. Simple conversion to tonnage yield, W, was accomplished by multiplying the volume by the material density, d_r , using the following relationship:

$$W = AL(d_r), \text{ tons} \quad (11)$$

The quantity of explosives used, E,

Figure 17—These sketches show four possible ways of blasting with a single charge and six patterns utilizing a V-cut arrangement for multiple charges.



**Table 8—Change in Powder Factor (Pf) With Variation
In Drill-Pattern Configuration (a)**

(For blasting limestone with $d_s = 0.084$ ton/cu. ft. (b) by Extra 60% dynamite, $D_s = 2$ inches (c), and blastholes located according to average K_B ratio of 30 (d).)

	Total No. Blastholes	Total Yield (tons)	Total Expl. Used (lb.)	Powder Factor (tons/lb.)
Single charges:				
(B) Center cut-hole (2 free faces) . . .	1	66	22.7	2.91
(C) Corner hole (3 free faces)	1	66	22.7	2.91
(D) Center shear-hole (4 free faces) . . .	1	132	22.7	5.82
(E) Block hole (5 free faces)	1	264	22.7	11.64
Multiple charges: V-type through-cut:				
(F) Single row	9	528	205	2.58
(G) Double row	9	462	205	2.25
(H) Triple row	9	396	205	1.93
Multiple charges: V-type side-cut:				
(I) Single row	9	594	205	2.90
(J) Double row	9	627	205	3.06
(K) Triple row	9	594	205	2.90

Notes: (a)—See Figure 17 for design specifications.
(b)—Rf. Table 7.
(c)—Rf. Figure 12.
(d)—Rf. Table 2.

would be the product of the explosive's loading density, d_s , the total average length of one charge, PC , and the total number of blastholes, N , calculated as follows.

$$E = (d_s)(PC)N, \text{ lb.} \quad (12)$$

The powder factor, Pf , would then be the ratio of the above two expressions, or

$$Pf = W/E, \text{ tons/lb.} \quad (13)$$

In studying Figure 17 and Table 8, it will be noticed that the number of free faces has a very pronounced influence on the value of the Pf . For multiple-hole blasts, when there is a free face added on one side, the over-all Pf 's for all blasts will usually be the same as that for a single corner or cut hole. However, the Pf may be affected by the initiation-timing pattern employed, which may change the blast area outline, as shown in Figure 17J and line J of Table 8. For the particular blast in point, the additional tonnage results from overbreak in the tight corner of the second row of holes. If a later-interval initiation delay were used in the corner hole, the blast would then be expected to cut squarely without any overbreak, to give the same yield as for the other two examples (Figures 17I and 17K).

Estimating or evaluating an entire blast on a single-hole Pf basis can be very misleading, but unfortunately it is a practice often followed. For the design and evaluation of underground face-blasting,

the errors produced would be even more serious and costly when based on a single-hole Pf . This is because there is an automatic elimination of potential tonnage for one complete row of holes. The row may be considered as serving merely to shear the cut out of the solid without achieving any effective production. It is also very important to recognize that in all blasting, when rows are added into the solid, with a subsequent reduction in the number of open faces, the Pf value will continue to change toward lower yields even though all other fundamental blasting relationships and the resulting rock fragmentation may remain substantially the same.

In surface or open-pit blasting the hole depths may vary within a particular cut or excavation, with no other changes being made in any

of the other design dimensions. If column loading is practiced, the Pf will change with the hole-depth variations. The trend is illustrated by data given in Table 9, in which the values represent conditions the 9-hole blast shown in Figure 17F. The cause for the Pf variations is the result of changes in the ratio of the amount of hole used for stemming relative to the total hole depth. To counteract the lowering of yields, deck loading could be used, a practice commonly followed for deep holes particularly. This practice produces no detrimental effects on fragmentation when the decking is done properly.

Blasters should be cautioned regarding difficulties that may result from reducing the explosive loading density as a means for improving their Pf , or use of lighter grades or smaller diameter explosives. Attempts to extend drill-pattern dimensions by increasing burdens, etc., will produce similar difficulties for the same reason. Rather than sacrifice good fragmentation and displacement effects by decreasing the explosive energy, adjusting the blasthole arrangement is generally preferred. This can be done by design, so that more free faces are made available and charges are located more advantageously.

COST OF BLASTING

The primary concern of the quarry operator is to make a profit. To do this, costs must be kept to the minimum. Some costs, however, are interdependent, so that no single cost reduction may necessarily guarantee an over-all decrease in production expenses. It is the composite effect with which one must be

**Table 9—Change in Powder Factor (Pf) With Variation
of Hole Depth (H)**

(9-hole single-row V-type through-cut, using Extra 60% dynamite with 2-in. D_s column loaded and drill pattern dimensions* constant for blasting limestone with SG of 2.69)

Avg. H (ft.)	Avg. PC (ft.)	Avg. L (ft.)	Total Expl. Used (lb.)	Yield (tons) Total	Pf (tons/lb.)
10	5	8	79	264	3.34
12	7	10	110	330	3.00
14	9	12	142	396	2.79
16	11	14	173	462	2.67
18	13	16	205	528	2.58
20	15	18	236	594	2.52
22	17	20	268	660	2.47
24	19	22	300	726	2.42

Note. *See Figure 17 for drill pattern specifications

concerned. In this respect many different costs and their effects on one another must be considered, some of which include the following: drilling, primary blasting, secondary breakage, loading, haulage, crushing, screening, stockpiling and reclaiming, loading and weighing for delivery to customers, supervision and engineering, maintenance, equipment and materials purchases and replacements, insurance, depletion and depreciation allowances, sales and other administrative services, royalties, stripping expenses (including ground breaking and removal), and taxes. Of all costs or expenses, the first seven (and in some instances those for stripping) generally constitute the major portion of costs for quarry production.

The percentage of total production costs attributed to drilling and blasting may be as low as 10 percent or as high as 40 percent. The relative importance of primary and secondary breakage costs to loading, haulage, crushing, etc., will depend largely on the properties of the deposit, equipment and plant operating characteristics, and results achieved from the primary blasting. Studies on quarry efficiency show that in most cases hourly production rates for well-blasted material are nearly double that achieved for poorly blasted rock. Similar results are obtained in the other types of mining and in heavy construction work. Crushing and screening costs are likewise appreciably reduced if the material is well blasted at the very beginning. Because of these effects the trend today is to spend more for primary blasting, because the savings realized from all the other production phases more than compensate for the initial added cost for blasting. This fact is evidenced by the lower powder factor yields obtained in a great many operations.

Primary blasting expense is normally considered to be composed of costs for both drilling and explosives, including all charges for labor and material used. Before the advent of the new high-speed highly mobile drills, the respective costs for drilling and blasting were about equal. But with the new types of drilling equipment, drilling costs of many operations are only half as much as the explosive with conventional high explosives.

Table 10—Blasting Cost Analysis showing Effects from Changing the Type of Explosive (V-type side-cut^(a)) for vertical holes in a limestone ledge with constant Pf

A Assumed Conditions:		B Unit Costs ^(a) :		
(1) Kept constant are $K_r = 0.7$, $K_s = 0.3$, $K_b = 1.0$, $D_s =$ $D_H = 3$ in., $L = 20$ ft., and $d_s = 0.084$ ton/cu. ft. ^(b)	(2) $E_1 =$ Extra 60% dynamite with $SG = 1.28$ and $v_s = 12,200$ fps ^(c)	(1) Drilling at \$0.363/ft. ^(e)	(2) Extra 60% at \$0.22/lb	
(3) $E_2 =$ field-mixed AN-FO, 94/6, with $SG = 0.85$ and $v_s = 11,100$ fps ^(d)	(4) All holes drilled with 4½-in. hammer track-mounted air-drill with 500 cfm compressor at av- erage drilling rate of 400 ft. per 8-hour shift ^(e)	(3) AN-FO, 94/6 at \$0.05/lb	(4) 30-ft. MS delay EBC at \$0.62	
		(5) 6-ft. instant EBC at \$0.17	(6) Regular Primacord at \$0.32/ft.	
		(7) MS delay Primacord connector at \$0.50	(8) Cast booster (½-lb. primer) at \$0.50	
C Blasting Data Calculations:		E_1 (Extra 60% dynamite)		
		E_2 (Field-mixed AN-FO, 94/6)		
$RE_1 = (1.28)(12,200)^2 = 191 \times 10^6$ If $K_{B_1} = 30$, then $B_1 = 7\frac{1}{2}$ ft for equivalent drill pattern of 10×10 ft. ^(f)		$RE_2 = (0.85)(11,100)^2 = 105 \times 10^6$ $RE_2/RE_1 = 105/191 = 0.55$, ^(g) or $K_{B_2} = 24\frac{1}{2}$. ^(h)		
$T_1 = K_r B_1 = (0.7)(7.5) = 5$ ft. $J_1 = K_s B_1 = (0.3)(7.5) = 2\frac{1}{2}$ ft. $H_1 = L - J_1 = 20 - 2\frac{1}{2} = 17\frac{1}{2}$ ft. $PC_1 = H_1 - T_1 = 17\frac{1}{2} - 5 = 12\frac{1}{2}$ ft.		Thus, $B_2 = 6$ ft. ⁽ⁱ⁾ for equivalent square drill pattern of $8 \times 8\frac{1}{2}$ - ft. ^(j)		
Since the blast consists of 3 rows of 3 holes each, or $N_1 = 9$ holes, then $W_1 = A L(d_s) = 10(10)(9)(20)$ (0.084) ^(k)		$T_2 = K_r B_2 = (0.7)(6) = 4$ ft. $J_2 = K_s B_2 = (0.3)(6) = 2$ ft. $H_2 = L + J_2 = 20 + 2 = 22$ ft. $PC_2 = H_2 - T_2 = 22 - 4 = 18$ ft. To drill a complete pattern there should be 4 rows of 4 holes each, or $N_2 = 16$ holes.		
or $W_1 = 1510$ tons If $d_s = 3.9$ lb./ft. ^(k) and $E = d_s(PC_1)N_1$ ^(l) , then $E_1 = (3.9)(17\frac{1}{2})(9) = 615$ lb. Thus, if $Pf_1 = W_1/E_1$ ^(m) , then $Pf_1 = 1510/615 = 2.46$ tons/lb. The total required drill footage, or $H_1 N_1 = (22\frac{1}{2})(9) = 203$ ft.		Thus, $W_2 = A_2 L(d_s) = 8(8\frac{1}{2})(16)$ (0.084) ^(k) or $W_2 = 1830$ tons If $d_{s_2} = 2.6$ lb./ft. ^(k) and $E_2 = d_{s_2}(PC_2)N_2$ ^(l) , then $E_2 = (2.6)(18)(16) = 750$ lb. Thus if $Pf_2 = W_2/E_2$ ^(m) , then $Pf_2 = 1830/750 = 2.44$ tons/lb. The total required drill footage, or $H_2 N_2 = (22)(16) = 352$ ft.		
D Blasting Cost Comparison: (Calculated from B and C. above):				
	E_1 (Extra 60% dynamite)		E_2 (Field-mixed AN-FO, 94/6)	
Method of	Electric	Nonelectric	Electric	Nonelectric
Initiation:				
Drilling:	(203') \$ 73.69	(203') \$ 73.69	(352') \$127.78	(352') \$127.78
Explosives:				
Dynamite	(615 #) 135.30	(615 #) 135.30	—	—
AN-FO	—	—	(750 #) 37.50	(750 #) 37.50
Primers	—	—	(16) 8.00	(16) 8.00
Initiators:				
30' MS EBC.	(9) 5.58	—	(16) 8.12	—
6' Inst. EBC.	—	(2) 0.34	—	(2) 0.34
Primacord	—	(300) 9.60	—	(505') 16.16
Primacord MS connectors.	—	(9) 4.50	—	(16) 8.00
Misc.:				
Connecting wire	1.25	—	1.25	—
Labor for loading and firing blast	2.00	1.80	3.50	3.00
Total blasting cost	\$217.82	\$225.23	\$186.15	\$200.78
Cost per ton:	0.144	0.149	0.102	0.109
E Percentage Distribution of Blasting Costs:				
Drilling	33.8	32.8	68.6	63.7
Explosives (Excl. primers)	62.2	60.1	20.1	18.7
Primers	—	—	4.3	4.0
Initiators	2.6	6.3	4.4	12.1
Misc.	1.4	0.8	2.6	1.5
Total	100.0	100.0	100.0	100.0

Special Notes—Table 10

- (a)—See Figure 17K for general drill pattern and initiation-timing system
- (b)—Rf. Table 7.
- (c)—Rf. Table 1, p. 63, *Blasters' Handbook*, 14th edition, E. I. duPont de Nemours & Co.
- (d)—Rf. Figure 6, p. 8, Technical Bulletin AG-2, Nov., 1960 Monsanto Chemical Co.
- (e)—Rf. *A Field Man's Guide to Drilling Costs*, A. W. Foster, Atlas Chemical Industries, Inc.
- (f)—Rf. Table 2
- (g)—Rf. Formula (4)
- (h)—Rf. Formula (5)
- (i)—Rf. Formula (6) and Figure 14
- (j)—Rf. Formula (11)
- (k)—Rf. Formula (2) and Figure 12
- (l)—Rf. Formula (12)
- (m)—Rf. Formula (13)
- (n)—Explosive unit costs based on schedule 1960 prices

With the introduction of inexpensive AN blasting agents, however, the drilling-explosive cost ratio has been reversed. Even though the less dense blasting agents appreciably increase the cost of drilling because of the increased number of blast-holes required, the over-all drilling and blasting cost in most instances has been materially reduced. This is because of the tremendous savings in costs of explosives. Such blasting agents often cost only 20 to 30 percent as much as the conventional high explosives.

To illustrate the effects of the various components that determine primary drilling and blasting cost, Table 10 presents representative data for a typical quarry blast. Only the type of explosive has been changed, with the powder factor, drill-pattern general arrangement, and initiation-timing system kept the same. It should be noted from the data, however, that for conventional dynamite, i.e., Extra 60 percent, a typical 10- by 10-ft. pattern is used.

In order to use a regular AN-FO 94/6 blasting agent (field-mixed), the pattern dimensions are changed to an 8- by 8½-ft. arrangement. This is done according to the principles outlined earlier in the discussion on correlating the properties of explosives to the blasting standards. In this instance, the net result is that 16 blastholes are required for the AN-FO blast, compared to only nine holes for when Extra 60 percent is used. Because of the difference in the required true-burden dimension, other design dimensions necessarily must be adjusted to give a properly balanced blast. However, the basic K_T , K_J , K_S , and K_H ratios are kept closely to the same values for both blasts, only the K_B

ratios being adjusted to suit the various characteristics of the explosives.

From the costs indicated in Table 10, one would logically conclude that everyone should change to AN-FO blasting agents. However, it must be kept in mind that individual circumstances may greatly change the over-all cost relationships. The factors that have the greatest influence on the final values would be the unit costs for drilling and explosives materials used and the par-

ticular properties of the explosives themselves, since the latter decide the final required drill pattern dimensions, i.e., the K_B . Furthermore, some explosives simply would not be suitable for use under certain quarry operating conditions. One should, therefore, recognize that for making a cost analysis, the actual values for expenses and quantities of materials peculiar to the local circumstances should be used, not general estimates, as was done for Table 10 data.

The influence of the properties of explosives on final costs cannot be overemphasized; this is true particularly of the velocity of the explosive, since it has a very pronounced effect on the most desirable drill pattern. As described earlier, the manufacturer's specifications may clearly define whether the velocity is for unconfined or confined blast, and which charge diameter applies. As one can see from Table 11, specifications vary considerably, a fact which in turn greatly affects estimates for designing blast holes on energy potential (RE) of the load-

Table 11—A Comparison of Published Explosives Specifications
(For competitive grades equivalent to 60% ammonia dynamite when used with D.=3 in. and based on published data)

	American (a) Ammonia Dynamite	Apache (b) Standard Dynamite	Atlas (c) Extra Dynamite	Du Pont (d) Red Cross Extra	Hercules (e) Extra Dynamite	Olin (f) Special Dynamite	Trojan (g) Standard Dynamite
Velocity (fps)	10,800	12,800	10,000	12,200	12,450	13,600	11,600
Open (O) or confined (C):	Not given	(O)	(O)	Not given	(O)	Not given	(O)
Charge diameter (inches):	Not given	1½	1½	1½	1½	Not given	1½
Stick count:	110	110	110	110	110	10	116
Specific gravity	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.2	1.22
RE factor (X10 ⁶)	149	210	128	191	198	27	193
Relative energy Ratio (RE ₂ /RE ₁) ^(h)	0.78	1.10	0.67	1.00	1.04	1.2	1.01
Adjusted burden (B ₂ in feet): ⁽ⁱ⁾	6.5	8.0	6.2	7.5	7.7	8.2	7.5
Equivalent drill Pattern (square):	8 x 9	10 x 11	8 x 8	10 x 10	10 x 11	11 x 11	8 x 10

References:

- (a)—p. 2, Ammonia Dynamites specification sheet A-2141-300-4/61 American Cyanamid Co.
- (b)—p. 16, Apache Explosives catalog, third revision, Apache Powder Co.
- (c)—p. 21, Atlas Explosives Products, Catalog No. 13, 1957, Atlas Chemical Industries, Inc.
- (d)—p. 63, Table 1, *Blasters' Handbook*, 14th edition, 1958, E. I. duPont de Nemours & Co.
- (e)—p. 4, Hercules Explosives, Blasting Agents and Blasting Supplies, 1959, Hercules Powder Co.
- (f)—p. 9, Olin Explosives Products catalog, fourth edition, 1955, Olin Mathieson Chemical Co.
- (g)—p. 4, Trojan Explosives and Blasting Supplies, Catalog No. 101, Trojan Powder Co.
- (h)—Relative energy ratios calculated on basis of Du Pont Red Cross Extra 60% as unity.
- (i)—Figures 7 and 14, with $K_H=30$ for Du Pont Red Cross Extra 60%

ucc. The suggested drill-pattern arrangements will not give the same powder factor yields but should produce comparable blast results, if the published specifications are not in error.

The expenses for primers and initiators may have a greater influence on final costs than one might expect, from the data indicated in Table 10. For blastholes with deck charges and those having extremely short depths, the costs for primers and initiators may constitute a considerable share of the over-all cost. Nevertheless, under such conditions the inherent savings resulting from higher powder factor yields usually compensate for the added costs. As experience has clearly shown, it is simply good practice always to use the best primers available. As a rule, the total required quantity of powerful high-energy primers is much smaller than that needed when cheaper low-energy explosives are used for priming. Initiator costs are also normally relatively low; so if improved blasting results can be insured by using additional initiators,

the added expense could be considered insignificant, as compared to the benefits received.

As powder factor yields are reduced, costs will be increased proportionately. But irrespective of the actual powder factor value, blasts should always be designed to give the yield most suitable for maximum production at the least expense. In this respect, the percentage of usable material from a blast must also be given consideration. Well-blasted rock does not mean it must necessarily be pulverized. On the contrary, the required particle sizing and its uniformity must be such that maximum recovery is achieved. If, for example, 10 percent of the production is lost due to spoiling or waste, which in quarrying is quite common, the loss must be included in the final cost analysis. If recovery is reduced in order to increase rates of production, the value of the wasted material should logically be less than the savings accomplished from the lower operating costs for the material salvaged.

CONCLUSIONS

Effective blasting depends largely on a knowledge of how materials fracture, the particular characteristics of those materials, qualities of the various explosives that may be used, and recognition that the secret of efficient, economical, and safe results lies essentially in the suitable placement of charges where they will do the most good. Since explosives are merely very powerful tools for performing work, they should always be used accordingly.

As has been shown by these discussions, there are no easy, simple methods for solving blasting problems. The mechanisms and factors involved are too complex and numerous to permit clear-cut solutions. Each situation must be handled according to its own requirements, with the prudent use of one's best judgment. However, with a reasonable amount of study and understanding of operating conditions, blasters can evaluate results and make adjustments toward improvements by using certain basic standards. It has been the purpose of this article, therefore, to outline those standards and explain how they can be adjusted to apply to on-the-job conditions. But it must be realized that there can be no substitute for initial tests to ascertain what may be expected.

The burden dimension is the most critical of the important factors in blasting. Its value must suit the characteristics of the material being blasted and the properties of the explosives, and it must produce the desired degree of fragmentation and displacement. All other blasting standards are controlled by the burden value, and they should be designed on that basis. It should be, therefore, of primary concern to all blasters first to establish the best burden for their particular needs.

It has been shown that the powder factor as such has little meaning except as a relative basis for cost comparisons. For many years it has been used all too frequently, and unfortunately, as a means of judging blast efficiency. But under no circumstances can it be used as a reliable index for judging what one can expect in rock breakage or control of throw. Its value in costing is even questionable under many conditions.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

**CHARGE CALCULATION METHODS
FOR TUNNEL BLASTING**

**ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

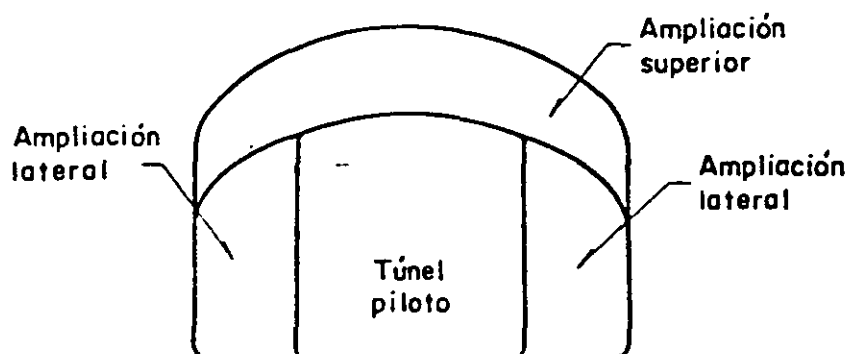


FIG I.27 Túnel piloto y ampliaciones laterales y superior

7.2.1.3 Cuñas iniciales

En los socavones y túneles el frente de avance es la única cara de liberación de la voladura. Es por este confinamiento de los barrenos cargados, que la carga específica es mayor en los túneles de pequeña sección y túneles pilotos que en los banqueos o en las excavaciones a cielo abierto. A fin de dar mayor eficiencia a la voladura se produce una abertura a todo lo largo del avance previsto, creando así un espacio vacío que permite la expansión y fragmentación de la roca removida por las sucesivas etapas de la voladura. Es obvio que este espacio inicial no es suficiente para acomodar la expansión y movimiento de toda la roca de la voladura completa. Por tanto, la mayor parte de la roca se proyecta hacia la zona previamente excavada. El espacio producido inicialmente se ha denominado "cuña".

Los principales tipos de cuña son dos: la cuña de barrenos paralelos y la cuña en "V". Cada tipo de cuña tiene una variedad de diseños para ajustarse a cada formación particular.

La cuña inicial es la parte más crítica en el diseño de voladuras en túneles.

Es muy difícil determinar un tipo de cuña inicial que resulte el adecuado

para el terreno por excavar sin haber efectuado algunas voladuras previas.

a) Cuña de barrenos paralelos o cuña quemada

La cuña de barrenos paralelos consiste de uno o más barrenos vacíos y uno o más barrenos cargados, paralelos unos a otros, que son perforados en el centro del frente, y con la profundidad del tramo de avance fijado. Las perforaciones que rodean la cuña están dispuestas en tal forma que se disparan después de abierta la cuña. Es muy importante para lograr una fragmentación eficiente, que se mantenga el paralelismo de los barrenos de la cuña. Una barrenación inapropiada puede dar lugar a la propagación entre los barrenos cercanos, destruyendo así la secuencia de detonación prevista y provocando zonas de fragmentación deficiente por exceso de confinamiento.

La cuña quemada es empleada casi exclusivamente en túneles de sección transversal menor de 10 m^2 y permite voladuras más profundas. En túneles reducidos el espacio resulta pequeño para acomodar las máquinas para perforar con cualquier ángulo, lo cual limita la longitud del tramo excavado empleando cuñas en "V".

La cuña quemada queda emplazada en la zona central del frente, pero no exactamente al centro sino que se va cambiando su posición en voladuras sucesivas para evitar que la perforación de la cuña se ejecute en la parte más fracturada del frente. Además, la rotación del sitio de la cuña resulta una medida de seguridad, ya que, la zona de la cuña es el sitio donde con más alta probabilidad pueden quedar explosivos sin disparar. El diseño de la cuña quemada depende de las características de la roca, del tipo de los explosivos empleados y del diámetro de los barrenos. Toda roca tiene un determinado porcentaje de expansión que varía con el tamaño de los fragmentos producidos por la voladura. Por tanto, el diseño de la cuña quemada debe tomar en cuenta un espacio vacío para permitir esta expansión.

Un 15 por ciento del área de influencia de los barrenos que disparan en primer término es el espacio mínimo que ha resultado adecuado para una fragmentación y desalojo apropiados. Este porcentaje varía de acuerdo con la

formación rocosa. Sin embargo, a medida que el espacio vacío proporcionado es mayor, mayor es también la probabilidad de que la voladura actúe eficientemente en la longitud total de las perforaciones.

En una cuña con barrenos de 41.3 mm (1 5/8 pulg) de diámetro con un área de influencia de 225 cm² (fig I.28) si el espacio vacío está constituido por un barreno central (fig I.28a) proporcionará únicamente el 5.9 por ciento para la expansión. Si con la misma área de influencia se dejan vacíos tres barrenos (fig I.28b) el porcentaje para expansión será, entonces, de 17.8 por ciento. La mayor longitud de los tramos de avance que se logran cuando se deja un espacio de expansión suficiente compensa con amplitud el tiempo invertido en la perforación de los barrenos adicionales.

Para lograr la remoción de la cuña en toda la longitud de la perforación se recomienda cargar el tercio interior del barreno con la mitad de la carga total del barreno. Además para una adecuada expulsión del material fragmentado, la columna de explosivos debe alcanzar casi hasta la boca del barreno con menor densidad en la carga.

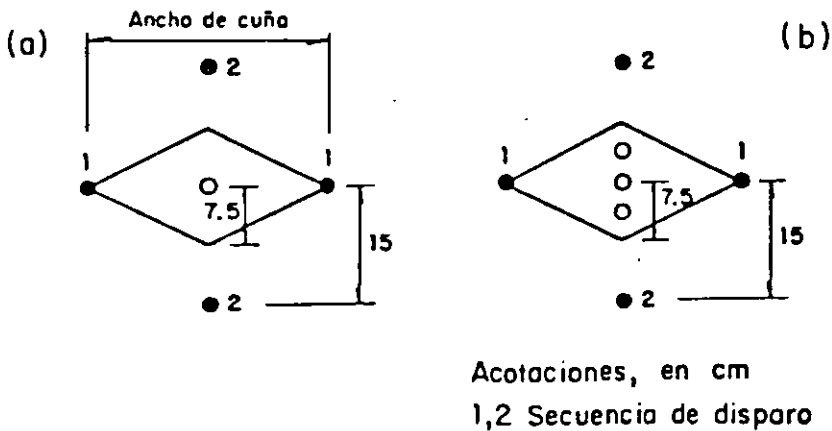


FIG I.28 Cuña quemada cuadrada: a) con un barreno vacío central; b) con tres barrenos vacíos

Si no se reduce la densidad de la carga en la mitad exterior del barreno se corre el riesgo de impedir la acción eficiente de la carga del interior para expulsar el material fragmentado. Cuando este error se comete el avance só lo se logra hasta donde la cuña es fragmentada y desalojada.

formación rocosa. Sin embargo, a medida que el espacio vacío proporcionado es mayor, mayor es también la probabilidad de que la voladura actúe eficientemente en la longitud total de las perforaciones.

En una cuña con barrenos de 41.3 mm (1 5/8 pulg) de diámetro con un área de influencia de 225 cm² (fig I.28) si el espacio vacío está constituido por un barreno central (fig I.28a) proporcionará únicamente el 5.9 por ciento para la expansión. Si con la misma área de influencia se dejan vacíos tres barrenos (fig I.28b) el porcentaje para expansión será, entonces, de 17.8 por ciento. La mayor longitud de los tramos de avance que se logran cuando se deja un espacio de expansión suficiente compensa con amplitud el tiempo invertido en la perforación de los barrenos adicionales.

Para lograr la remoción de la cuña en toda la longitud de la perforación se recomienda cargar el tercio interior del barreno con la mitad de la carga total del barreno. Además para una adecuada expulsión del material fragmentado, la columna de explosivos debe alcanzar casi hasta la boca del barreno con menor densidad en la carga.

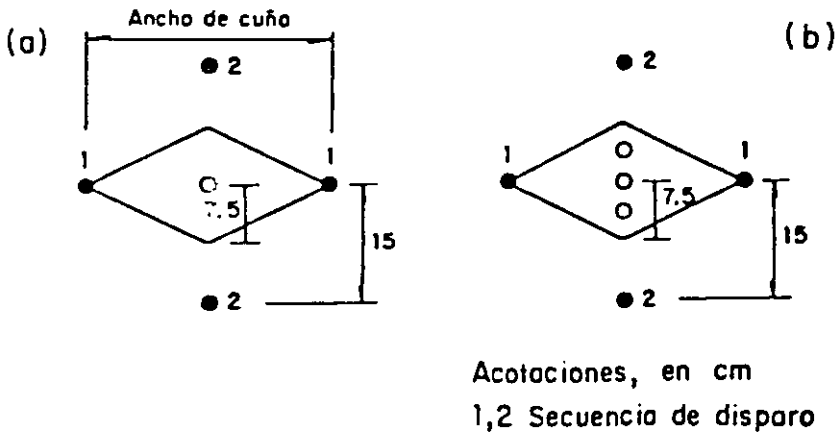


FIG I.28 Cuña quemada cuadrada: a) con un barreno vacío central; b) con tres barrenos vacíos

Si no se reduce la densidad de la carga en la mitad exterior del barreno se corre el riesgo de impedir la acción eficiente de la carga del interior para expulsar el material fragmentado. Cuando este error se comete el avance só lo se logra hasta donde la cuña es fragmentada y desalojada.

El tipo de cuña quemada se determina a partir de la experiencia y de acuerdo al tipo de terreno. Las cuñas quemadas de 15 a 25 cm de ancho son, por lo general, las usadas en rocas sanas y rígidas y las de 25 a 35 cm en rocas blandas y laminadas.

A fin de reducir la densidad de explosivos en la zona de la cuña es frecuente emplear espaciadores de madera de 20 cm de longitud. Es también conveniente utilizar un explosivo de densidad baja y un sistema de retardos.

Para establecer cuál es el mejor tipo de cuña quemada para las condiciones de un sitio particular deben probarse varias de las distribuciones usuales.

→ En la fig I.29 se muestran algunos de los tipos de cuñas usadas actualmente en minas subterráneas. Cuando estos tipos de cuñas quemadas se acompañan con barrenos de alivio (que son los que disparan inmediatamente después de la cuña) emplazados en sitios apropiados, actúan eficientemente en cualquier tipo de roca. Si alguno de estos arreglos no expulsara convenientemente la cuña son recomendables los barrenos de alivio inclinados o barrenos diagonales (fig I.30). Los barrenos diagonales se perforan con un cierto ángulo y con una ubicación tal que el extremo interior quede de 20 a 30 cm de distancia de los barrenos de la cuña.

La perforación de uno o más barrenos vacíos de mayor diámetro (fig I.31) es cada vez más frecuente. Este procedimiento permite tramos de avance más largos y menor riesgo de expulsión deficiente de la cuña.

En el método de la cuña quemada se incluye la iniciación con periodos de retardo. Los primeros periodos corresponden a los barrenos de la cuña. Es importante dejar el tiempo suficiente entre el disparo de los barrenos de la cuña y los barrenos de alivio. En la fig I.32 se muestra un arreglo típico para un túnel de 3 por 3 m, utilizando la serie de retardos denominada 'Acudet'. Cada distribución de barrenos para una voladura debe diseñarse de manera que cada secuencia de barrenos dispare hacia el espacio previamente vaciado en las secuencias anteriores.

formación rocosa. Sin embargo, a medida que el espacio vacío proporcionado es mayor, mayor es también la probabilidad de que la voladura actúe eficientemente en la longitud total de las perforaciones.

En una cuña con barrenos de 41.3 mm ($1\frac{5}{8}$ pulg) de diámetro con un área de influencia de 225 cm² (fig I.28) si el espacio vacío está constituido por un barreno central (fig I.28a) proporcionará únicamente el 5.9 por ciento para la expansión. Si con la misma área de influencia se dejan vacíos tres barrenos (fig I.28b) el porcentaje para expansión será, entonces, de 17.8 por ciento. La mayor longitud de los tramos de avance que se logran cuando se deja un espacio de expansión suficiente compensa con amplitud el tiempo invertido en la perforación de los barrenos adicionales.

Para lograr la remoción de la cuña en toda la longitud de la perforación se recomienda cargar el tercio interior del barreno con la mitad de la carga total del barreno. Además para una adecuada expulsión del material fragmentado, la columna de explosivos debe alcanzar casi hasta la boca del barreno con menor densidad en la carga.

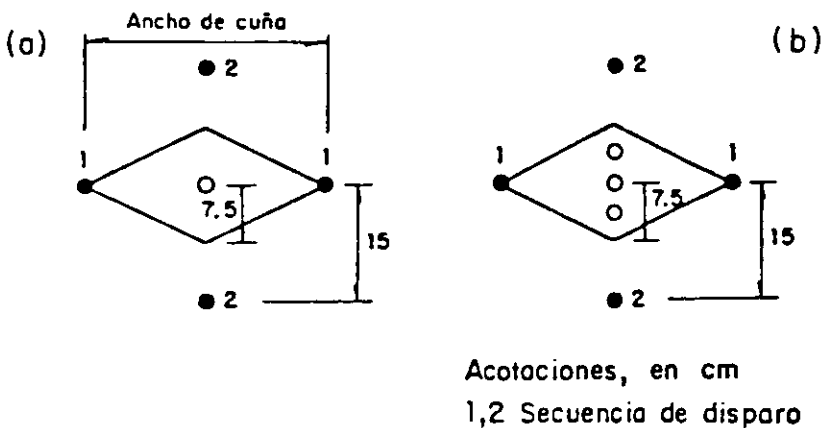


FIG I.28 Cuña quemada cuadrada: a) con un barreno vacío central; b) con tres barrenos vacíos

Si no se reduce la densidad de la carga en la mitad exterior del barreno se corre el riesgo de impedir la acción eficiente de la carga del interior para expulsar el material fragmentado. Cuando este error se comete el avance só lo se logra hasta donde la cuña es fragmentada y desalojada.

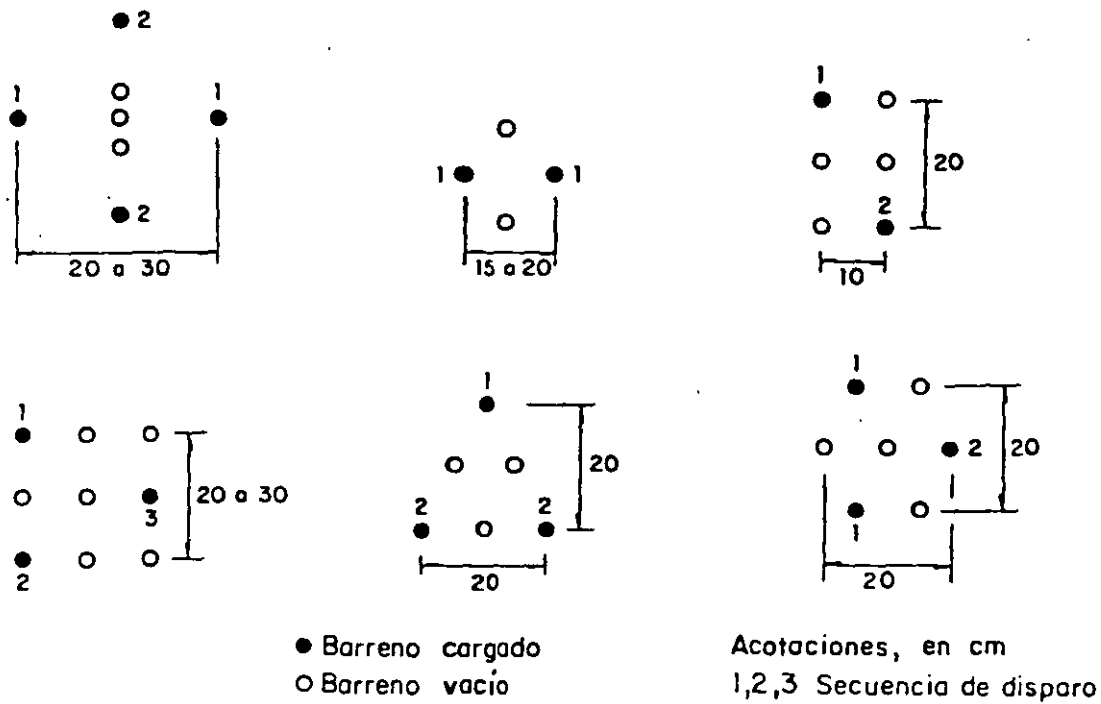


FIG I.29 Algunos diagramas típicos de cuñas quemadas

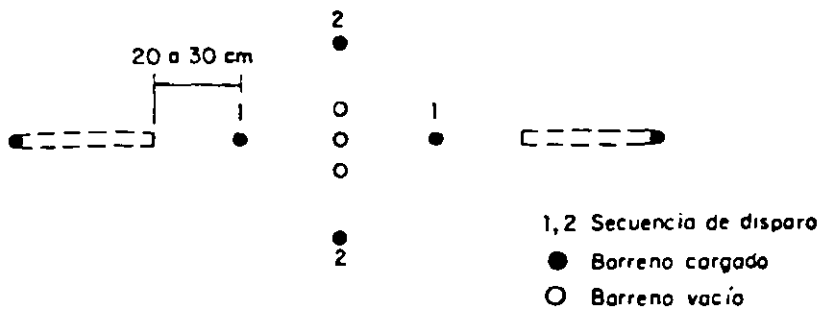


FIG I.30 Barrenos de alivio inclinados o diagonales

Los barrenos de la cuña y los de alivio se cargan dejando, en general, 30 cm para el retacado. Los barrenos restantes se retacan en un tramo de longitud igual al espaciamiento entre los mismos.

7

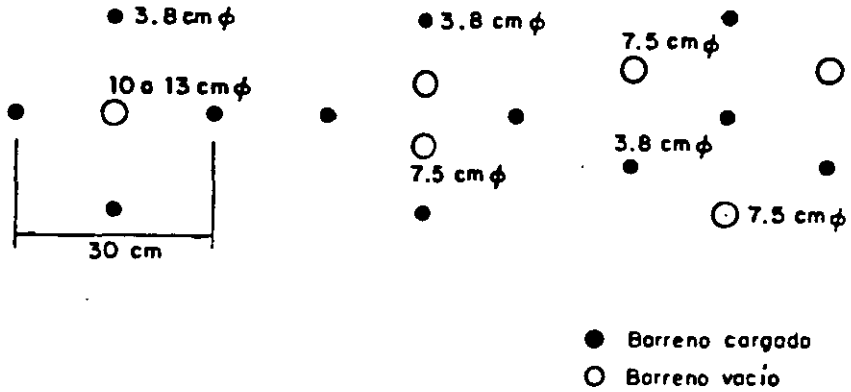


FIG I.31 Cuñas quemadas con barrenos vacíos de mayor diámetro

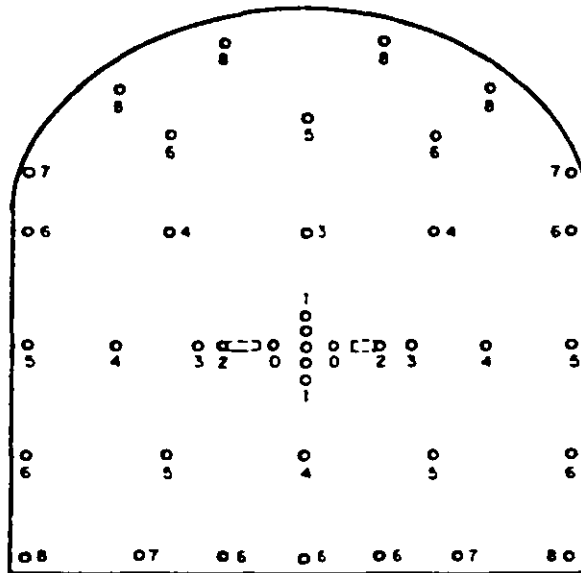


FIG I 32 Distribución típica de retardos en un frente de 3 por 3 m

b) Cuña en V

Este tipo de cuña es el más utilizado en túneles mayores de 20 m², aunque recientemente ha podido notarse una tendencia hacia la cuña paralela.

La cuña en V es simétrica. Esto permite una mejor organización del trabajo en el frente respecto a los tipos de cuñas no simétricas. La cuña en V,

por otra parte, no exige una barrenación tan perfecta como la cuña paralela para lograr un avance razonable. El ángulo mínimo recomendable para la cuña es de 60° . Este requisito limita el avance por tronada a la mitad del ancho del túnel (fig I.33).

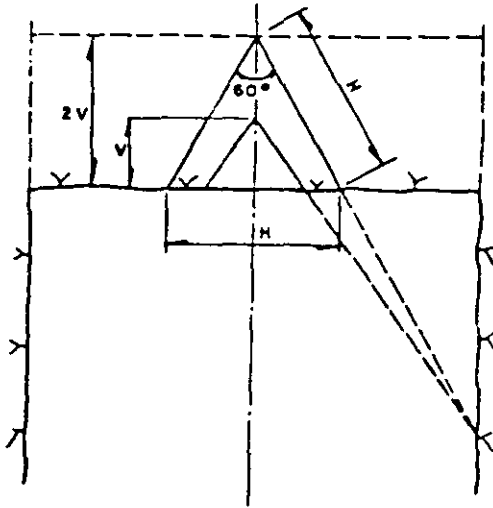


FIG I.33 Barrenos inclinados de la cuña en V

La cuña puede estar formada por uno o más pares de barrenos en V perforados en planos paralelos. El número de estos pares de barrenos depende de la estructura o estratificación de la roca. Cuando el avance por tronada es muy grande o en roca muy resistente cada V de barrenos se integra con uno o dos pares de barrenos de menor longitud.

Todos los barrenos de la cuña en V deben dispararse simultáneamente para obtener mejores resultados, particularmente en roca muy resistente.

En frentes muy grandes deben emplearse retardos mayores para lograr el desplazamiento y la fragmentación adecuados.

7.2.1.4 Cálculo de la carga

El cálculo de cargas en túneles es menos sistemático que el de las voladuras de bancos a cielo abierto. Se emplea la información teórica y experimental

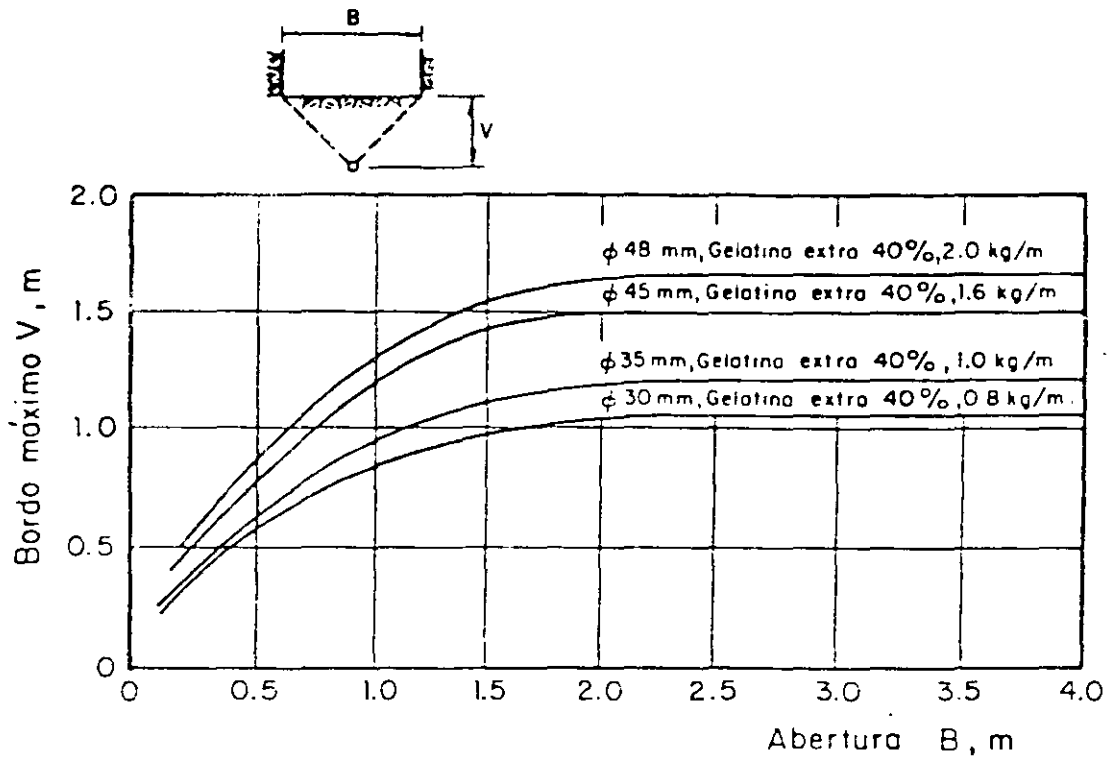


FIG I.34 Relación entre abertura, B , concentración de carga y bordo máximo, V

ciamientos de los barrenos de cada una de las zonas del túnel que se señalan en la fig I.38.

-Barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba

El bordo o distancia entre los barrenos y la cavidad central no debe ser mayor que la mitad de la profundidad del barreno menos veinte centímetros. No deberá tomarse esta condición como base para el cálculo.

El espaciamiento de los barrenos debe ser igual a 1.1 veces el bordo.

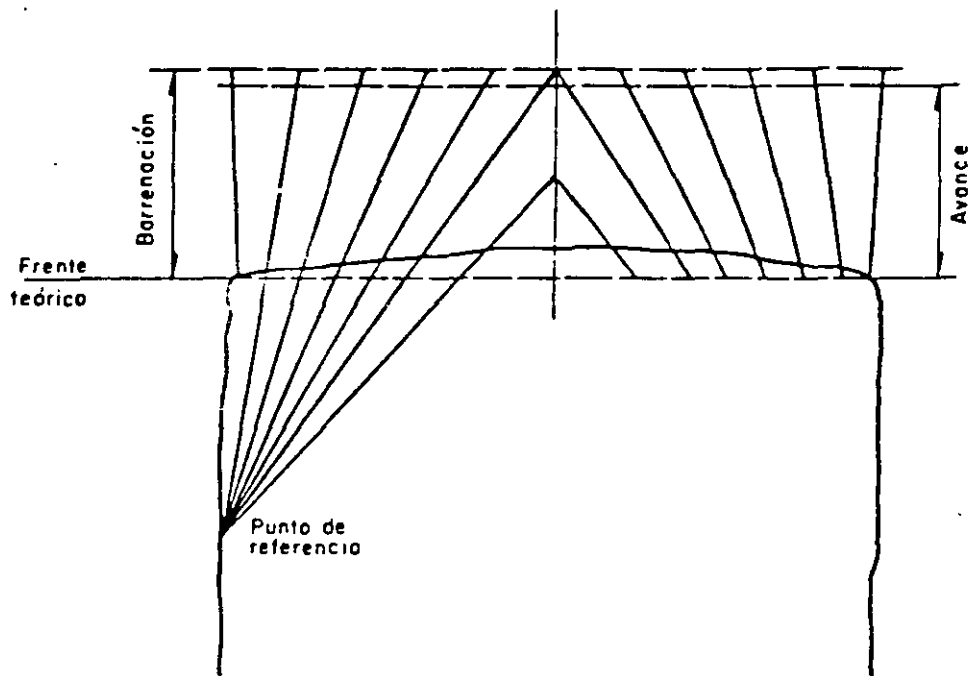


FIG I.35 Distribución en planta de los barrenos de la cuña y los de fuera de la cuña

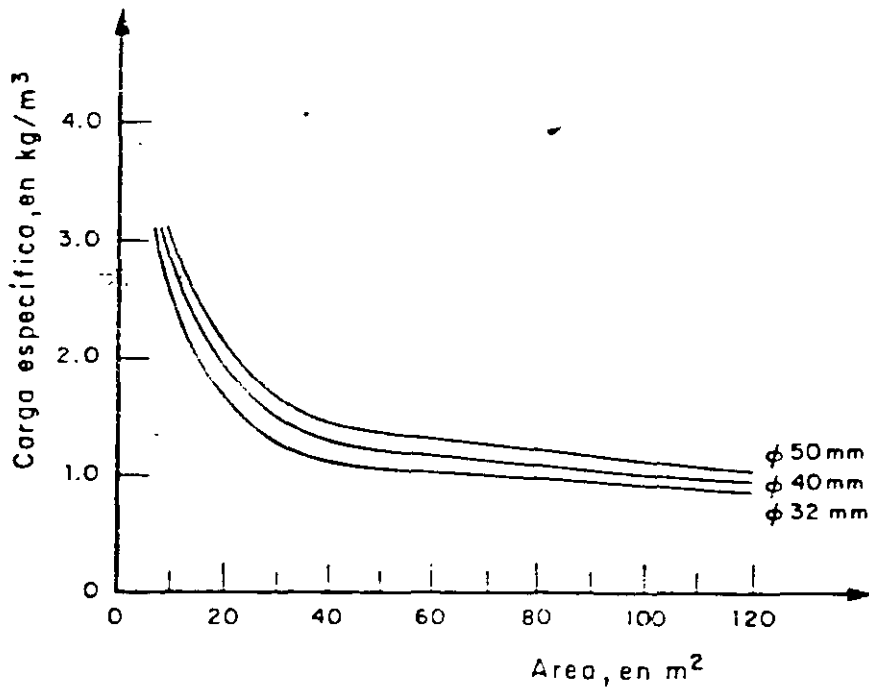


FIG I.36 Cargas específicas utilizadas normalmente en túneles

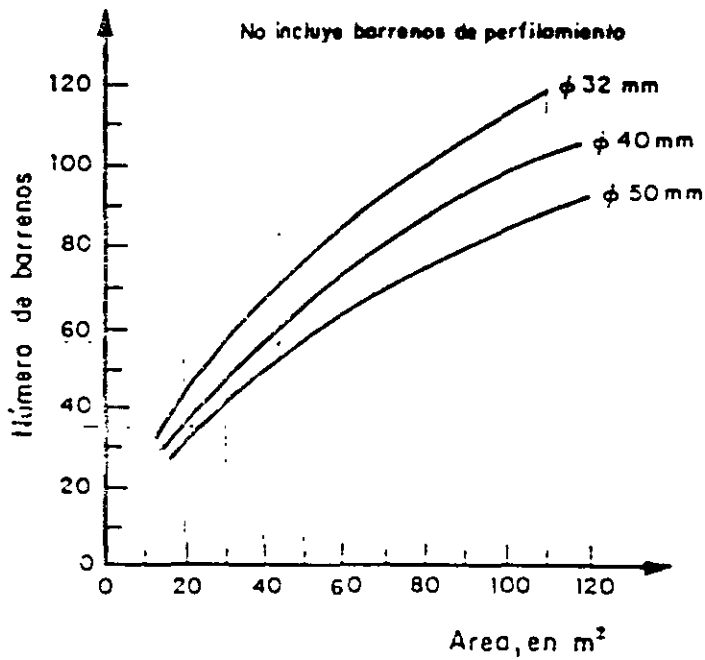


FIG I.37 Número de barrenos en función del área del frente

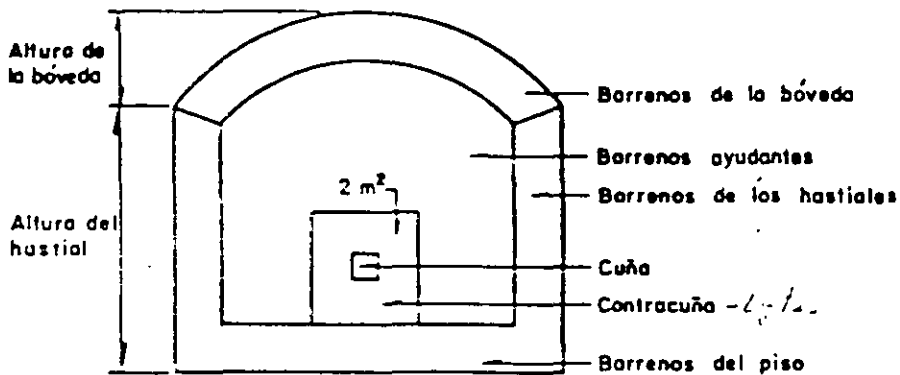


FIG I.38 Zonas de distribución de los barrenos

La carga de fondo ocupa el tercio inferior del barreno con la carga específica de la tabla I.12.

La concentración de la carga de columna en kg/m puede tomarse igual a la mi

tad de la concentración de la carga de fondo. La zona de retaque debe ser igual a la mitad del bordo.

TABLA I.12 Carga específica de fondo

Diámetro de los barrenos, en mm	Carga específica, en kg/m ³
30	1.1
40	1.3
50	1.5

*Dist. Horiz.
o arriba*

En la tabla I.13 se muestran los espaciamientos calculados de acuerdo con las cargas específicas de fondo necesarias, considerando explosivos de peso volumétrico de 1.3 g/cm³ y el diámetro de barrenos de la tabla I.12.

TABLA I.13 Espaciamientos y bordos en función de los diámetros de los barrenos

Diámetro de barreno, en mm	Area por barreno, en m ²	Bordo, en m	Espaciamiento, en m
32	0.91	0.90	1.00
35	1.00	0.95	1.05
38	1.15	1.00	1.15
45	1.44	1.15	1.25
48	1.57	1.20	1.30*
51	1.71	1.25	1.35*

* Estos espaciamientos son sólo para túneles de gran diámetro; en el caso de áreas menores su magnitud es menor como se muestra en las gráficas de la fig I.34.

Las concentraciones y cargas de fondo y de columna de la tabla I.14 han sido calculadas a partir de las recomendaciones anteriores, en función del diámetro de los barrenos. Estos datos han sido obtenidos de la práctica e incluyen los errores normales de perforación.

TABLA I.14 Cargas, espaciamentos y bordos en barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba

Taco

Diámetro barreno. mm	Profundi- dad ba- rreno, m	Bordo m	Espacia- miento m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1.6	0.60	0.70	0.60	1.10	0.30	0.40	0.30
32	2.4	0.90	1.00	0.80	1.00	0.55	0.50	0.45
31	3.2	0.90	0.95	1.00	0.95	0.85	0.50	0.45
38	2.4	1.00	1.10	1.15	1.44	0.80	0.70	0.50
37	3.2	1.00	1.10	1.50	1.36	1.15	0.70	0.50
45	3.2	1.15	1.25	2.25	2.03	1.50	1.00	0.55
48	3.2	1.20	1.30	2.50	2.30	1.70	1.15	0.60
48	4.0	1.20	1.30	3.00	2.30	2.45	1.15	0.60
51	3.2	1.25	1.35	2.50	2.60	1.95	1.30	0.60
51	4.0	1.25	1.35	3.40	2.60	2.70	1.30	0.60

Barrenos de piso

El bordo y el espaciamento de estos barrenos debe calcularse del mismo modo que los barrenos ayudantes. Sin embargo, debe considerarse en el bordo una corrección debido al emboquille de preparación para la voladura siguiente. Por ejemplo, con un bordo de 1.00 m y un margen para emboquille de 0.20 m, la segunda fila de barrenos del piso debe estar 0.80 m arriba de la entrada de los barrenos de la primera fila. La zona de retaque debe ser de 0.20 veces el bordo, es decir, mucho menor que en los barrenos ayudantes y la concentración de la carga de columna se fija hasta de un 70 por ciento de la concentración de la carga de fondo.

En la tabla I.15 se presentan las concentraciones de carga de fondo y de columna, el espaciamento, el bordo y la zona de retaque para distintos diámetros de barrenos.

Barrenos ayudantes con proyección hacia abajo

Debido a la ayuda de la gravedad, estos barrenos requieren una menor carga específica que los anteriores. La carga específica de fondo puede ser la de la tabla I.16.

TABLA I.15 Cargas, espaciamentos y bordos en barrenos de piso.

Diámetro barreno mm	Profundi- dad barre- no, m	Bordo m	Espacia- mientos m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1.6	0.60	0.70	0.60	1.10	0.70	0.75	0.10
32	2.4	0.90	1.00	0.80	1.00	1.00	0.70	0.20
31	3.2	0.90	0.95	1.00	0.95	1.30	0.65	0.20
38	2.4	1.00	1.10	1.15	1.44	1.40	1.00	0.20
37	3.2	1.00	1.10	1.50	1.36	1.80	0.95	0.20
45	3.2	1.15	1.25	2.25	2.03	2.60	1.40	0.25
48	3.2	1.20	1.30	2.50	2.30	3.00	1.60	0.25
48	4.0	1.20	1.30	3.00	2.30	4.25	1.60	0.25
51	3.2	1.25	1.35	2.70	2.60	3.20	1.80	0.25
51	4.0	1.25	1.35	3.40	2.60	4.75	1.80	0.25

TABLA I.16 Carga específica de fondo

Diámetro de los barrenos, en mm.	Carga específica, en kg/m ³
30	1.0
40	1.2
50	1.4

El espaciamento de estos barrenos puede ser de 1.2 veces el bordo. Las de más características son las señaladas para los otros barrenos ayudantes.

En túneles de sección transversal pequeña las cargas deberán aumentarse y el bordo y el espaciamento disminuirse de acuerdo con las funciones de las gráficas que se presentan en las figs I.34, I.36 y I.37.

En la tabla I.17 se presentan las cargas, bordos y espaciamentos de estos barrenos. Los espaciamentos indicados son aplicables siempre que la con-

centración de carga en el fondo alcance, asimismo, el valor señalado. Si la concentración de carga resulta menor, el espaciamiento deberá reducirse para obtener la carga específica requerida.

Los valores de espaciamientos y bordos indicados en la tabla I.17 pueden aumentarse, particularmente cuando la roca es fácil de excavar y cuando los túneles tienen un área de más de 70 m². También es frecuente en estos casos utilizar los espaciamientos señalados pero con menores concentraciones de carga.

TABLA I.17 Cargas, espaciamientos y bordos en barrenos ayudantes con proyección hacia abajo.

Diámetro barreno, mm	Profundi- dad barre- no, m	Bordo, m	Espacia- miento, m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque, m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1.6	0.60	0.70	0.60	1.10	0.30	0.40	0.30
32	2.4	0.90	1.10	0.80	1.00	0.55	0.50	0.45
31	3.2	0.85	1.10	1.00	0.95	0.85	0.50	0.45
38	2.4	1.00	1.20	1.15	1.44	0.80	0.70	0.50
37	3.2	1.00	1.20	1.50	1.36	1.15	0.70	0.50
45	3.2	1.15	1.40	2.25	2.03	1.50	1.25	0.55
46	3.2	1.20	1.45	2.50	2.30	1.70	1.15	0.60
48	4.0	1.20	1.45	3.00	2.30	2.45	1.15	0.60
51	3.2	1.25	1.50	2.70	2.60	1.95	1.30	0.60
51	4.0	1.25	1.50	3.40	2.60	2.70	1.30	0.60

-Barrenos de los hastiales

Las voladuras de los hastiales y de la bóveda corresponden por lo común al tipo de voladuras denominado recorte o poscorte perimetral (inciso 7.2.1.5). En esta sección se tratan los casos que no son voladuras de recorte.

En orden, considerando el emboquille de preparación para la voladura siguiente, se toma igual a 0.90 veces el bordo de los barrenos ayudantes.

El espaciamiento que mejores resultados ha aportado en la práctica es 1.2 veces el bordo; la longitud de la carga de fondo un sexto de la profundidad del barreno; la zona de retaque la mitad del bordo; y la concentración de la carga de columna de 0.40 veces la carga de fondo. La tabla I.18 está elaborada con las especificaciones anteriores.

TABLA I.18 Cargas, espaciamientos y bordos en barrenos de los hastiales

Diámetro barreno mm	Profundidad barreno, m	Bordo m	Espaciamiento m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1.6	0.55	0.65	0.30	1.10	0.45	0.45	0.30
32	2.4	0.80	0.95	0.40	1.00	0.65	0.40	0.40
31	3.2	0.80	0.95	0.50	0.95	0.90	0.40	0.40
38	2.4	0.90	1.10	0.60	1.44	0.85	0.60	0.45
37	3.2	0.90	1.10	0.75	1.36	1.20	0.55	0.45
45	3.2	1.00	1.20	1.10	2.03	1.80	0.80	0.50
48	3.2	1.10	1.30	1.20	2.30	2.00	0.90	0.55
48	4.0	1.10	1.30	1.50	2.30	2.50	0.90	0.55
51	3.2	1.15	1.40	1.40	2.60	2.10	1.00	0.60
51	4.0	1.15	1.40	1.70	2.60	2.70	1.00	0.60

-Barrenos de la bóveda (tabla I.19)

En estos barrenos la carga de columna se reduce a 0.30 veces la concentración de la carga de fondo. Las demás características son iguales a las de los barrenos de los hastiales.

b) Resumen de las características de los barrenos que no pertenecen a la cuña

Nomenclatura:

V bordo o separación de la cavidad previamente abierta, en m

V₁ bordo práctico, en m

H	profundidad del barreno, en m
q	carga específica, en kg/m ³
d	diámetro del barreno, en mm
Q _{bk}	concentración de la carga de fondo, en kg/m
Q _{pk}	concentración de la carga de columna, en kg/m
h _b	altura de la carga de fondo, en m
h _o	longitud del retaque, en m
E	Distancia entre barrenos, en m

TABLA I.19 Cargas, espaciamientos y bordos en barrenos de la bóveda

Diámetro barreno mm	Profundidad barreno, m	Bordo m	Espaciamiento m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1.6	0.55	0.65	0.30	1.10	0.35	0.35	0.30
32	2.4	0.80	0.95	0.40	1.00	0.50	0.30	0.40
31	3.2	0.80	0.95	0.50	0.95	0.70	0.30	0.40
38	2.4	0.90	1.10	0.60	1.44	0.70	0.45	0.45
37	3.2	0.90	1.10	0.75	1.36	0.90	0.40	0.45
45	3.2	1.00	1.20	1.10	2.03	1.30	0.60	0.50
48	3.2	1.10	1.30	1.20	2.30	1.45	0.80	0.55
48	4.0	1.10	1.30	1.50	2.30	1.95	0.90	0.55
51	3.2	1.15	1.40	1.40	2.60	1.70	0.80	0.60
51	4.0	1.15	1.40	1.70	2.60	2.25	0.80	0.60

-Barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba

d(mm)	q(kg/m ³)
30	1.1
40	1.3
50	1.5
h _b	H/3

$$V_1 \leq \frac{H - 0.40m}{2} \quad (\text{ésta es una condición y no es una base de cálculo}) \quad (I.4)$$

B.I

$$E = 1.1 \text{ V} \quad (I.5)$$

$$Q_{pk} = 0.50 Q_{bk} \quad (I.6)$$

$$h_o = 0.5 \text{ V} \quad (I.7)$$

-Barrenos de piso

Las mismas características de los anteriores, excepto

$$h_c = 0.2 \text{ V} \quad (I.8)$$

$$Q_{pk} = 0.70 Q_{bk} \quad (I.9)$$

-Barrenos ayudantes con proyección hacia abajo

Las mismas características de los ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba, excepto

$$E = 1.2 \text{ V} \quad (I.10)$$

-Barrenos de los hastiales

Las mismas características de los anteriores, excepto

$$V = 0.90 \times (\text{bordo de los barrenos anteriores}) \quad (I.11)$$

$$Q_{pk} = 0.40 Q_{bk} \quad (I.12)$$

$$h_c = H/6 \quad (I.13)$$

-Barrenos de la bóveda

Las mismas características de los anteriores, excepto

$$Q_{pk} = 0.50 Q_{bk} \quad (I.14)$$

c) Cuñas de barrenos paralelos

Debe calcularse la separación entre el barreno vacío central y los barrenos cargados de la cuña de manera que el área del barreno vacío sea de cuando menos un 15 por ciento del área de influencia de los barrenos de la cuña, que disparan en primer término (inciso 7.2.1.3a, fig I.31). La separación así calculada no debe rebasar la que se muestra en la tabla I.20.

TABLA I.20 Separación entre los barrenos vacíos y cargados de la cuña de barrenos paralelos

Diámetro del barreno central, mm	Diámetro de los barrenos cargados, mm	Bordo o separación entre barrenos, mm	Distancia entre centros, mm
57	32	40	85
76	32	53	107
76	45	53	113
2 x 57*	32	80	125
2 x 57*	45	80	131
2 x 76*	32	106	160
2 x 76*	45	106	167
100	45	70	143
100	51	70	146
125	51	88	176

* Dos barrenos centrales.

Las cargas que se presentan en la tabla I.21 son, en general, adecuadas para los barrenos más próximos al barreno central.

Los barrenos denominados de contracuña, situados fuera de ésta, son adaptados al área de la sección transversal del túnel.

La carga de los barrenos de la contracuña es muy elevada debido a su gran confinamiento. La fig I.39 muestra la disposición de la contracuña para una cuña de dos barrenos centrales.

TABLA I.21 Cargas asignadas a los barrenos más próximos al central

Diámetro de los barrenos cargados, mm	Carga asignada (kg/m)	Diámetro del barreno central, mm
32	0.25	de 57 a 2 x 76
35	0.30	de 76 a 2 x 76
38	0.36	de 76 a 2 x 76
45	0.45	de 2 x 76 a 125
48	0.55	de 2 x 76 a 125
51	0.55	de 2 x 76 a 125

En la tabla I.22 se presentan valores de cargas que han dado buenos resultados en barrenos de contracuña.

TABLA I.22 Valores empíricos de carga en barrenos de contracuña (Ayudant

Sordo o separación entre barrenos m	Carga de fondo kg	Carga de columna en kg/m para diámetros de los barrenos cargados de:			
		32 mm	38 mm	45 mm	48 mm
0.20	0.25	0.30	0.45	0.60	0.75
0.30	0.40	0.30	0.45	0.60	0.75
0.40	0.50	0.35	0.50	0.70	0.80
0.50	0.65	0.50	0.70	1.00	1.15
0.60	0.80	0.50	0.70	1.00	1.15
0.70	0.90	0.50	0.70	1.00	1.15

Longitud sin carga (taco) = 0.5 V.

d) Cuña en V

En esta sección se proporcionan reglas generales para el cálculo de cargas considerando una cuña de vértice interior de 60°. Si este ángulo es menor la carga debe incrementarse.

La dimensión V de la cuña (fig 1.40) es función de la cantidad de explosivos que pueden cargarse en los barrenos con arreglo a su diámetro. En la

B. I

Acotaciones, en mm

○ Barreno vacío

● Barreno cargado

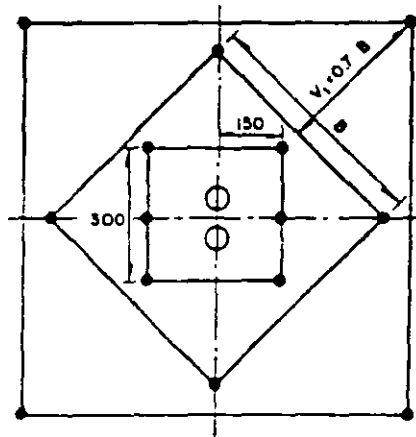


FIG I.39 Cuña de dos barrenos centrales y contracuña

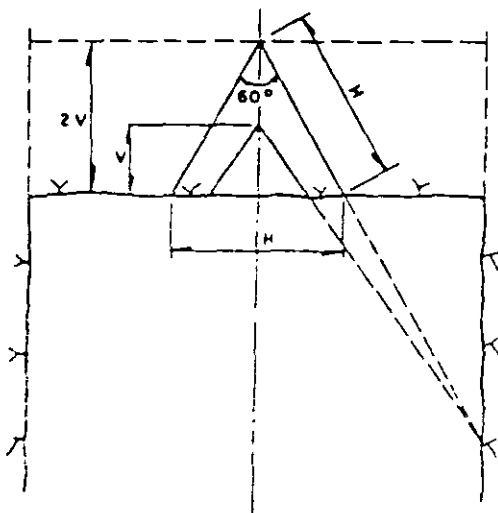


FIG I.40 Cuña en V

tabla I.23 se proporcionan valores que pueden servir de orientación en la determinación de la dimensión y carga de la cuña en V.

En cuñas en V la longitud de la carga de fondo debe ser de cuando menos un tercio de la profundidad del barreno. La carga de columna debe ser igual a la mitad de la carga de fondo. La zona de retaque debe ser un tercio de la dimensión V de la cuña, pero debe ser adaptada al espaciamiento de los barrenos de manera que no haya exceso de carga en la parte de la columna.

TABLA I.23 Dimensiones y cargas de la cuña en V

Diámetro de los barrenos mm	Altura de la cuña m	Bordo V (fig I.34) m	Concentración de la carga de fondo kg/m	Número de filas horizontales
30	1.5	1.0	0.9	3
38	1.6	1.2	1.4	3
45	1.8	1.5	2.0	3
51	2.8	2.0	2.6	3

La concentración de la carga de columna es igual al 40% de la concentración de la carga de fondo.

El bordo o separación de barrenos no debe ser superior a $(\text{Prof. barreno} - 0.40\text{m})/2$, lo que implica que en voladuras de poca profundidad la separación de barrenos es menor.

Los barrenos de la contracuña se perforan inclinados (fig I.35) para facilitar la remoción total hasta la profundidad de barrenación.

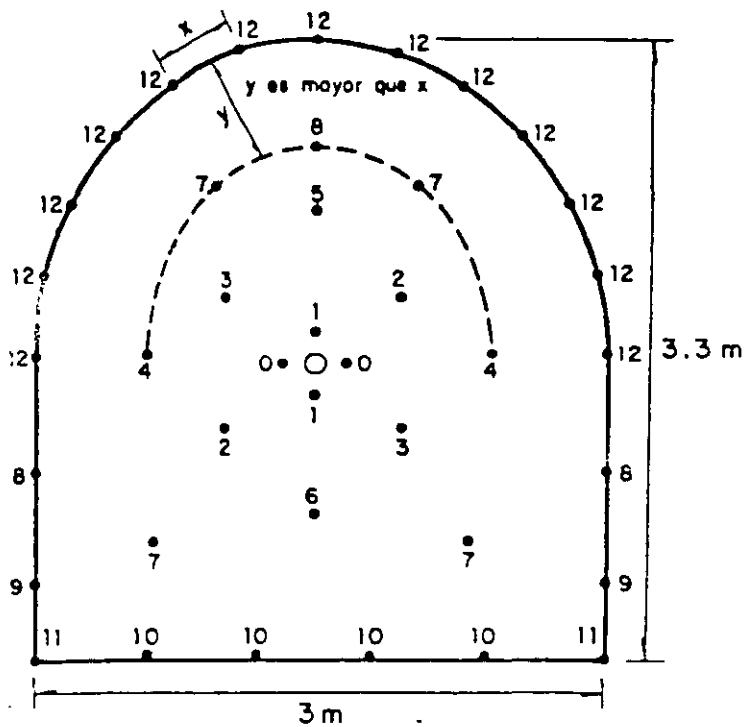
Los barrenos de la cuña y de la contracuña deben iniciarse con estopines de milisegundos a fin de mejorar la interacción entre los barrenos.

7.2.1.5 Poscorte perimetral

El poscorte perimetral también llamado recorte convencional tiene por objeto proteger la superficie de roca alrededor de la voladura.

Este método consiste en la aplicación de concentraciones de carga reducidas y una mayor densidad de perforación para producir un agrietamiento menor en la superficie perimetral del túnel. Al disparar instantáneamente o con un retardo mínimo entre barrenos se obtiene una acción cortante perimetral que desprende el bordo final con un daño reducido de las paredes (fig I.41).

Estos barrenos se disparan después de los barrenos de piso para asegurar



2348.5
40

FIG I.41 Distribución típica de retardos en un túnel

que la roca fragmentada ya ha sido desplazada, ofreciéndoles un espacio de alivio suficiente. Este alivio permite una voladura del bordo final con un sacudimiento mínimo.

En la tabla I.24 se proporcionan valores prácticos recomendados de espaciamientos, bordos y concentraciones de carga promedio para dos diámetros de barreno, utilizando explosivos de 1.2 a 1.3 g/cm³ de peso volumétrico.

TABLA I.24 Poscorte perimetral

Diámetro barreno mm	Espaciamiento m	Bordo m	Concentración total de carga en el barreno kg/m
38 - 45	0.60	0.90	0.18 - 0.38
51	0.75	1.05	0.18 - 0.38

Los cartuchos largos de diámetro pequeño de explosivos de baja densidad, permiten una distribución adecuada de la carga a lo largo del barrenos. Los cartuchos de 20 cm de longitud se han empleado con éxito en voladuras de poscorte perimetral utilizando espaciadores entre cartuchos para reducir la carga total en kg/m; sin embargo, este procedimiento da como resultado concentraciones de carga relativamente altas en distintos puntos.

7.2.1.6 Precorte

En el precorte los barrenos de contorno se disparan antes de efectuar la voladura propiamente dicha. El precorte produce una grieta entre los barrenos de contorno. Esta grieta evita que las ondas de choque de la voladura principal se transmitan en toda su intensidad, hacia la pared terminada y minimiza la profundidad de la fragmentación en la roca. Como los barrenos están muy próximos entre sí, las grietas se forman siguiendo las líneas de barrenos, y los mismos barrenos constituyen el inicio del agrietamiento. Esto significa que la inclusión de barrenos vacíos entre los cargados, puede mejorar los resultados.

En la tabla I.25 se indican algunas cargas y espaciamientos en función del diámetro de los barrenos.

Si no existen limitaciones en las vibraciones del terreno se utiliza el encendido instantáneo; por lo contrario, si es necesario limitar la magnitud de las vibraciones del terreno se utilizan microretardos. La formación de grietas resulta menos eficiente que con la iniciación instantánea, a menos que se reduzca el espacio entre barrenos. Si el tiempo de retardo es muy grande no se logra el precorte.

TABLA I.25 Precorte

Diámetro del barrenos mm	Espaciamiento m	Concentración de carga kg/m
25 - 32	0.20 - 0.30	0.08
25 - 32	0.35 - 0.60	0.18
40	0.35 - 0.50	0.18
51	0.40 - 0.50	0.36
64	0.60 - 0.80	0.38



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

PLANTILLAS DE BARRENACIÓN

**ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

MCCSA

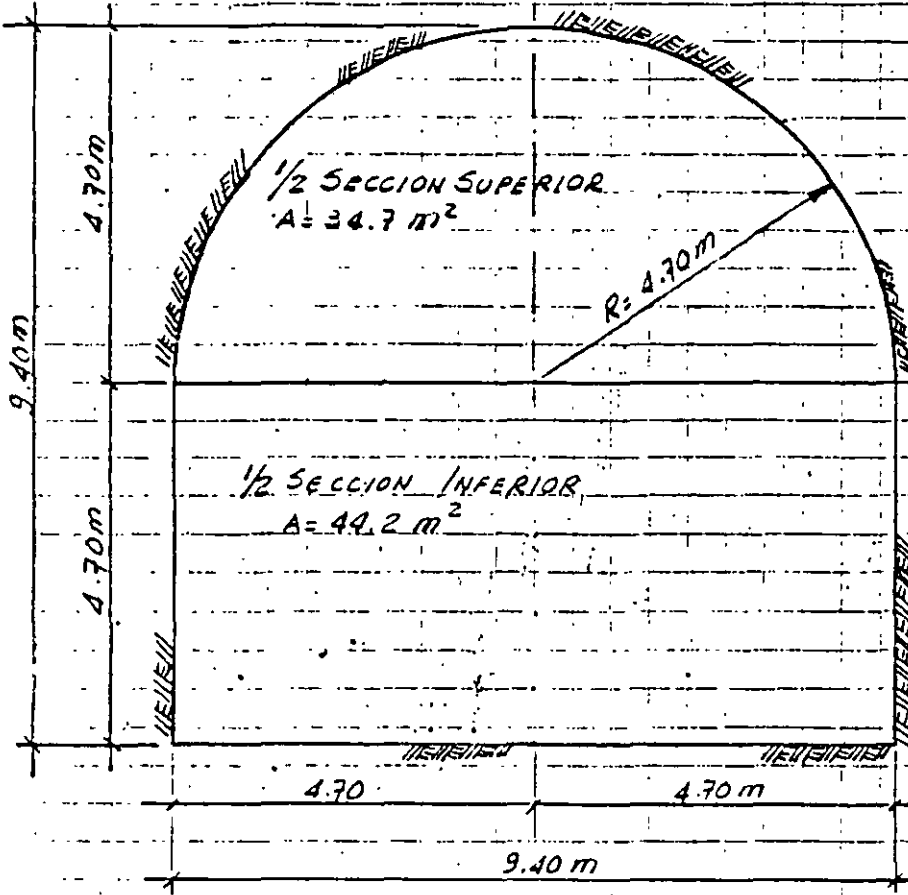
P.H. ZIMAPAN, HGO.

TUNEL DE DESVIO

PLANTILLAS DE BARRENACION

LONG. = 522 m.

J.R.T.
Dic. 12-1987



SECCION TRANSVERSAL

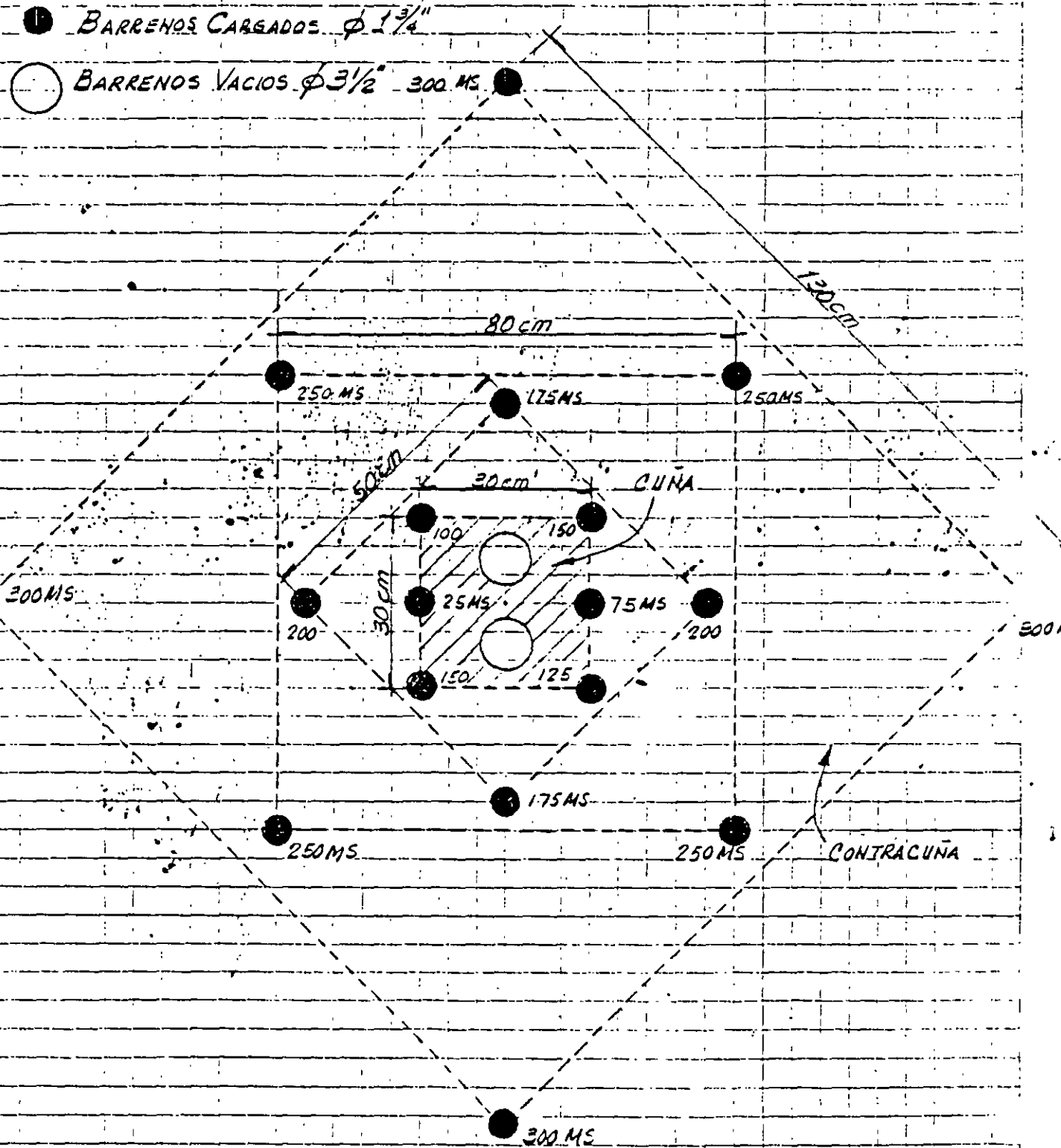
MCCSA

P.H. ZIMAPAN, HGO.

TUNEL DE DESVIO : CUÑA DE BARRENOS PARALELOS

J.R.

12 DIC. 1989.



VISTA FRONTAL

MCCSA

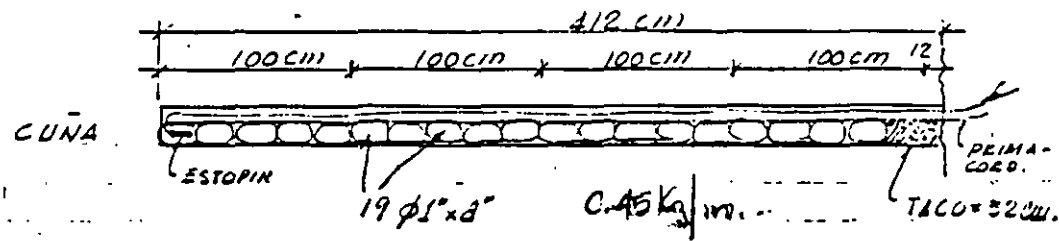
P. H. ZIMAPLEN

C.R.T.

TUNEL DE DESVIO

DISTRIBUCION DE CARGAS EXPLOSIVAS

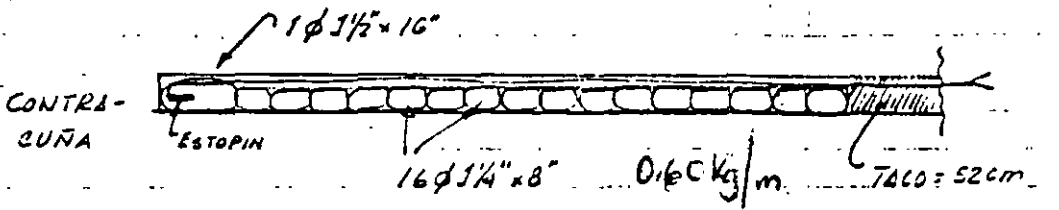
DIC 12-1989



ϕ BARKENO = $1\frac{3}{4}$ " = 4.15 cm
 AREA = 15.52 cm²; = 1.55 L²/m.

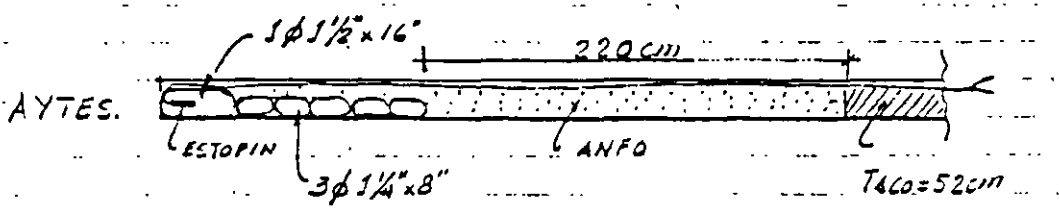
{ ϕ 1" x 8" } Estopin +
 19 Pz. Cordeón detonante

Peso = 2.256 Kg



{ 1 ϕ 1 1/2" x 16" } Estopin
 16 ϕ 1 1/2" x 8"

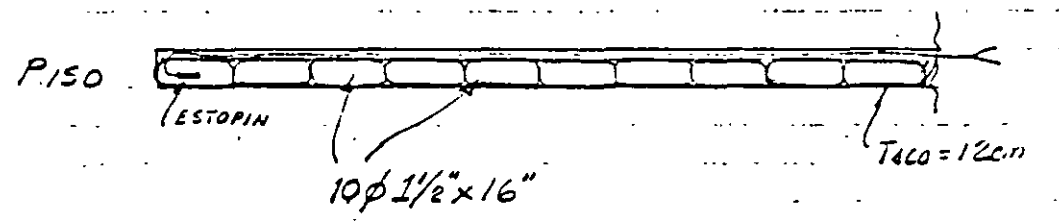
Peso = 0.556 + 3.028 = 3.584 Kg



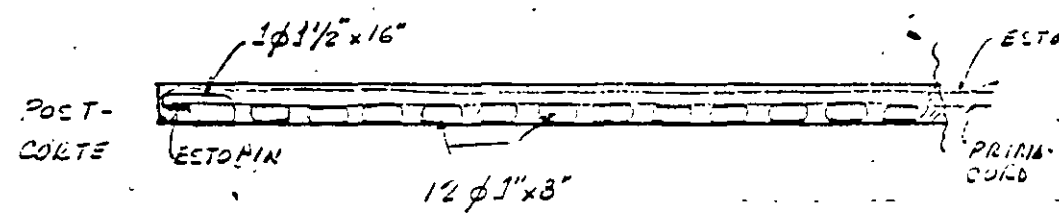
1 ϕ 1 1/2" x 16" } 0.556
 5 ϕ 1" x 8" } 0.965 } 1.521 Kg

ANFO ρ = 0.7 Kg/1/2
 Peso = 1.55 Kg/m x 0.7 Kg/1/2 x 2.2 m
 = 2.387 Kg

Σ = 3.91 Kg



{ 10 Pz. ϕ 1 1/2" x 16" }
 Peso = 5.56 Kg



{ 1 ϕ 1 1/2" x 16" }
 12 ϕ 1" x 8"

Peso = 0.556 + 1.422 = 1.978 Kg

CALCULO DE CARGAS EXPLOSIVAS

PESO CARTUCHOS:

$\phi 1" \times 8" = 124gr$; $\gamma = 1.297 / cm^3$

$\phi 1\frac{1}{4}" \times 8" = 193gr$

$\phi 1\frac{1}{2}" \times 16" = 556gr$

SECCION	Nº BARR	C. FONDO	C. COLUMNA	TACO	CARGA/BARR:	CARGA TOTAL
CUNA	6		Teor. = 0.45 Kg/m 19Pz x $\phi 1" \times 8"$ @ 20" = 0.618 Kg/m. x 4m L = 412 - 25 = 387 cm.	38 cm	2.356 Kg	16.14 Kg.
CONTRACUNA	12	Teor. = 0.64 Kg 1Pz $\phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ = 0.556 Kg	Teor. = 0.85 Kg/m 16Pz x $\phi 1\frac{1}{4}" \times 8"$ @ 20" = 0.95 Kg/m. L = 412 - 25 = 387 cm	52 cm	3.64 Kg	43.728 Kg
AYUDANTES	12	Teor. = 2.25 Kg 1 $\phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ = 0.556 Kg	Teor. = 1 Kg/m. 16 Pz x $\phi 1\frac{1}{4}" \times 8"$ @ 20" = 0.95 Kg/m. L = 412 - 55 = 357 cm.	52 cm	3.64 Kg	43.728 Kg
PISO	11	Teor. = 2.25 Kg 1 $\phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ = 0.556	Teor. = 1.4 Kg/m. L = 412 - 25 = 387 cm 9Pz $\phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ @ 40"	12 cm	5.56 Kg	61.16 Kg.
POSTCORTE	23	1 $\phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ = 0.556 Kg	Teor. = 0.38 Kg/m. L = 412 - 25 = 387 cm. 12Pz $\phi 1" \times 8"$ @ 30" 12Pz $\phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ @ 40"		2.38 Kg	47.02 Kg

$\Sigma = 212.94 Kg$

AREA = 34.7 m²

FACTOR DE CARGA

AVANCE = 3.91 m = 95%

F.C. = $\frac{212.94 Kg}{135.7 m^3} = 1.57 Kg/m^3$

VOL = 135.7 m³

BARRENACION ESPECIFICA

B.E. = $\frac{69 \times 4.12 m}{125.7 m^3} = 2.09 m/m^3$

LONG. BARRIS = 14' = 427 cm

TOTLES EXPLOSIVO

LONG. UTIL = 427 - 15 = 412 cm.

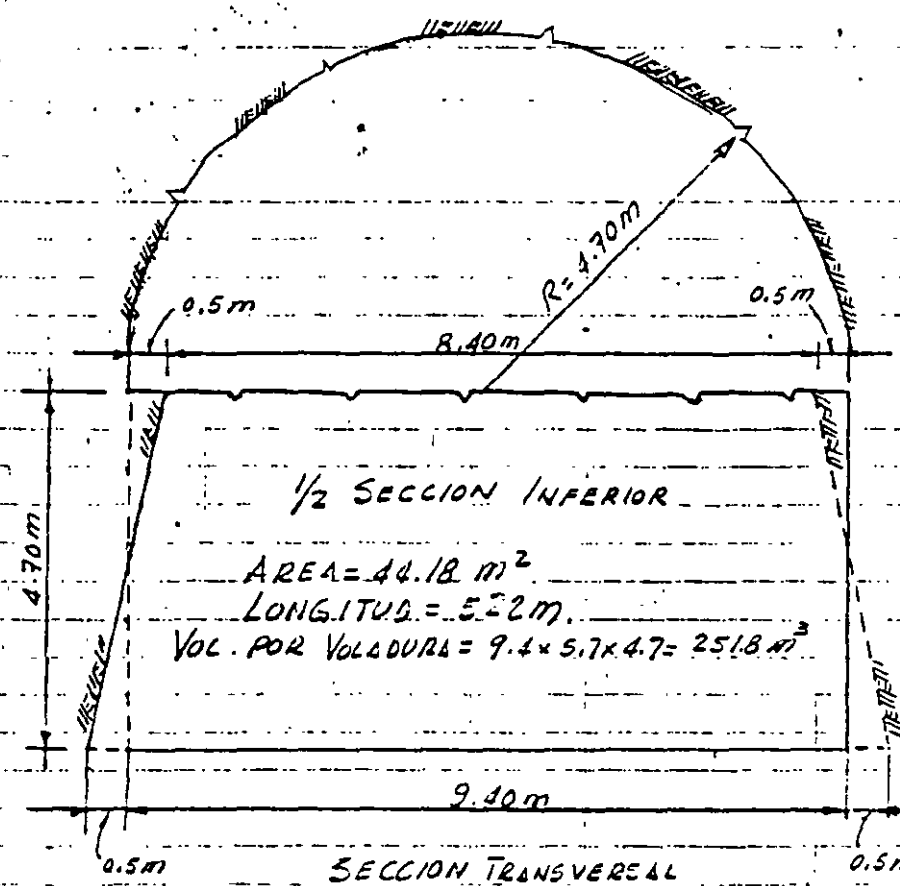
ALTO EXPLOSIVO = 184.30 Kg

EFIC. VOL & DURL = 95% \Rightarrow LONG. BARR = 391 cm.

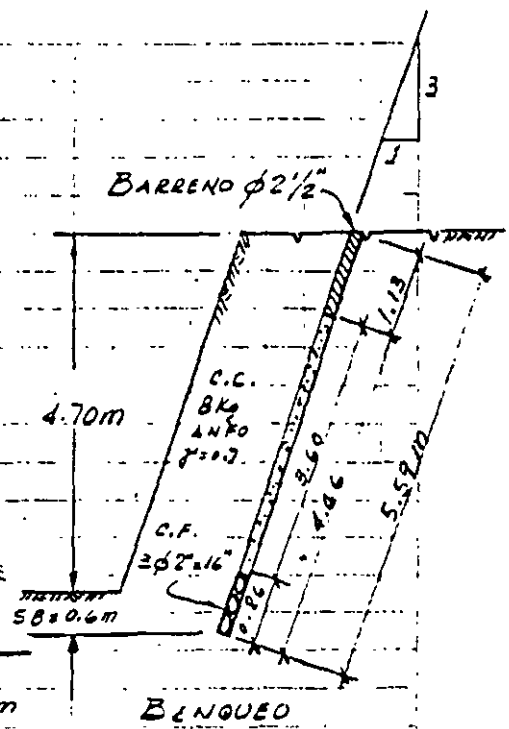
ANFO. = 28.64 Kg \Rightarrow 13.45%

$\Sigma = 212.94 Kg$ (279)

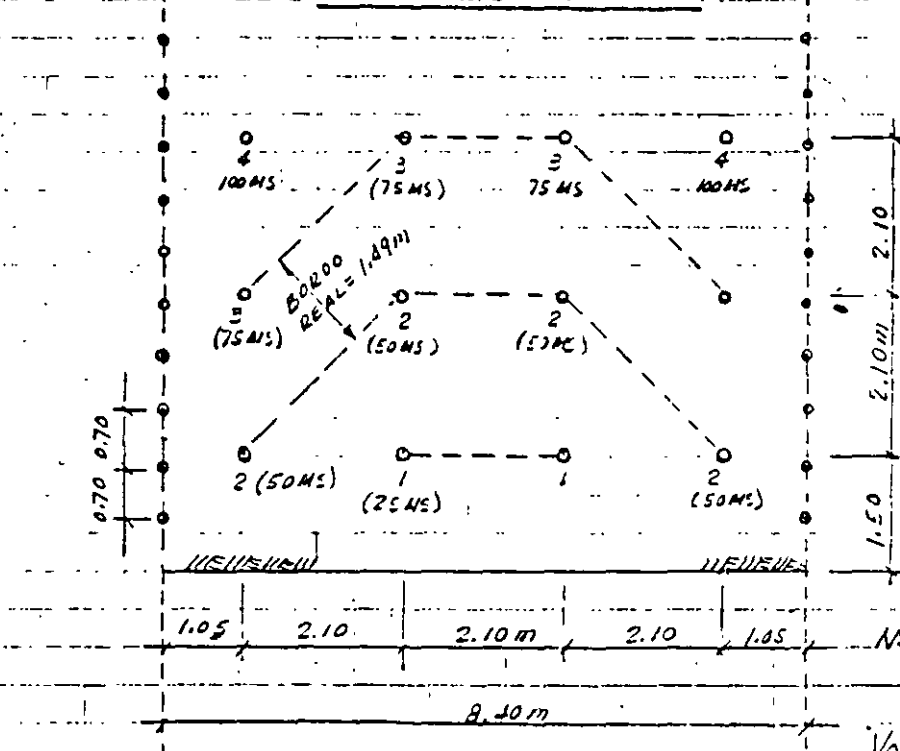
J.R.T.
 DIC. 12. 1979



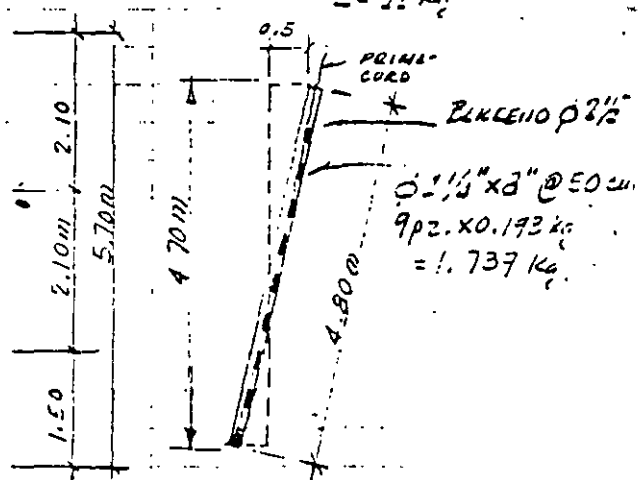
1/2 SECCION INFERIOR
 AREA = 44.18 m²
 LONGITUD. = 5.52 m.
 VOL. POR VOLADURA = 9.4 x 5.7 x 4.7 = 251.8 m³



CARGA FONDO = 3 kg = 27%
 CARGA COL. = 8 kg = 73%
 Σ = 11 kg



PLANTA



Nº DE BARRIDOS: BENQUEO = 12
 PRECORTE = 16

VOL. VOLADURA = 251.8 m³

BARRENO $\phi 2\frac{1}{2}$ " (6.35 cm)
 AREA = 31.67 cm²
 VOL = 3.17 lt/m.
 ALTO EXPLOSIVO $\phi 2" \times 16"$ $\gamma = 1.29 \text{ gr/cm}^3$; $\rho_{40} = 1 \text{ kg}$.

BARR. ESPECIFICA = $\frac{12 \times 5.59 \text{ m}}{251.8 \text{ m}^3} = 0.2666 \text{ m}^3/\text{m}^3$
 (sin precorte)

BARRENACION ESPECIFICA (Incluye Precorte)
 B.E. = $\frac{12 \times 5.59 + 16 \times 4.80 \text{ m}}{251.8 \text{ m}^3} = 0.5714 \text{ m}^3/\text{m}^3$

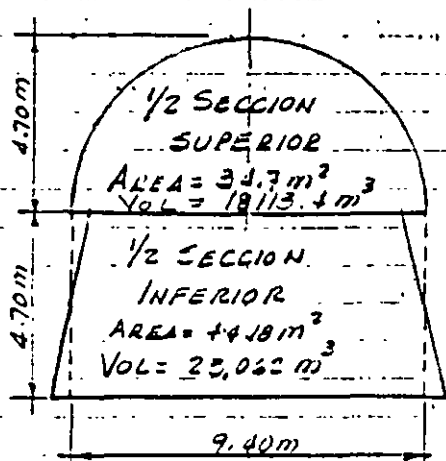
FACTOR DE CARGA - Banqueros sin precorte
 F.C. = $\frac{12 \text{ Barr} \times 11 \text{ Kg}}{251.8 \text{ m}^3} = 0.5242 \text{ Kg/m}^3$

FACTOR DE CARGA - (Incluye Precorte)
 F.C. = $\frac{12 \times 11 + 16 \times 1.737}{251.8 \text{ m}^3} = 0.6226 \text{ Kg/m}^3$

5

RESUMEN:

MEDIA SECCION SUPERIOR EN TUNEL



SECCION TRANSVERSAL

a) BARRERACION

Diámetro ϕ 1 3/4"

Barrenación específica e.e. = 2.09 m/m³

b) EXPLOSIVOS

Factor de carga F.C. = 1.57 Kg/m³

Alto Explosivo = 86.55 %

ANFO = 13.45 %

c) Volumen de roca = 34.7 m² x 522 = 18113.4 m³

d) Cantidad de explosivos

Alto explosivo = 1.57 x 18113.4 x 0.8655 = 24,613.1 Kg.

ANFO : 1.57 x 18113.4 x 0.1345 = 3,824.92 Kg.

ACCESORIOS: PARA TODA LA LONG. DEL TUNEL

ESTOPINES MS = 18 x $\frac{522}{3.91}$ = 2402 pz

ESTOPINES RET = 51 x $\frac{522}{3.91}$ = 6809 pz

PRIMACORD = 31 BARR x (4.15 + 0.5) x $\frac{522}{3.91}$ = 19120 m.

RESUMEN... CONTINUACION

MEDIA SECCION INFERIOR - BANQUEDa) BARRENACION → Diámetro barrenos $\phi 2\frac{1}{2}$ "

$$\text{Barrenación específica} = 0.5714 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

(incluyendo precorte)

$$\text{Volumen de roca} = 44.18 \text{ m}^2 \times 522 \text{ m} = 23,062 \text{ m}^3$$

b) EXPLOSIVOS

$$\text{Factor de carga (incluyendo Precorte)}; F.C. = 0.6346 \text{ Kg}/\text{m}^3$$

$$\text{Banqued: Alto Explosivo} = 12 \text{ Barr} \times 3 \text{ Kg} = 36 \text{ Kg}$$

$$\text{ANFO} = 12 \text{ Barr} \times 3 \text{ Kg} = 36 \text{ Kg}$$

$$\text{Precorte: Lito Explosivo} = 16 \text{ Barr} \times 1.737 \text{ Kg} = 27.79 \text{ Kg}$$

$$\Sigma = 159.79 \text{ Kg}$$

$$\text{Alto Explosivo} = 59.92 \%$$

$$\text{ANFO} = 60.08 \%$$

c) CANTIDAD DE EXPLOSIVOS

$$\text{Alto Explosivo} = 0.6346 \times 23,062 \text{ m}^3 \times 0.2992 = 5342.25 \text{ Kg}$$

$$\text{ANFO} = 0.6346 \times 23,062 \text{ m}^3 \times 0.6008 = 8,792 \text{ Kg}$$

d) ACCESORIOS: PLATA TOLLA LL LONG. DEL TUNEL

$$\text{Estopines MS para Banqued} = \frac{F.C. \times \text{Vol.}}{\text{Long. Barr.}} = \frac{0.2664 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 23,062 \text{ m}^3}{5.59 \text{ m}/\text{Barr}} = 1099 \text{ Barr.} = 1099 \text{ Pzas.}$$

$$\text{Estopines MS para Precorte} = \frac{2 \times \text{Long. Tunel}}{0.70 \text{ m} \times 30} = \frac{2 \times 522}{0.70 \times 30} = 75 \text{ pzs.}$$

7

322

RESUMEN . . . CONTINUACION . . . MEDIA SECCION INFERIOR . . . BUNQUED

d) ACCESORIOS

Primacord = N° Bar de primacord x long. Barr. = $\frac{2 \times 522}{0.17} \times (4.8 + 0.5) = 7905 \text{ m.}$

TUNEL DE DESVIO LONG = 522 m

RESUMEN DE BARRENACION Y MATERIALES PARA TODA LA LONGITUD DEL TUNEL (522m)

SECCION	BARR. $\phi 1\frac{3}{4}$ " c/ Jumbo	BARR. $\phi 2\frac{1}{2}$ " c/ Traskarill	ALTO EXPLOS. Kg.	ANFO Kg.	ESTOPIN. MS Pz.	ESTOPIN RET. Pz.	P. CARD. m
1/2 SEC. SUP.	209.10/m ² (37,857m)		24,613	3,825	2,403	6,309	1,292
1/2 SEC. INF.		0.5714 m/m ² (13,178 m)	5,842	8,793	1,174		7,905

SUMA 27,857 m 13,178 m 30,455 Kg. 12,618 Kg. 3,577 Pz. 6,309 Pz. 26,198 m

P.U. x () x () x () x () x () x () x ()

COSTO DTO. →

COSTO DIRECTO = $\frac{\Sigma (\quad)}{522 \text{ m}} = \frac{\$ (\quad)}{\text{m.}}$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

**ROCK ENGINEERING FOR
UNDERGROUND EXCAVATIONS**

**ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

15th Canadian Rock Mechanics Symposium

Rock Engineering for Underground Excavations

October 3 - 4, 1988
University of Toronto

Edited by John H. Curran

Sponsored by

Department of Civil Engineering, University of Toronto
Canadian Rock Mechanics Association (CARMA)
Rock Mechanics Division of the Canadian Geotechnical Society

Finite Element Modelling of Crack Propagation in Presplit Blasting

D. FRANTZOS

Acres International Ltd, Niagara Falls, Ontario, Canada

A. BAUER (deceased)

Queen's University, Kingston, Ontario, Canada

Abstract

Pressure-time histories were recorded for low density ammonium nitrate/fuel oil, detonated in long heavy walled steel cannons of various bores. These were then used in a finite-element model of a horizontally layered limestone rock mass to predict the crack propagation limits in presplit blasting for a range of borehole diameters. Apart from showing very good agreement with field results, the model clearly demonstrated the strong dependence of the results on the pressure-time curve. The important elements were the peak pressure, the rise time to it and its duration. Control of these characteristics offers the possibility for optimization of crack propagation distances and borehole spacings for various ground conditions. Also, the results to date provide the basis for investigating the characteristics of the explosives presently used in presplit blasting, and finding ways to modify them with the purpose of optimizing the field results.

Introduction

Some years ago in a comprehensive review article Mellor (1975) summarized the state of the art on presplitting in the form of graphs

relating blasthole spacing to hole diameter. As pointed out in the review, the published data suffered from a lack of physical rock properties and structural detail. Later a static model was developed, CANMET (1977), Bauer (1982), which yielded the following expression for presplit hole spacing when multiple holes were fired simultaneously.

$$S \leq 2r (P_b + \sigma_t) / \sigma_c$$

where

r - borehole radius

P_b - pressure at the borehole wall

σ_t - rock tensile strength

If the pressure at the borehole wall is matched to or is less than the compressive strength of rock (σ_c) then localized crushing can be avoided. Figure 1 is a plot of the data presented in Mellor (1975) along with the static model predictions for various values of the ratio of the compressive to tensile rock strengths, σ_c/σ_t .

Whilst the use of this static model or the empirical rules of thumb often give good results they are nonetheless deficient when new

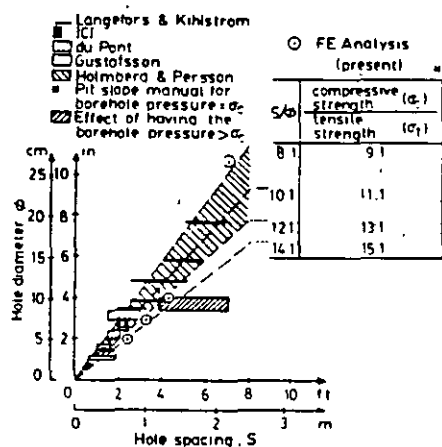


FIGURE 1 - RELATIONSHIP BETWEEN HOLE DIAMETER AND SPACING FOR PRESPLITTING

situations arise. More realistic models should be able to predict accurately the influence of changes in the pressure-time curve within the borehole, on ground response and cracking limits. In addition, it should be possible to quantify the effect of joint frequency, orientation, and properties on the presplit hole spacing.

The research described in this paper consisted of the measurement of pressure-time curves for low density AN/FOs detonating in long heavy walled small bore steel cannons. These curves had to be modified to represent the larger charge and borehole diameters employed in field. Then they were used in a two-dimensional finite element model to predict the changes in stress distribution with distance and time in a limestone rock mass. This allowed the crack limits radiating from a single borehole to be determined as a function of borehole diameter and driving force. Those factors which contributed strongly towards maximizing this distance were identified.

Model Definition

The dynamic behavior of rock under the action of time-dependent pressures was simulated by means of a versatile computer finite element code, Hibbitt et al (1982). The code had incorporated one of the modern incremental theories of plasticity, Chen and Chen (1975), which are based on a close relationship between the plastic strain increment, the current state of stress, and the stress increment. In the particular theory adopted, all stress distributions that can cause yielding are described by a single function which represents a surface in stress space (yield surface). In the same fashion, it is possible to determine a failure surface. The shapes of the above two surfaces are determined through experiments on specimens under different loading combinations. A succession of surfaces between the yield and failure surface represents the different stages of loading after yielding and before failure (loading surfaces). Such surfaces depend on the plastic strain history. The form of these loading surfaces, which is an evolution of the yield surface, is determined by the hardening rule best fitting the material behavior.

How the plastic strain increment is connected to the state of stress and stress increment is decided by the flow rule; its choice plays a very important role in the generation of reliable results and it is guided by experimental procedures.

The incremental theory of plasticity can be easily adopted in order to predict the response of materials with high compressive and low tensile strength such as plain concrete, rock, soils, etc, under the action of loads.

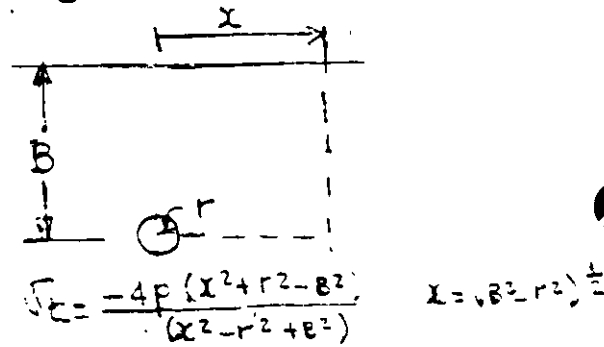
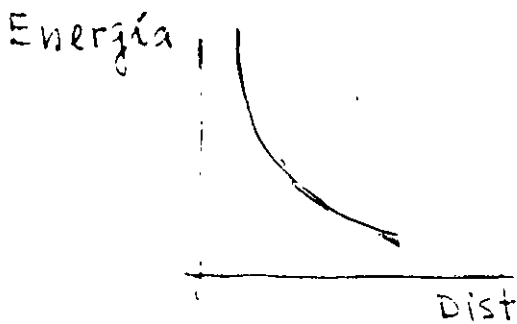
PROPAGACION DE ENERGIA

La energía se propaga disminuyendo con la distancia es directamente proporcional con la presión de detonación e inversamente proporcional al cuadrado de la distancia al Bordo:

$$E = K \left(\frac{P_e}{\sigma_t} \right)^{1/2} \Rightarrow \sigma_t = \frac{P_e}{E^2} K^2 \quad \sim \quad \sigma_t = \frac{Q^2}{r^2} b_i$$

donde $E =$ bordo ; $K =$ constante \cong radio del barrido

$P =$ presión de detonación y $\sigma_t =$ resistencia a tensión



El valor más significativo de la energía es la velocidad de la partícula. El Bureau of Mines usa la siguiente expresión:

$$V = H \left(\frac{R}{W^{1/2}} \right)^{-\beta}$$

Esta expresión puede graficarse en escala logarítmica como se presenta en la fig. 2 en la cual la distancia escala $SD = \frac{R}{W^{1/2}}$ o sea $W = \left(\frac{R}{SD} \right)^2$ en donde

$W =$ máxima carga por retardo

La velocidad de partícula máxima permisible es de 2"/seg.

- En la tabla I se presentan las cargas de explosivo máximas permisibles por retardo en Suecia.

En la Fig 3 se presentan los efectos de la velocidad de la partícula

ONDAS SISMICAS

ONDAS DE CUERPO:

1.- Com presional

- Longitudinal (α)
- Primaria - P
- De empuje

2.- Corte

Onda transversal (β)

Onda secundaria - S

ONDAS DE SUPERFICIE

3.- Love

Rayleigh

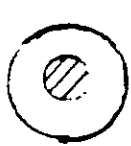
} Igual de peligrosas que las P y S.

En la Fig 1 se presenta la transmisión de ondas de compresión por reflexión y refracción sísmica.

REDUCCION DE EFECTOS DE VIBRACIONES

Para reducir los efectos de las vibraciones las siguientes acciones deberán tomarse:

- 1.- Seccionar la voladura (dividir el banco)
- 2.- Reducir la carga por retardo
- 3.- Cerrar el patrón de barremación
- 4.- Utilizar dos cargas por barrenos.
- 5.- Dejar un espacio entre el barrenos y el explosivo (carga desacoplada)



$$P_B = 1.69 \times 10^{-3} E D^2 \left(\frac{R_c}{R_H} \right)^{2.4}$$

E = Densidad explosivo

D = Velocidad de detonación del explosivo pies/seg

R_c = Radio explosivo

R_H = Radio barrenos

$$P_B = 1.69 \times 10^3 E D^2$$

Ejemplo: ANFO

$$\phi_B = 9''; P_B = 224,488 \text{ psi}$$

$$\phi_B = 7'' \text{ y } \phi_T = 4''; P_B = 32,630 \text{ psi}$$

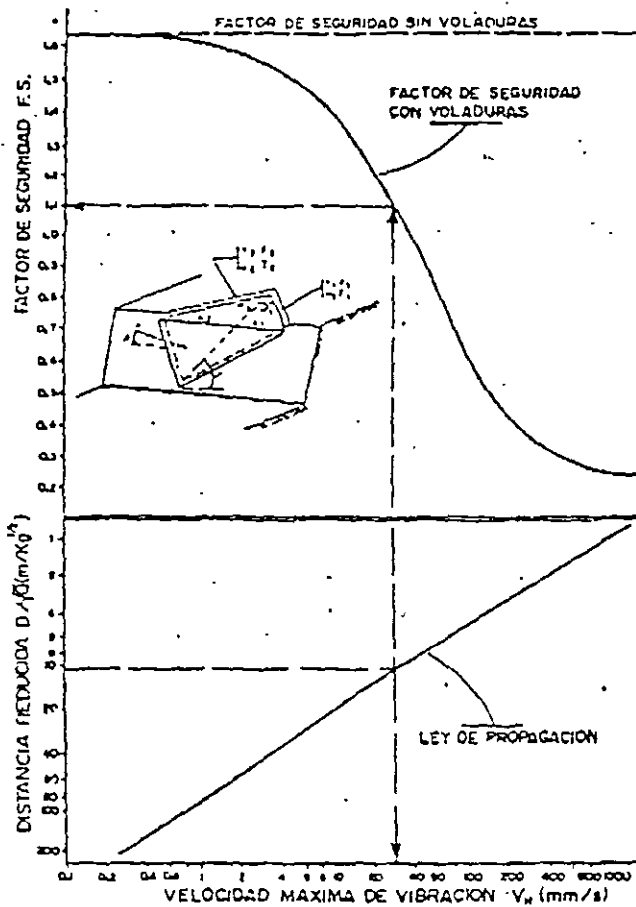


Figura 33.44. Variación del Factor de Seguridad para un bloque de una rotura en cuña en función de la Distancia Reducida.

Hormigón en masa o de relleno

$$Q = 38,20 \times 10^{-3} \times DS^{1,86} \times K \quad (\text{DS en m y Q en kg})$$

siendo:

- K = 1,0 para t = 0 - 4 horas
- K = 0,16 para t = 4 - 24 horas
- K = 0,3 para t = 1 - 3 días
- K = 0,7 para t = 3 - 7 días
- K = 2,3 para t = 7 - 10 días
- K = 5,5 para t = + 10 días

Hormigón armado o estructural

$$Q = 14,55 \times 10^{-3} \times DS^{1,86} \times K \quad (\text{DS en m y Q en kg})$$

Otros factores a tener en cuenta son las frecuencias características de las vibraciones, condiciones externas de fraguado, superficies de contacto roca-hormigón, etc.

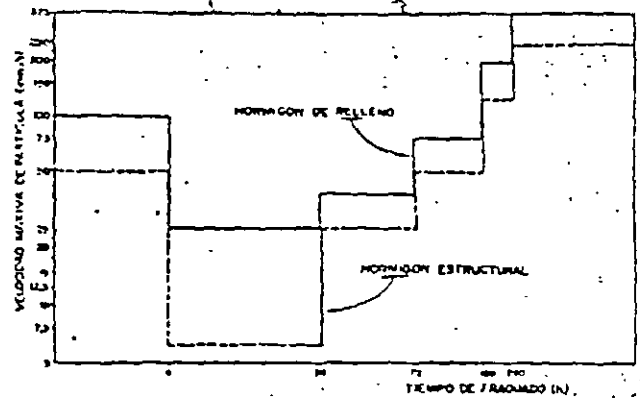
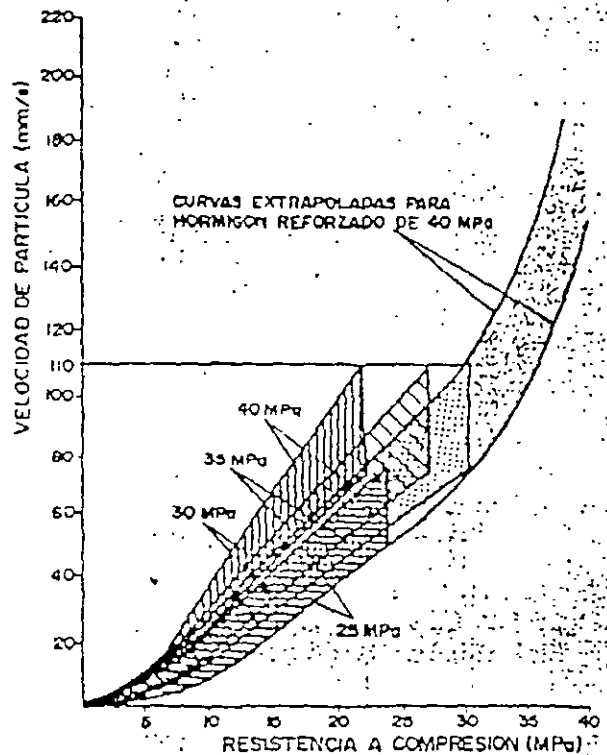


Figura 33.45. Velocidades máximas de partícula en función del tiempo de fraguado.

Por otro lado, Isaac y Bubb (1981) resumen todas sus experiencias y las de investigadores escandinavos en un gráfico donde según la resistencia adquirida por el hormigón se determina el nivel máximo de vibración.



INTERRUPT

Table 7—Properties of Various Selected Materials

Name and Location	Compressive Strength (psi)	Modulus of Rupture (psi)	Specific Gravity (SG)	Density (d.) (ton. cu. ft.)	Longitudinal Velocity (v.) (fps)
Amphibolite (fine grain, India)	61,400	7,400	3.12	0.097	19,000
Basalt (New York)	46,600	8,000	2.94	0.092	18,750
Basalt (Michigan)	33,400	3,800	2.85	0.089	15,200
Basalt glass	—	—	2.81	0.088	21,000
Diorase (fine grain, Michigan)	44,200	5,300	2.94	0.092	16,700
Dolomite (Missouri)	8,800	1,000	2.80	0.087	—
Dolomite (Tennessee)	46,700	3,800	2.84	0.089	17,900
Gabbro (altered, New York)	40,200	5,400	2.93	0.091	17,600
Granite (Georgia)	28,000	2,000	2.64	0.082	8,900
Granite (Vermont)	33,200	2,900	2.66	0.083	11,100
Granite (Nevada)	39,500	3,900	2.63	0.082	14,500
Granite (North Carolina)	30,400	1,600	2.60	0.081	8,000
Greenstone (Michigan)	45,500	3,300	3.30	0.103	16,000
Gypsum (Indiana)	3,200	1,200	2.32	0.072	—
Limestone (Ohio)	28,500	2,900	2.64	0.084	15,400
Limestone (Utah)	28,000	2,200	2.76	0.087	15,500
Limestone (fossiliferous, Indiana)	10,900	1,600	2.31	0.072	12,400
Limestone (West Virginia)	23,000	1,800	2.68	0.084	10,400
Marble (Maryland)	30,800	2,800	2.37	0.074	13,700
Marble (New York)	18,400	1,700	2.72	0.085	14,500
Obsidian	—	—	2.35	0.073	16,100
Quartzite (faconite, Minnesota)	91,200	3,400	2.75	0.086	18,200
Rock salt (Louisiana)	5,000	Negligible	2.50	0.078	—
Sandstone (Ohio)	10,400	500	2.06	0.064	5,600
Sandstone (West Virginia)	19,400	3,400	2.50	0.078	12,900
Sandstone (Utah)	11,500	620	2.17	0.068	3,400
Sandstone (Alabama)	26,800	2,200	2.76	0.086	11,700
Shale (Utah)	31,700	2,500	2.81	0.088	12,700
Shale (West Virginia)	11,600	4,200	2.46	0.075	13,000
Syenite (New York)	34,300	2,800	2.72	0.085	14,500
Alluvium, broken rock, loess	—	—	1.3-1.5	0.044	2,300
Clay	—	—	2.58	0.081	5,900
Air	—	—	0.0012	—	1,080
Water	—	—	1.00	0.031	4,750

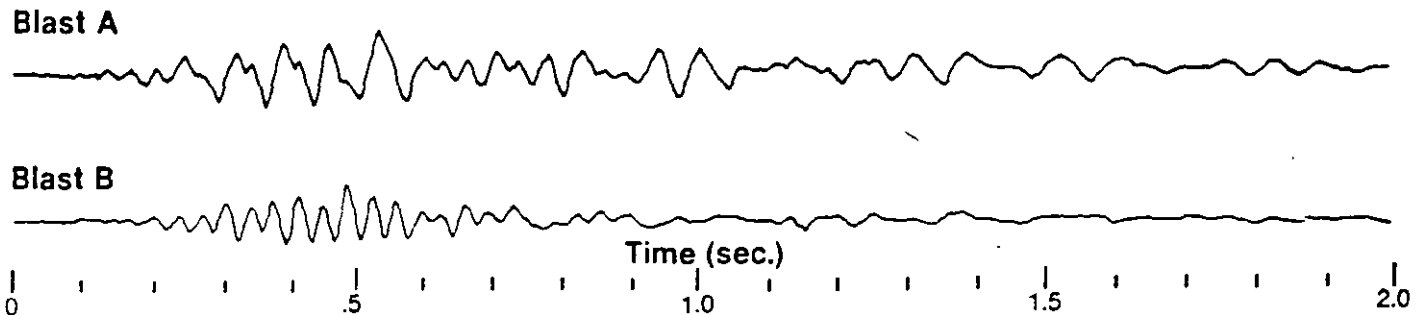
Their observed velocity-frequency data are given in Table II-1.

Table II-1*

SEISMIC EVENT	MEDIUM					
	CLAY		SANDSTONE		LIMESTONE	
	Velocity fps	Freq. Hz	Velocity fps	Freq. Hz	Velocity fps	Freq. Hz
Direct P	1000	<u>25</u>	3900	<u>30</u>	14,000	<u>50</u>
Refracted P	--	--	8200	40	--	--
Direct S	--	--	2600	40	7900	80-100
Refracted S	--	50	5600	--	--	--
Rayleigh	590-690	6-10	3000- 4300	12-20	6900	25
Prograde Rayleigh	1150	10-12	4600	20	--	--
Love	670-850	5-10	3600- 5300	15±	--	--

*From Kisslinger, Mateker, and McEvilly (1963).

These Blast Vibration Records Have The Same Peak Particle Velocity . . .

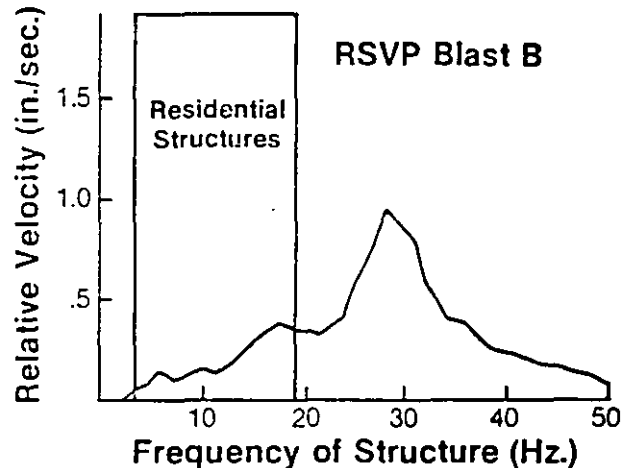
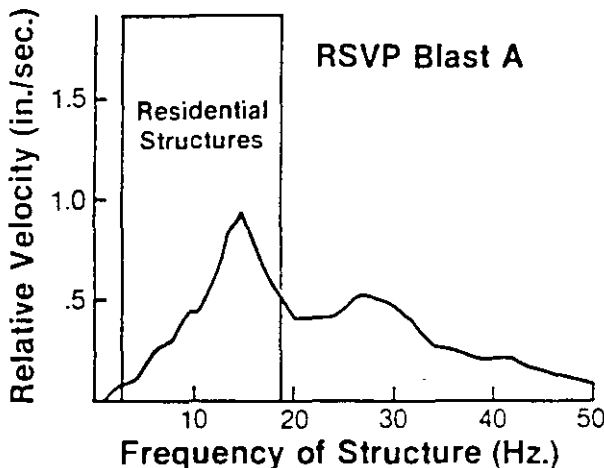


But result in entirely different effects on structures and homeowners.

Although these two blasts have produced the same particle velocity, they tell a different story to VIBRA-TECH. Blasting which produces vibrations like blast A will quickly produce complaints from your neighbors.



The RSVP analysis of these two recordings shows that blast A contains significant energy at those frequencies which match the natural frequency of residential structures. Maximum transfer of vibrations into the structures has occurred.



Vibrations like those produced by blast A will create a public relations problem. Now with VIBRA-MAP the explosive user is able to get his blasts to look like blast B rather than blast A.

VIBRA-MAP

When you have the right tools, analyzing and controlling blast vibrations is easy . . .

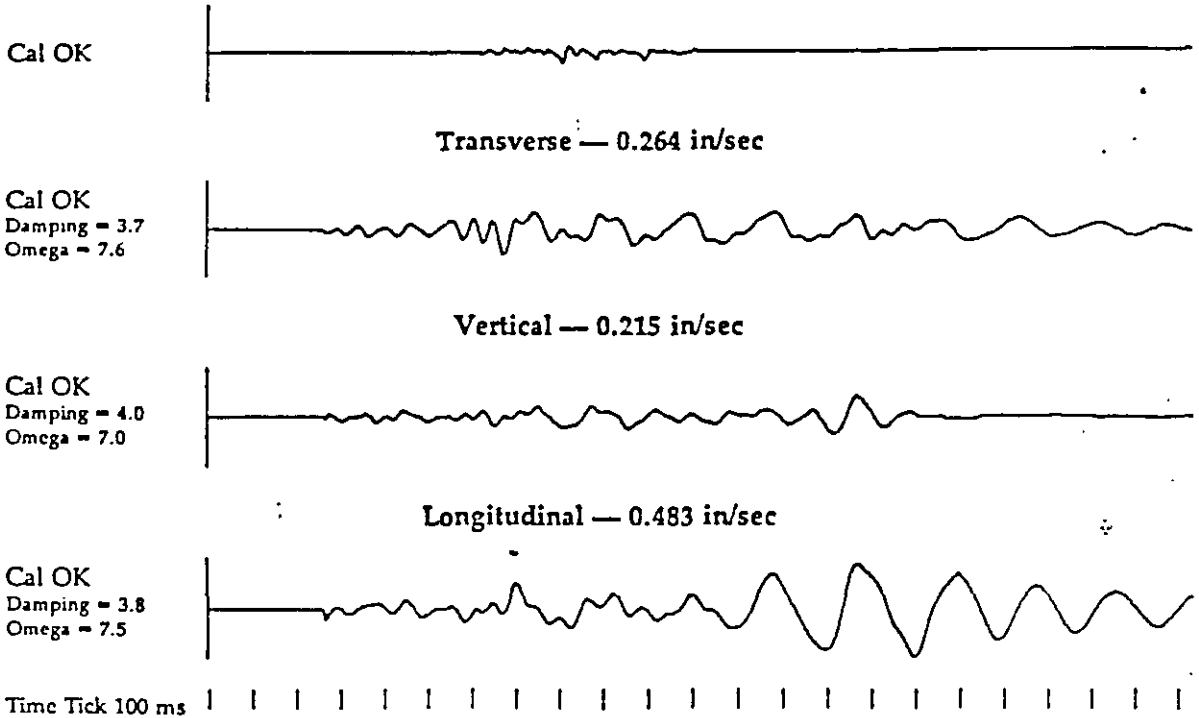
TOLL FREE USA 800-233-6181 TOLL FREE PA 800-582-6374
CONSULTANTS TO THE MINING, QUARRYING, CONSTRUCTION AND EXPLOSIVE USING INDUSTRIES

vibra-tech engineers, inc.

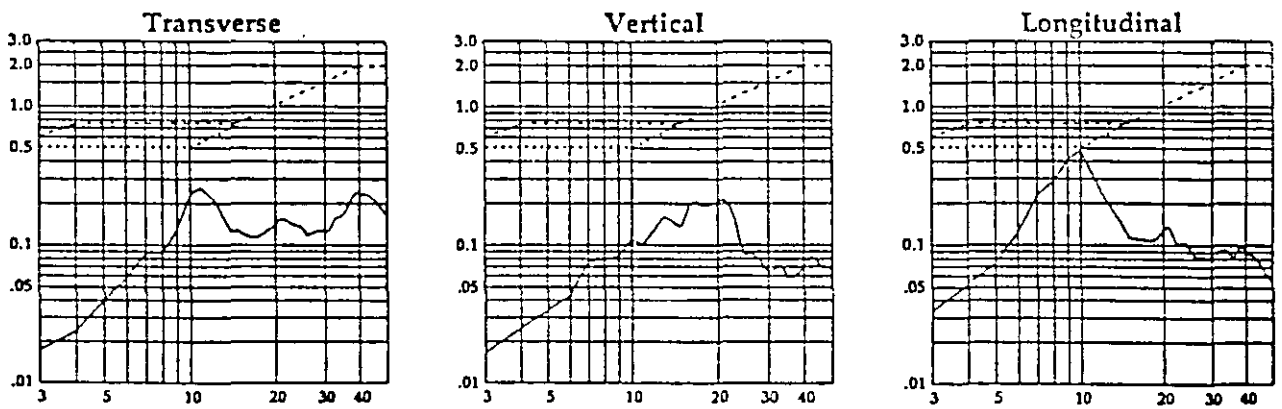
Hazleton, PA	(717) 455-5861	Frederick, MD	(301) 696-0596	Chicago, IL	(312) 437-0380
Pittsburgh, PA	(412) 366-2773	Peekskill, NY	(914) 297-6305	Budd Lake, NJ	(201) 691-4858
Philadelphia, PA	(215) 370-1112	San Marcos, TX	(512) 353-8069	Oceanside, CA	(619) 431-1707
Abington, PA	(215) 572-8072	Denver, CO	(303) 429-1996	Birmingham, AL	(205) 942-8531
Atlanta, GA	(404) 972-8775	Charlotte, NC	(704) 568-5561	South Windsor, CT	(203) 644-8753
Delran, NJ	(609) 461-5166	Charleston, WV	(304) 757-7659	Haverhill, MA	(508) 373-2231
St. Louis, MO	(314) 837-7182	Longueuil, Quebec	(514) 679-2400		
Ft. Lauderdale, FL	(305) 437-0300	Louisville, KY	(502) 491-7201		

RSVP Showing Bad Vibration

Airblast — 120.7 dB = 0.003249 psi



Response Spectra



Particle Velocity (in/sec) vs Frequency (Hertz)

The nondamage probabilities are: 1 story = 99.5, 1-1/2 story = 99.1, 2 story = 97.5

vibra-tech engineers, inc.

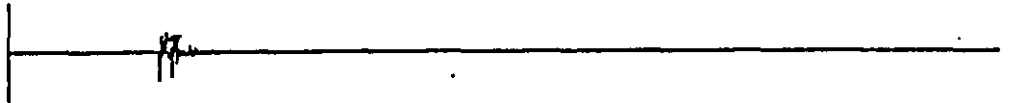
035003280506 099099098 005001017051 6019a259b06



RSVP Showing Good Vibration

Airblast — 136.6 dB = 0.019637 psi

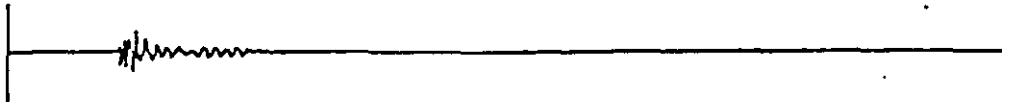
Cal OK



Transverse — 0.234 in/sec

Cal OK

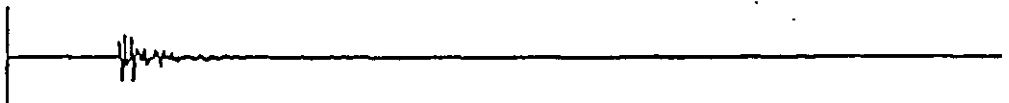
Damping = 3.5
Omega = 6.9



Vertical — 0.254 in/sec

Cal OK

Damping = 3.6
Omega = 7.8



Longitudinal — 0.317 in/sec

Cal OK

Damping = 3.8
Omega = 7.3

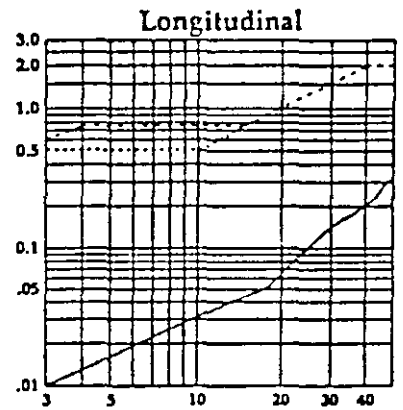
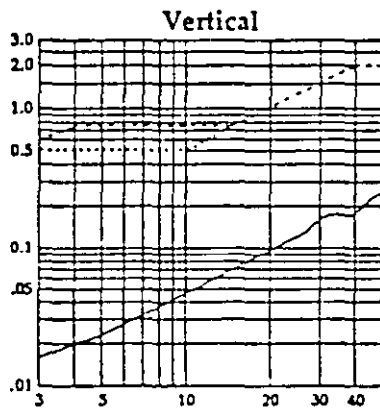
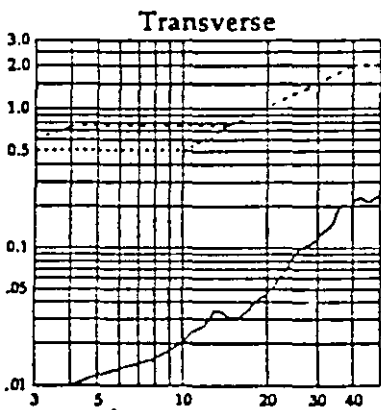


Time Tick 100 ms



Peak Vector Sum = 0.337

Response Spectra



Particle Velocity (in/sec) vs Frequency (Hertz)

These values satisfy variable particle velocity vs. frequency limits recommended by USBM RI 8507.

vibra-tech engineers, inc.



017601080235 100100100 006002032034 6099c125A07

ing rock. These factors are not controlled by any single property of the explosive, but the total energy content is a very useful characteristic by which to rate explosives relative to one another. Table I shows this figure for some explosives. This table also has a column showing characteristic impedance. This is density times velocity of detonation, and its use is discussed later when we discuss the impedance of rocks.

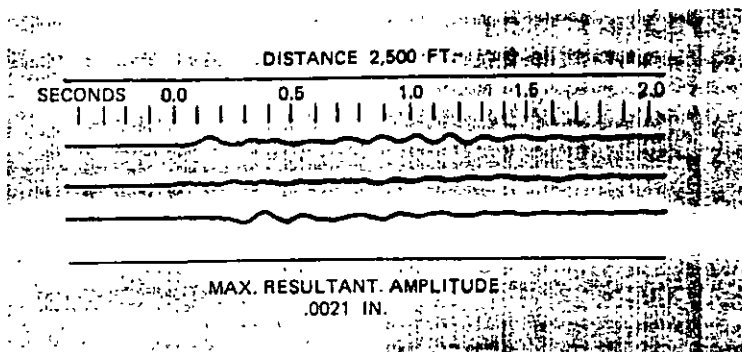
Table I
MEASURED ENERGIES

Explosive	Specific Gravity	Shock Energy	Bubble Energy	Total Energy Weight Basis	Total Energy Volume Basis	Detonation Velocity	Characteristic Impedance
	g./cc.	Ft.-lb. x 10 ³ Lb.	Ft.-lb. x 10 ³ Lb.	Ft.-lb. x 10 ³ Lb.	Ft.-lb. Ft. ³	Ft. Per Sec. 5-in. Diameter	Lb.-sec. In ²
Ammonium-Nitrate Fuel Oil (AN/FO)	0.80	0.55	0.53	1.08	54	12,500	11
Gelamite TM 1	1.28	0.46	0.45	0.91	75	17,700	25
50% NG Dynamite	1.3	0.62	0.61	1.23	103	18,000	26
40% Extra Dynamite	1.3	0.44	0.48	0.92	75	15,800	23
60% Extra Dynamite	1.24	0.48	0.51	0.99	77	17,350	24
Pentolite	1.55	0.56	0.55	1.11	107	24,000	42

When the density of an explosive is relatively high, its grains are closely packed in contact with one another and the shock front of detonation is communicated from grain to grain more efficiently than if the grains are loosely packed to give lower density. The effect of this is shown in Table I, where velocity of detonation is directly related to density (expressed as specific gravity). High velocity of detonation is important in breaking many rocks.

In the blasting of rock, breakage is directly related to the amount of energy transferred from the explosive to the rock. U. S. Bureau of Mines investigators¹⁷ found that within the range of their experiments the amount of energy transferred to a given rock was a linear function of the characteristic impedance of the explosive (see Table I). They concluded that "explosives that had the larger characteristic impedance, or impedance more

Figure 9 Record, with delays



Rock Characteristics

When explosives are used to break rock, joints often control the pattern of rupture. There have been places where, in spite of hole layout and explosive distribution, breakage has been poor due to its following the pre-blast joint planes. Also, if the dominant joints in a blasting face are steeply inclined, there is a hazard of slides of rock masses bounded by joints and loosened by blasting.

There are two other characteristics of rocks that are important in determining their response to an explosive. These are *elasticity* and *characteristic impedance*.

Elasticity is qualitatively indicated by hardness — the harder, the more elastic. It is measured by the speed, v ,

Table II
COMPRESSIONAL WAVE SPEEDS AND
CHARACTERISTIC IMPEDANCE
FOR CERTAIN ROCKS

Rock	Velocity of Compressional Waves ft./sec.	Characteristic Impedance lb.-sec./in. ²
Granite	18,200	54
Marlstone*	11,500	27
Sandstone	10,600	26
Chalk†	9,100	22
Shale	6,400	15

* A hardened mixture of clay material and calcium carbonate normally containing 25 to 75% clay. A type of limestone.

† A very soft limestone.

nearly matching the characteristic impedance of the rock, transferred more energy to the rock."

In this connection, the method of packing explosives into boreholes becomes a factor, since the impedance of both rock and explosive is of the order of 10,000 times that of air and 1,000 times that of water. This very large contrast in impedance causes serious energy losses if there is air or water between the explosive and the rock surrounding the hole.

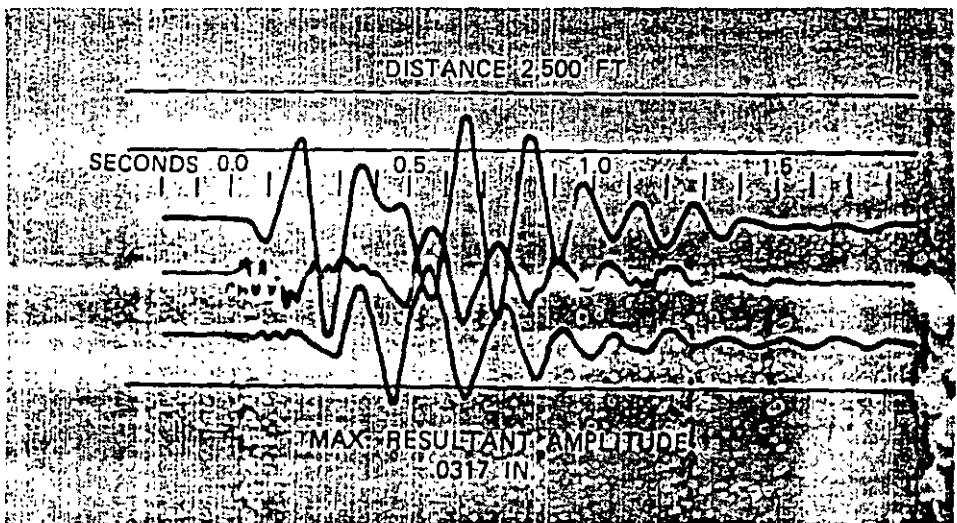
Delay Caps

Short-period delay caps have been used successfully to reduce vibrations from blasting. Delay detonation separates the pressure fronts and the bundles of energy which they deliver to the rock, so that breaking the rock is done as a series of events that are closely spaced but independent.

Practical result of this technique has been to improve fragmentation and to reduce appreciably the amount of leftover energy that is carried by vibrations to surrounding territory. The greatest amount of energy that reaches surrounding ground and buildings from a delay blast is related to that released by the most explosive on any one of the delay intervals.

Figures 8 and 9 show the effect of millisecond delay firing in reducing elastic waves recorded at a distance of 2,500 ft. from blasts of approximately the same size at one quarry.

Figure 8 Record, no delays



NILIO CONSULT AB

Distance m	Charge in kg (instantaneous detonation)						
	Group: A	B	C	D	E	F	G
0.5	Level: (0.008)	(0.015)	(0.03)	(0.06)	(0.12)	(0.25)	(0.50)
1	0.008	0.015	0.03	0.06	0.12	0.25	0.50
2	0.025	0.05	0.09	0.2	0.4	0.7	1.4
3	0.040	0.08	0.16	0.33	0.65	1.3	2.6
4	0.06	0.12	0.25	0.5	1.0	2.0	4.0
5	0.09	0.18	0.36	0.73	1.4	2.8	5.6
6	0.12	0.23	0.47	0.95	1.9	3.8	7.2
7	0.14	0.27	0.57	1.15	2.3	4.6	9.2
8	0.18	0.36	0.72	1.45	2.9	5.8	11.6
9	0.2	0.42	0.85	1.70	3.4	6.8	13.6
10	0.25	0.5	1.0	2.0	4.0	8.0	16.0
12	0.3	0.6	1.3	2.5	5.2	10.5	21
14	0.4	0.8	1.6	3.2	6.4	13.0	26
16	0.5	1.0	2.0	3.9	7.8	15.5	31
18	0.6	1.2	2.4	4.7	9.4	19	38
20	0.7	1.4	2.8	5.6	11	22	44
	1.0	2.0	4.0	8.0	16	32	64
30	1.3	2.6	5.2	10.4	21	42	84
35	1.6	3.2	6.5	13	26	52	104
40	2.0	4.0	8.0	16	32	64	128
45	2.4	4.8	9.5	19	38	76	152
50	2.8	5.5	11	22	44	88	176
55	3.3	6.5	13	26	52	104	208
60	3.8	7.5	15	30	60	120	240
65	4.3	8.5	17	34	68	136	272
70	4.8	9.5	19	38	76	152	304
75	5.3	10.5	21	42	84	168	336
80	5.8	11.5	23	46	92	184	368
85	6.4	12.8	25.5	51	102	204	408
90	7.0	14.0	28	56	112	224	448
95	7.6	15.2	30	61	122	244	488
100	8.5	16.5	33	66	132	264	528
110	9.3	18.5	37	74	148	296	592
120	10.5	21.0	42	84	168	336	672
130	11.7	23.5	47	94	188	376	752
140	13.2	26.3	52.5	105	210	420	840
150	14.5	29.0	58	116	232	464	928
160	16.0	32.0	64	128	256	512	1024
170	17.5	35.0	70	140	280	560	1120
180	19.0	38.3	76.5	153	306	612	1224
190	20.7	41.5	83	166	332	664	1328
200	22.5	45.0	90	180	360	720	1440

The groups A - G depend on the permissible ground vibration for the building, installation etc.

C is the normal group.

Handwritten note: 7.5 5 cm/s²

Distance	A	B	C	D	E	F	G
	Charge in kg (instantaneous detonation)						
m	Level: 0.008	0.015	0.03	0.06	0.12	0.25	0.50
50	2.8	5.5	11	22	44	88	176
55	3.3	6.5	13	26	52	104	208
60	3.8	7.5	15	30	60	120	240
65	4.3	8.5	17	34	68	136	272
70	4.8	9.5	19	38	76	152	304
75	5.3	10.5	21	42	84	168	336
80	5.8	11.5	23	46	92	184	368
85	6.4	12.8	25.5	51	102	204	408
90	7.0	14.0	28	56	112	224	448
95	7.6	15.2	30	61	122	244	488
100	8.5	16.5	33	66	132	264	528
110	9.3	18.5	37	74	148	296	592
120	10.5	21.0	42	84	168	336	672
130	11.7	23.5	47	94	188	376	752
140	13.2	26.3	52.5	105	210	420	840
150	14.5	29.0	58	116	232	464	928
160	16.0	32.0	64	128	256	512	1024
170	17.5	35.0	70	140	280	560	1120
180	19.0	38.3	76.5	153	306	612	1224
190	20.7	41.5	83	166	332	664	1328
200	22.5	45.0	90	180	360	720	1440

The levels in the following table are calculated to give the following ground vibrations.

Level	Vibration velocity
Q R	mm sec.
0.008	35
0.015	50
0.03	70
0.06	100
0.12	150
<u>0.24</u>	<u>225</u>
0.50	300

In the case of cautious blasting the firing pattern must be made up so that the instantaneously detonating charge is as small as possible

If milli-second initiation is used ground vibrations can be spread throughout the rock. The distribution of firing within the same delay number is very important.

When planning blasting where ground vibration problems occur, it is important to be aware of the relationship between distance charging and ground vibrations. Langefors relationship for various charging levels has been used:

$$\underline{\text{Level}} = \frac{Q}{R^{3.2}}$$

Q = instantaneously detonating charge in kg

R = distance in m

The vibration velocity can be calculated from the relationship:

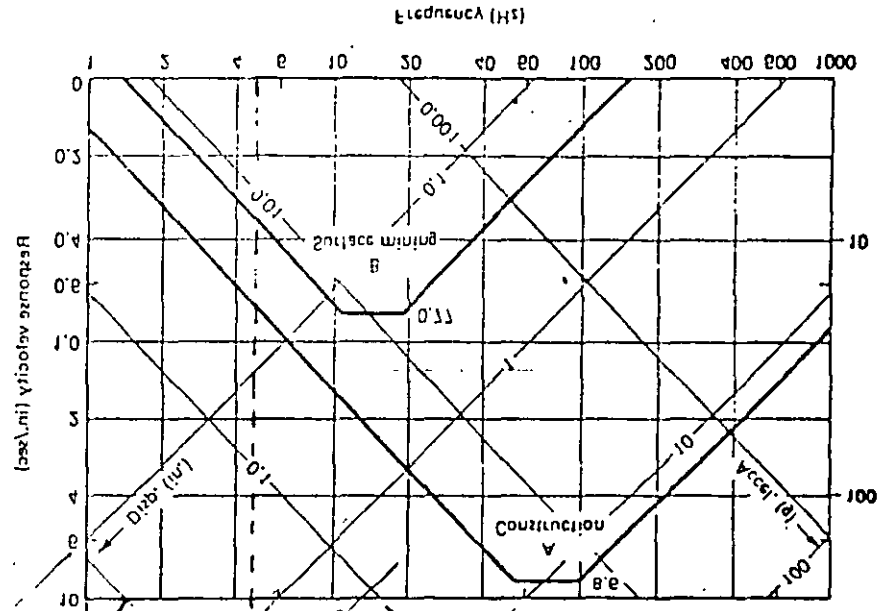
$$v = k \sqrt{\frac{Q}{R^{3.2}}}$$

where v = vibration velocity in mm sec

k = constant: (approx 400 for hard rock)

The above-mentioned relationship can be used to set up simple tables which can serve as basic material when planning blasting

Distance		Charge in kg (instantaneous detonation)						
m	Level	0.008	0.015	0.03	0.06	0.12	0.25	0.50
0.5					0.02	0.04	0.08	0.16
1	0.008	0.015	0.03	0.06	0.12	0.25	0.50	
2	0.025	0.05	0.09	0.2	0.4	0.7	1.4	
3	0.040	0.08	0.16	0.33	0.65	1.3	2.6	
4	0.06	0.12	0.25	0.5	1.0	2.0	4.0	
5	0.09	0.18	0.36	0.73	1.4	2.8	5.6	
6	0.12	0.23	0.47	0.95	1.9	3.8	7.2	
7	0.14	0.27	0.57	1.15	2.3	4.6	9.2	
<u>8</u>	0.18	0.36	0.72	1.45	2.9	<u>5.8</u>	11.6	
9	0.2	0.42	0.85	1.70	3.4	<u>6.8</u>	13.6	
10	0.25	0.5	1.0	2.0	4.0	8.0	16.0	
12	0.3	0.6	1.3	2.5	5.2	10.5	21	
14	0.4	0.8	1.6	3.2	6.4	13.0	26	
16	0.5	1.0	2.0	3.9	7.8	15.5	31	
18	0.6	1.2	2.4	4.7	9.4	19	38	
20	0.7	1.4	2.8	5.6	11	22	44	
25	1.0	2.0	4.0	8.0	16	32	64	
30	1.3	2.6	5.2	10.4	21	42	84	
35	1.6	3.2	6.5	13	26	52	104	
40	2.0	4.0	8.0	16	32	64	128	
45	2.4	4.8	9.5	19	38	76	152	



represented by curve B are dominated by lower frequencies (typical of surface motion) and by high-frequency motions (typical of construction situations). Motion represented by curve A are likely to be dominated by peak ground motions (typical of construction situations).

The peak ground motions represented by curve A are likely to be dominated by peak ground motions (typical of construction situations). Motion represented by curve B are dominated by lower frequencies (typical of surface motion) and by high-frequency motions (typical of construction situations).

Ground motion curve A in Figure 6-2 is that expected for a 2.5 m (8.2 ft) peak ground acceleration and is included as Figure 2-2.

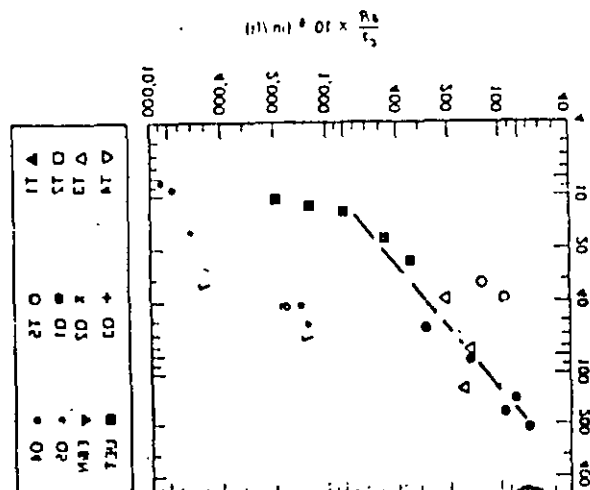
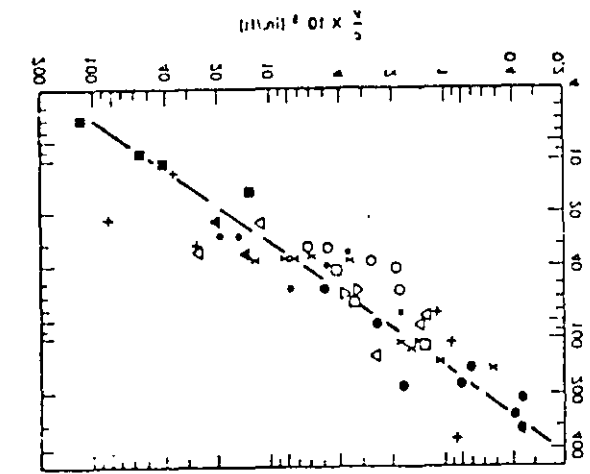
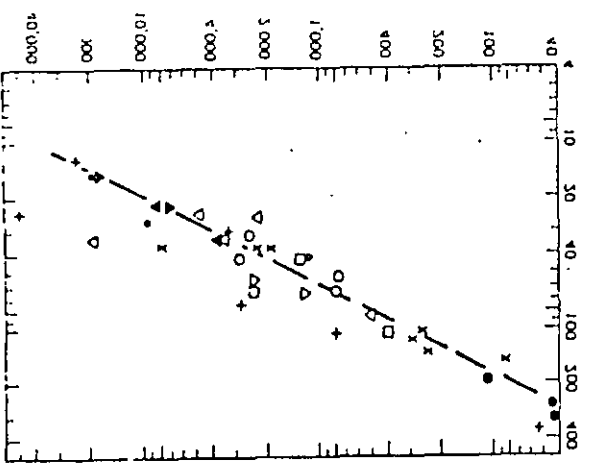
As described in Chapter 2, important factor is construction such that typical design situations is shown in Figure 6-2.

PREDICTION OF PRINCIPAL FREQUENCIES

most slowly decay most rapidly with scaled distance and the peak displacement decay with acceleration decays at a rate proportional to $1/\sqrt{R}$. Thus the peak acceleration

Prediction of Principal Frequencies

Various scaled tables (From Dowrick, 1971)
 Figure 6-1 Scaled measurements of major ground displacement velocity and acceleration



▲ 14	+	■
△ 13	x	▲
○ 13	•	●
○ 11	○	●

12

17

acceleration decays at a rate proportional to $1/R^{1.84}$. Thus the peak accelerations decay most rapidly with scaled distance and the peak displacements decay the most slowly.

PREDICTION OF PRINCIPAL FREQUENCIES

A plot of the estimated peak ground motions, u_{max} , \dot{u}_{max} , and \ddot{u}_{max} , on tripartite paper defines the expected dominant frequency, w . Such a construction for two typical blasting situations is shown in Figure 6-2.

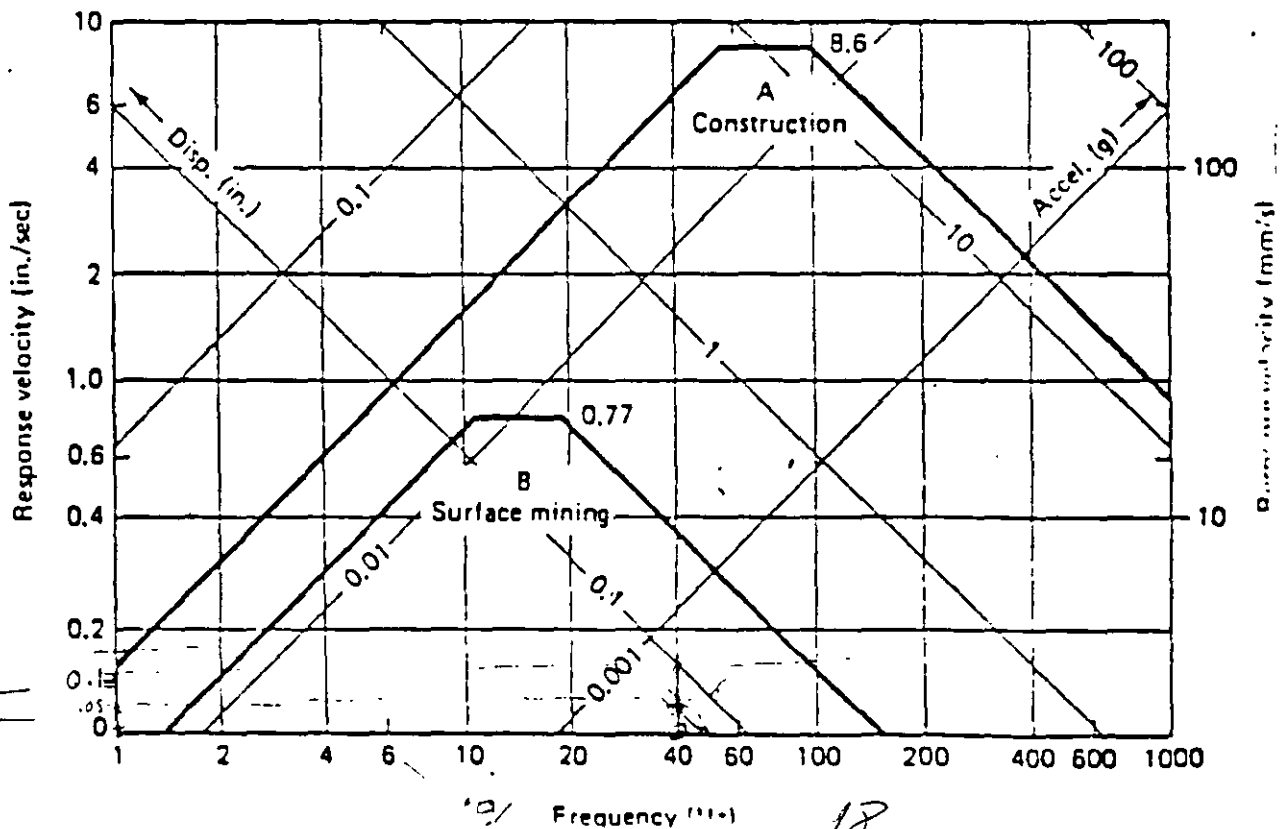
As described in Chapter 5, tripartite paper is constructed such that

$$\dot{u}_{max} = u_{max} (2\pi w) \quad \text{and} \quad \ddot{u}_{max} = \dot{u}_{max} (2\pi w) \quad \text{or} \quad u_{max} (2\pi w)^2$$

and sinusoidal motion will plot as an upside-down V at the dominant input frequency w . This special graph paper is especially useful with response spectra and is included as Figure 5-6.

Ground motion curve A in Figure 6-2 is that expected 7.6 m (25 ft) away from a 11.4-kg/delay (25-lb/delay) blast in rock ($c = 3050 \text{ m/s} = 10,000 \text{ ft/sec}$). Curve B is that expected for peak ground motions 152 m (500 ft) from a 680-kg/delay (1500-lb/delay) blast in a slightly more dense rock ($c = 3600 \text{ m/s} = 12,000 \text{ ft/sec}$).

The peak ground motions represented by curve A are likely to be dominated by high-frequency motions typical of construction situations. Motions represented by curve B are dominated by lower frequencies typical of surface



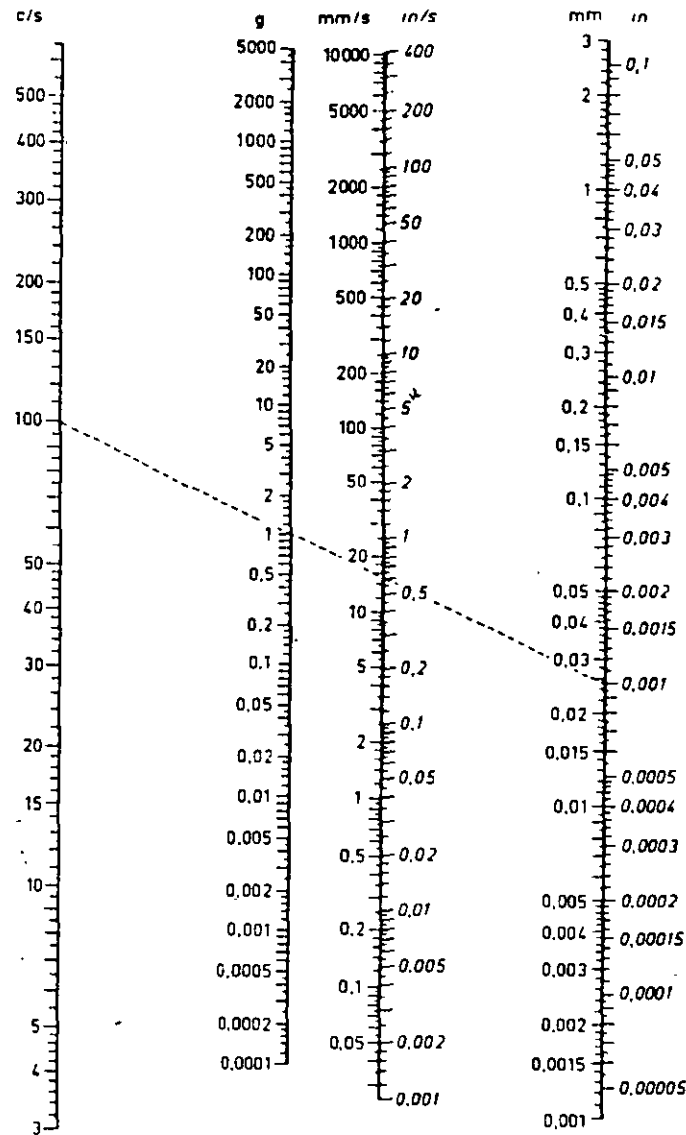


FIG. 9.9

Abaco para la relación entre la frecuencia (f), aceleración (a), velocidad de vibración (v) y amplitud (A). Ejemplo: $f = 100$ c/s, $A = 0.025$ mm. La velocidad de vibración está alrededor de $v = 15$ mm/s y la aceleración es $a = 1$ g.

una de retardo, y no de micro-retardo, pueden distinguirse inmediatamente los diferentes números del retardo e indicar entonces separadamente cada uno, si los valores tienen interés; especialmente si a y v toman valores altos. Aun para una sola carga pueden necesitarse varias indicaciones ya que la vibración contiene diferentes frecuencias; cada una es valorada entonces separadamente y se incluye en el informe si los valores correspondientes a y v (o v/c) se consideran grandes ($c =$ velocidad de propagación).

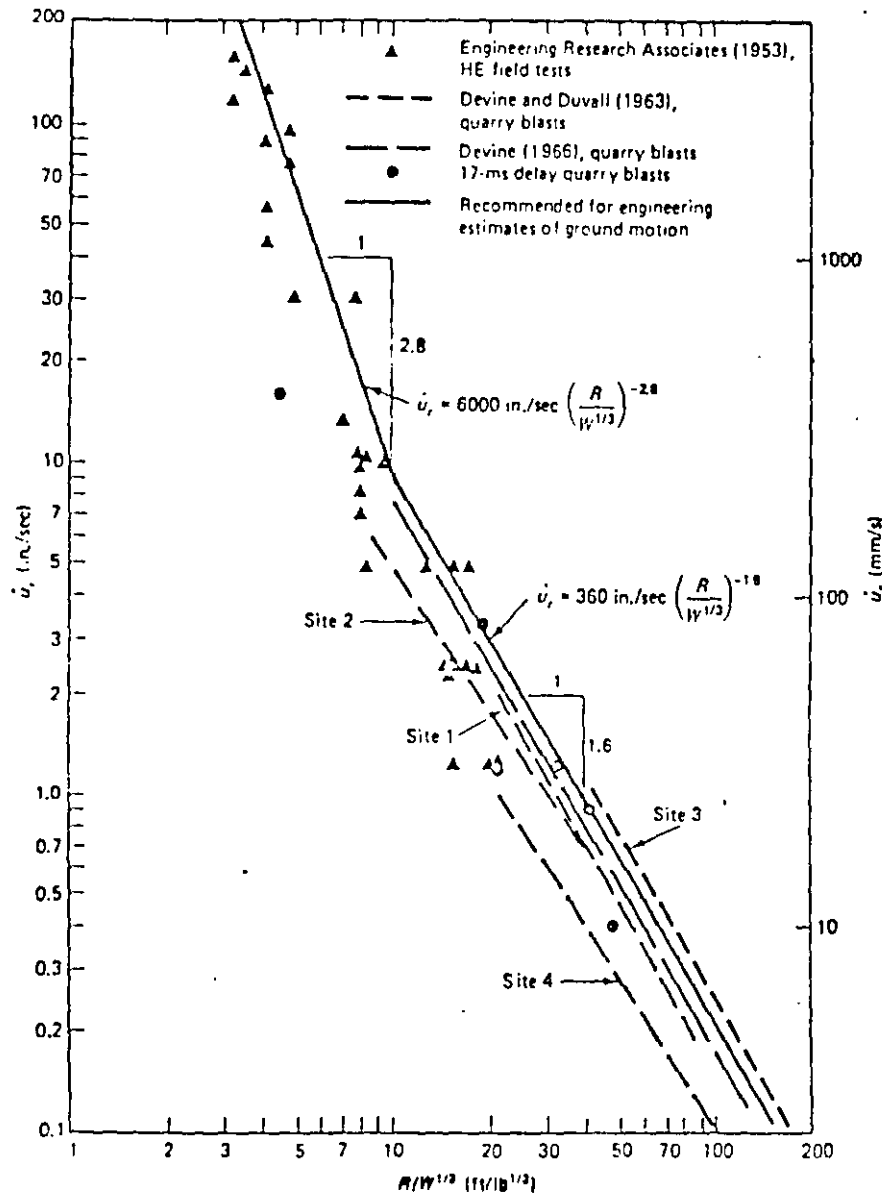


Figure 3-1 Maximum radial particle velocity versus cube root scaled distance. (From N. R. Ambraseys and A. J. Hendron, "Dynamic Behavior of Rock Masses," in *Rock Mechanics in Engineering Practice* (K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz, Eds.), copyright 1968 by John Wiley & Sons, Ltd. Reprinted by permission.)

velocities of body waves will decay at a rate proportional to $(1/R)^n$, where $n = 2$ near the disturbance and 1 at greater distances. Surface waves such as Rayleigh wave decay with an n of $\frac{1}{2}$. The data in Figure 3-1 indicate that the n values decay proportionally to $1/R^{2.8}$ close to the disturbance and $1/R^{1.8}$ at increasing distances when W is held constant.

IMPLICATIONS OF CUBE ROOT SCALING

In Table 3-1, u , \dot{u} , and \ddot{u} are listed as dependent variables. Not only are they dependent on the independent variables but they are dependent on each other as well since they are integrals or differentials of each other. This interdependence can readily be seen if one considers the three dimensionless parameters containing u , \dot{u} , and \ddot{u} : u/R , \dot{u}/c , and \ddot{u}/c^2 . These parameters can be combined to eliminate R and c . The resulting dimensionless parameter, $\dot{u}^2/\ddot{u}u$, indicates that for any set of scaled relationships the product of u and \ddot{u} at any scaled range may be proportional to \dot{u}^2 .

The term $\dot{u}^2/\ddot{u}u$ will vary in accordance with the type of disturbance and the scaled distance. The two limits would be, on one hand, harmonic motion where $\dot{u}^2/\ddot{u}u$ is 1, and on the other hand, earthquake motion, for which $\dot{u}^2/\ddot{u}u$ is likely to be of the order of 0.5 to 0.1 because of the wider range of dominant frequencies. For the earthquake time history shown in Figure 2-7, $\dot{u}^2/\ddot{u}u$ was 0.18. At a slant distance of 63 miles from a nuclear blast ($R/W^{1/3} \approx 260$), $\dot{u}^2/\ddot{u}u$ was 0.23 (Orphal et al., 1970). As will be shown in the following section, $\dot{u}^2/\ddot{u}u$ for blast vibrations is approximately 0.5.

If the two dimensionless parameters tc/R and ft are combined to eliminate t , the resulting parameter is fR/c . This term leads to the supposition that if there is a unique relationship between fR/c and the scaled range, $R(\rho c^2)^{1/3}/W^{1/3}$, then at a constant scaled range the principal frequency of the ground motions should be proportional to seismic velocity. Higher frequencies observed with rock transmission than with soil lend support to this tendency.

Some variables cannot be accounted for by the dimensionless parameter described above. The two most important of these are the coupling of the released energy with the medium transmitting the earthwaves, and the type of wave. Coupling of the energy is dependent on the geometry of the embedment medium immediately adjacent to the explosive and to some extent the relative impedances of the explosive and the embedment medium. The burden, or distance between the explosive and a free surface, is the most important aspect of embedment geometry.

The type of wave is a function of absolute rather than scaled distance. As shown in Chapter 2, the special character of the surface wave allows it to decay more slowly than body waves. Therefore scaling relationships established for body waves may not be directly applicable to surface waves. Fortunately, this distinction is only important when distances are radically different.

SQUARE ROOT VERSUS CUBE ROOT SCALING

Square root scaling or plotting peak particle velocity as a function of the distance, R , divided by the square root of the charge weight, $R/W^{1/2}$, is more traditional than the cube root scaling derived in the preceding section. Both approaches are employed to compare field data and to predict the attenuation or decay of peak particle velocity. Square root scaling is based on the observation that the charge is distributed in a long cylinder (the blast hole). Therefore, per unit length of hole, if the density is constant, the diameter of the hole is proportional to the square root of the charge weight. Thus the ratio of $R/W^{1/2}$ is more or less the ratio between two lengths, the distance between the blast and a close-in transducer, R , and the radius of the blast hole that is proportional to $W^{1/2}$.

Engineering
 21

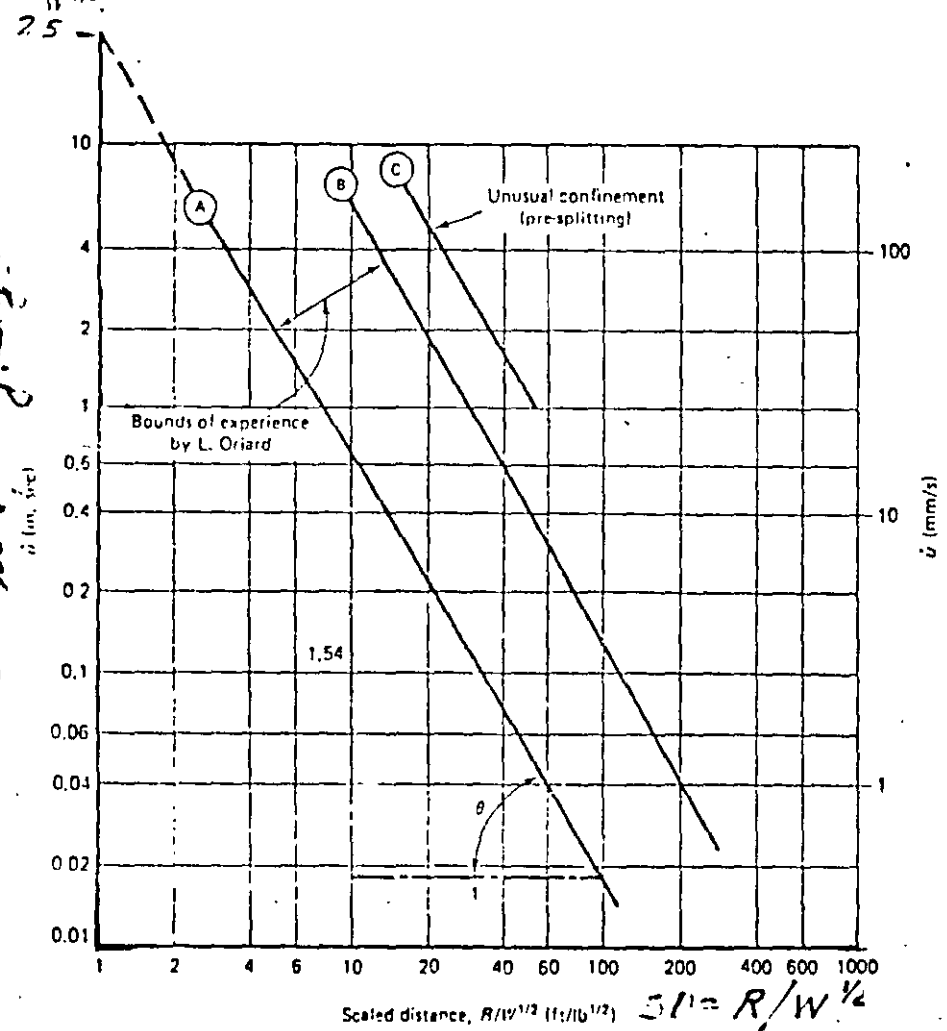


Figure 3-2 Maximum component particle velocity versus square root scaling and... (From Hendron and Oriard, 1972)

Square Root versus Cube Root Scaling

Several square root attenuation relationships employed in the United States are shown in Figure 3.2. For preliminary estimates the upper bound curve should be employed. Curves A and B reflect scatter which is typical of blasting operations. As discussed in Chapter 18, curve C should be used for presplitting, cratering, and beginning new bench levels.

Practical differences in the use of cube and square root attenuation relationships are illustrated in Figure 3.3. The relationships between distance and charge that produce 50 mm/s (2 ips) from cube and square root scaling relationships (Figure 3-1 and curve B of Figure 3-2, respectively) are shown in Figure 3.3.

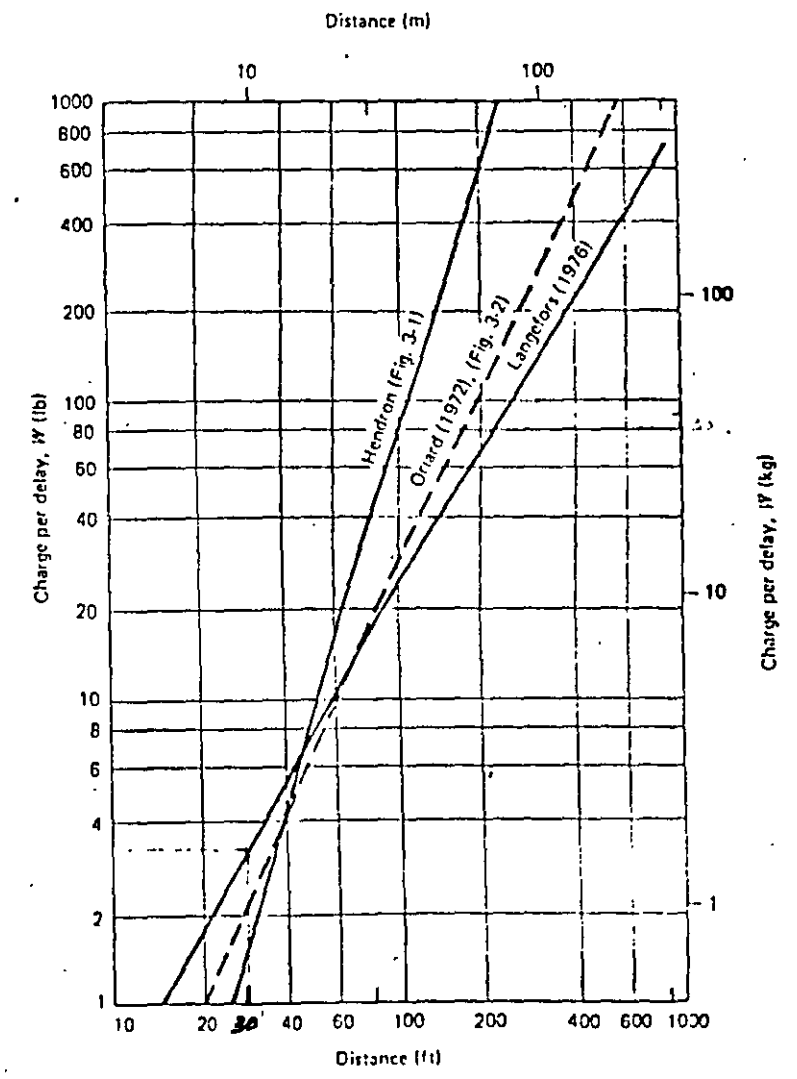
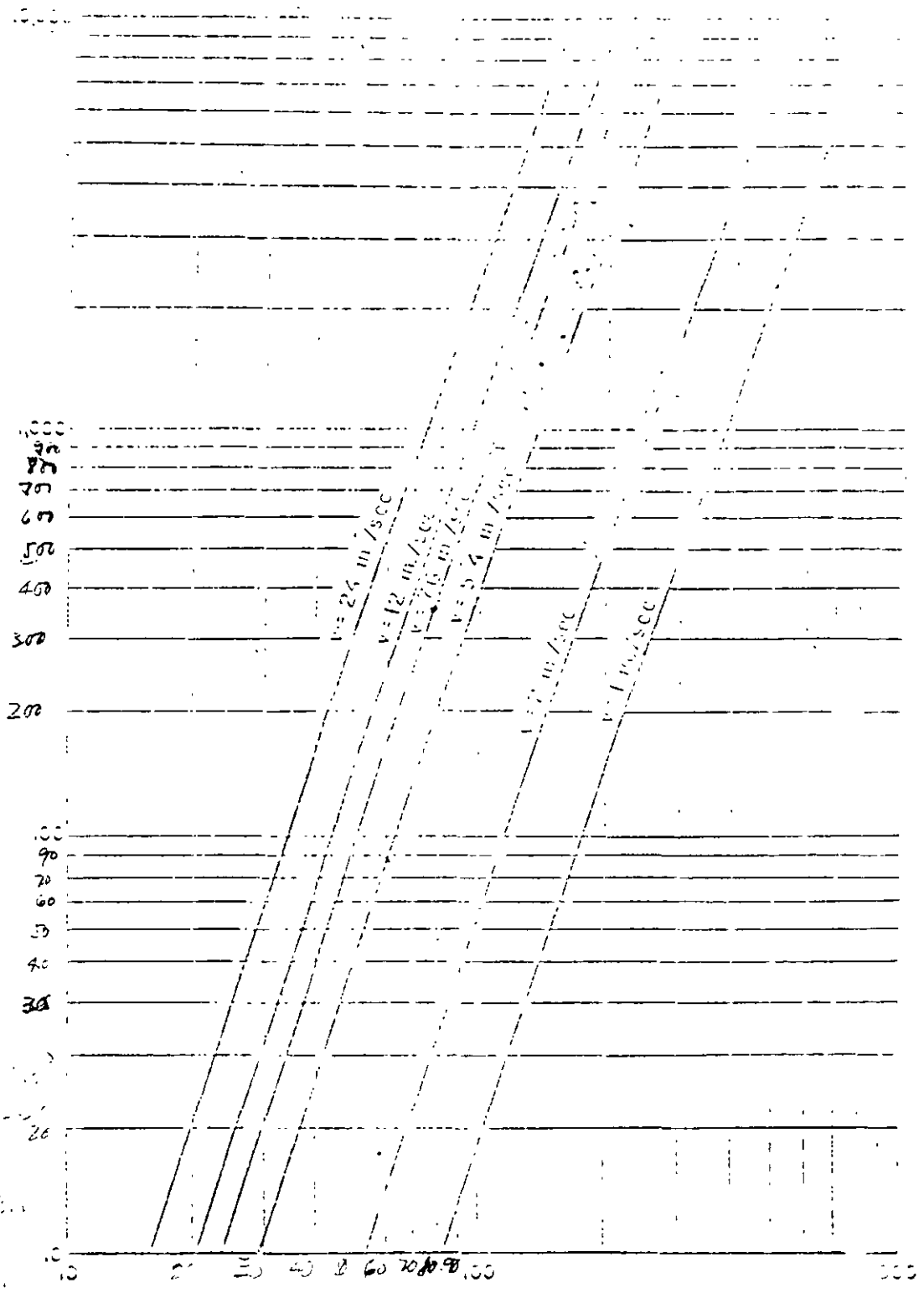
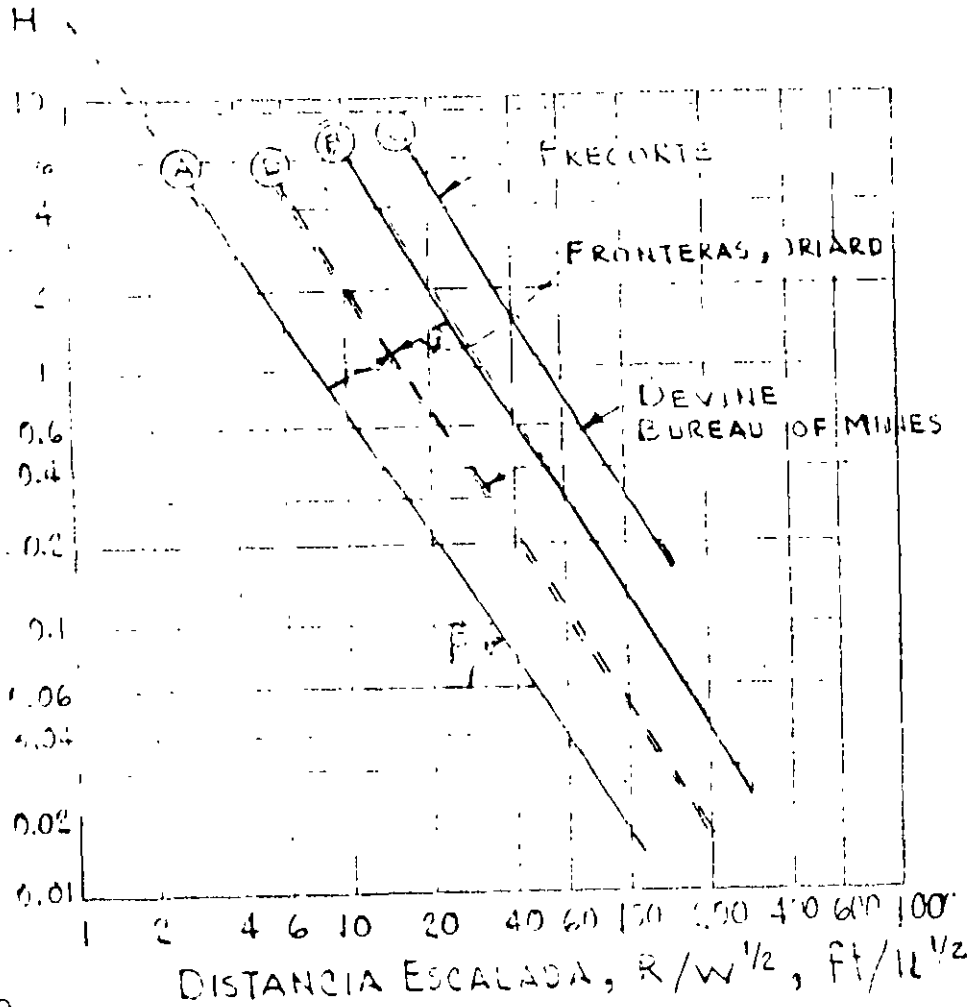


Figure 3.3 Three scaling techniques to predict 51 mm/s (2.0 ips) (From Hendron and Oriard, 1972)

Maximum Weight of Charge Per lb. V, lbs.



Distance from Blast, D, ft.



2
 W

$$\gamma = H \left(\frac{R}{W^{1/2}} \right)^{-1.75}$$

$$SD = \frac{R}{W^{1/2}} ; W = \left(\frac{R}{SD} \right)^2$$

MAXIMO PESO DE EXPLOSIVO POR RETARDO, W.L.B.

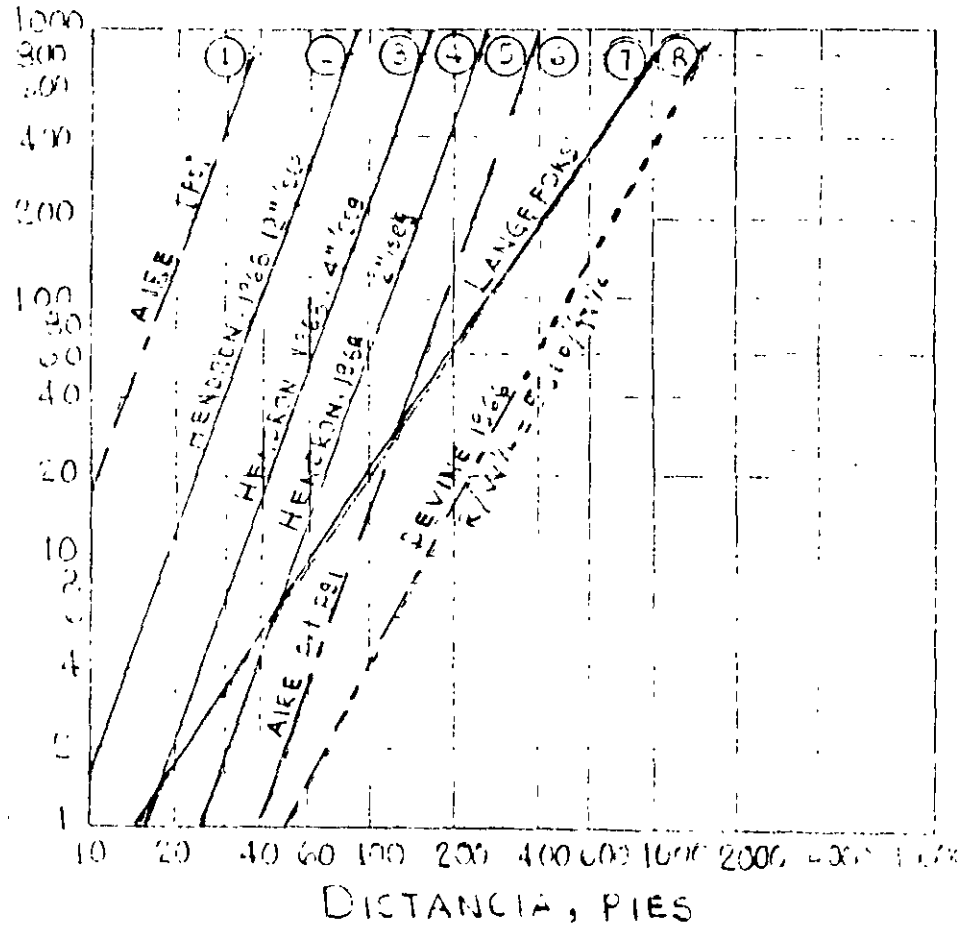


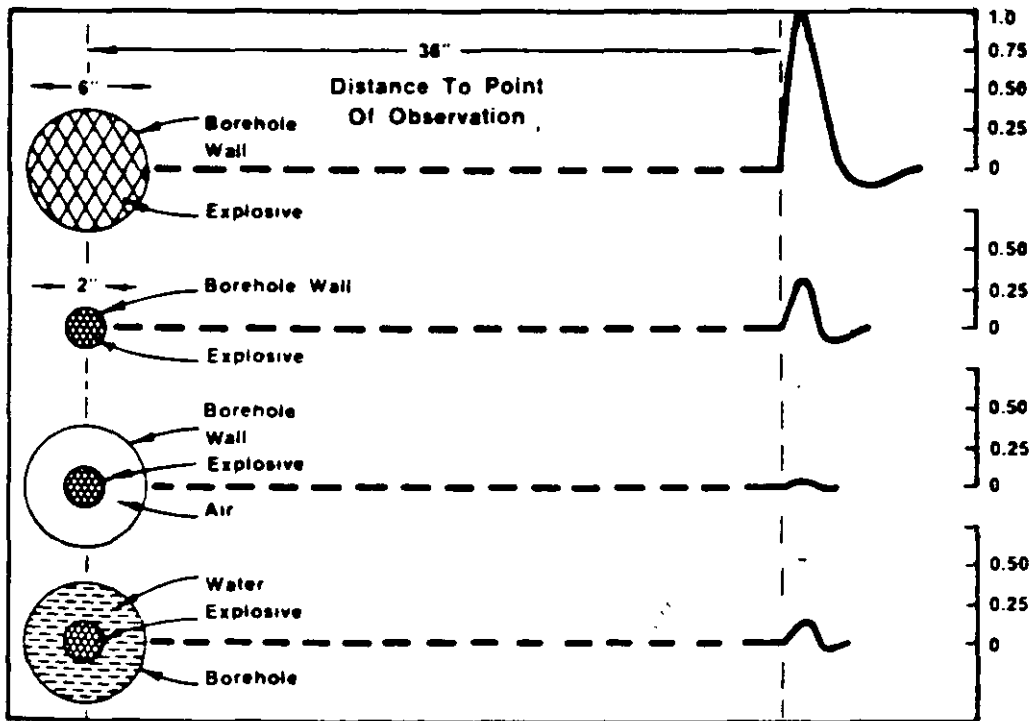
FIGURA DE AIEE

$$1.4 \times 10^4 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow p = 2.7 \times 10^4 \text{ kg/m}^3 = 0.1 \text{ g/cm}^3$$

or tensile strengths. Ideally, the borehole pressure should be somewhere between the compressive and tensile strength of the rock, so as to avoid extensive crushing at the borehole wall, yet provide enough pressure to extend a single predominant crack between any two perimeter holes in the control line of holes.

A good example of decoupling in air and water in relation to fully coupled holes is illustrated in Figure 11-23. (47) The pressure imparted in the rock mass at 36" away for the same explosive is shown for four conditions:

- i) a 6" diameter explosive in a 6" hole
- ii) a 2" diameter explosive in a 2" hole
- iii) a 2" diameter explosive in a 6" hole (air decoupled)
- iv) a 2" diameter explosive in a 6" hole (water decoupled)



**EFFECT OF AIR AND WATER DECOUPLING
VS FULLY COUPLED HOLES
FIGURE 11.23 (47)**

All measured stress levels are compared relative to the 6" diameter explosive in a 6" diameter hole. A number of important points are immediately evident. The greatest stress level was achieved with a fully coupled

explosive in a 6" diameter hole. The next highest stress level was achieved again, with a fully coupled explosive, even though the hole diameter was reduced three-fold to a 2" diameter. Water decoupling followed next and air decoupling produced the smallest stress level. Thus, an air decoupled charge is the most effective means of reducing borehole pressure and consequently the peak stress level within the rock mass

A reasonably reliable method of calculating the borehole pressure is with the following formula which takes into account two decoupling ratios.
(48) (49) (50)

$$P_b = 1.69 \times 10^{-3} \times \rho \times VOD^2 \times \left[\frac{\sqrt{c} \times d_e}{d_h} \right]^{2.6}$$

where:

P_b = Borehole pressure in PSI.

ρ = Density of explosive in g/cc

VOD = Velocity of detonation in ft/sec

c = Percentage of explosive column loaded expressed as a decimal

d_e = Explosive diameter (in.)

d_h = Hole diameter (in.)

This formula is best suited for explosives which contain no metallic elements or relatively small amounts, since the addition of energizing metals lowers the detonation velocity of the explosive and hence, the borehole pressure as calculated by this equation. Computer codes such as TIGER and EXPLODE are used to calculate borehole pressures from explosives containing metallic elements

6. REFERENCES

- 1) CHIAPPETTA, R.F., BORG, D.G. **Increasing Productivity Through Field Control and High-Speed Photography**, First International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, Sweden, Aug., 1983. pp 301-331
- 2) DAVIS, W.C. **High Explosives**, Los Alamos Science, 1983. pp. 48-52

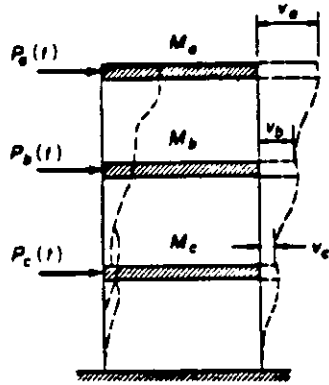


Figure 21 - Multidegree-of-Freedom System (Clough, 1970)

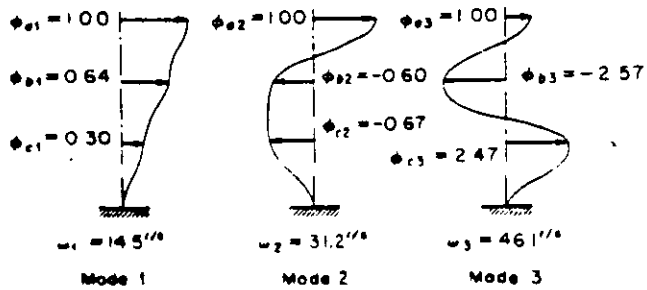
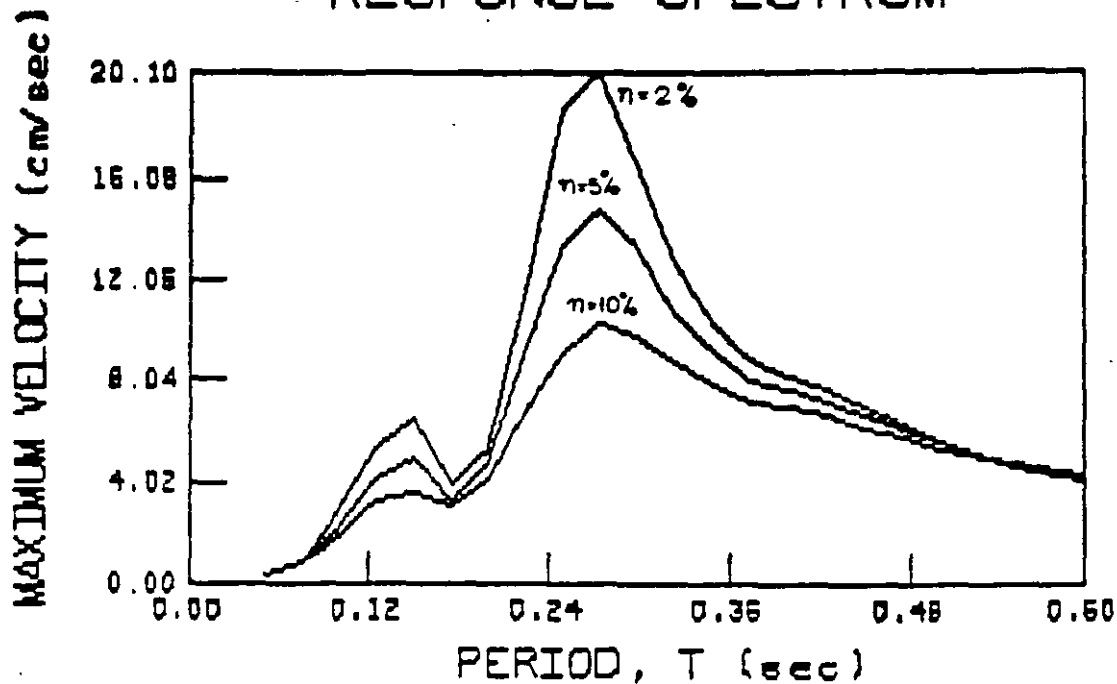


Figure 22 - Vibration Mode Shapes and Frequencies of Example Building (Clough, 1970)

RESPONSE SPECTRUM



RESPONSE SPECTRUM

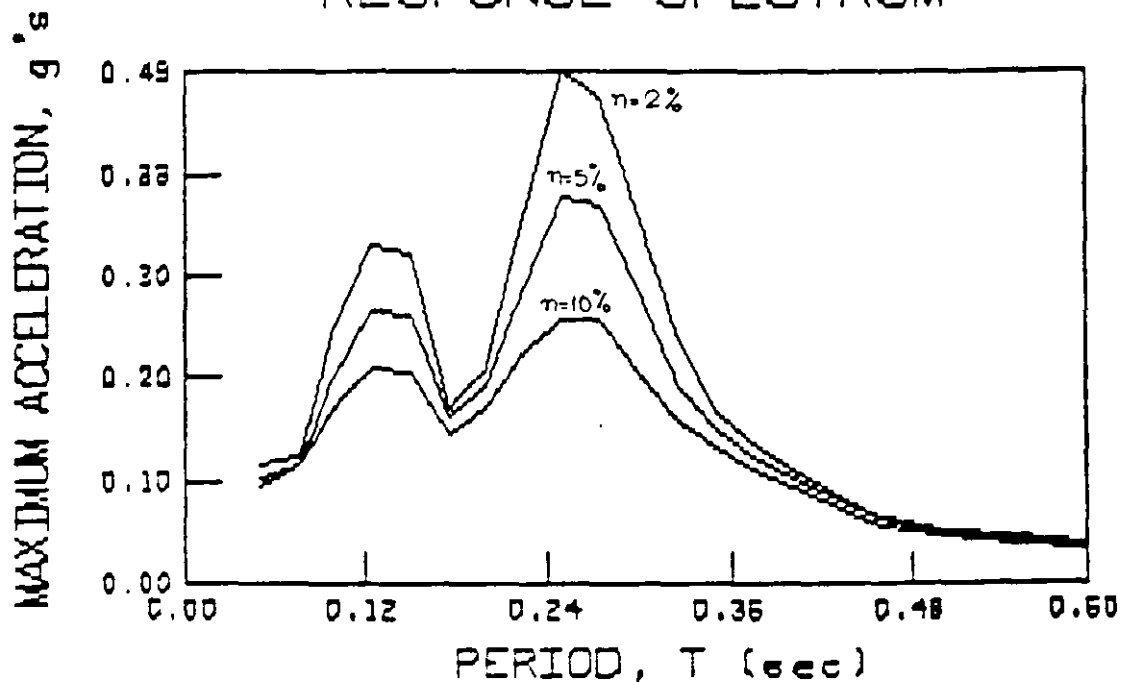
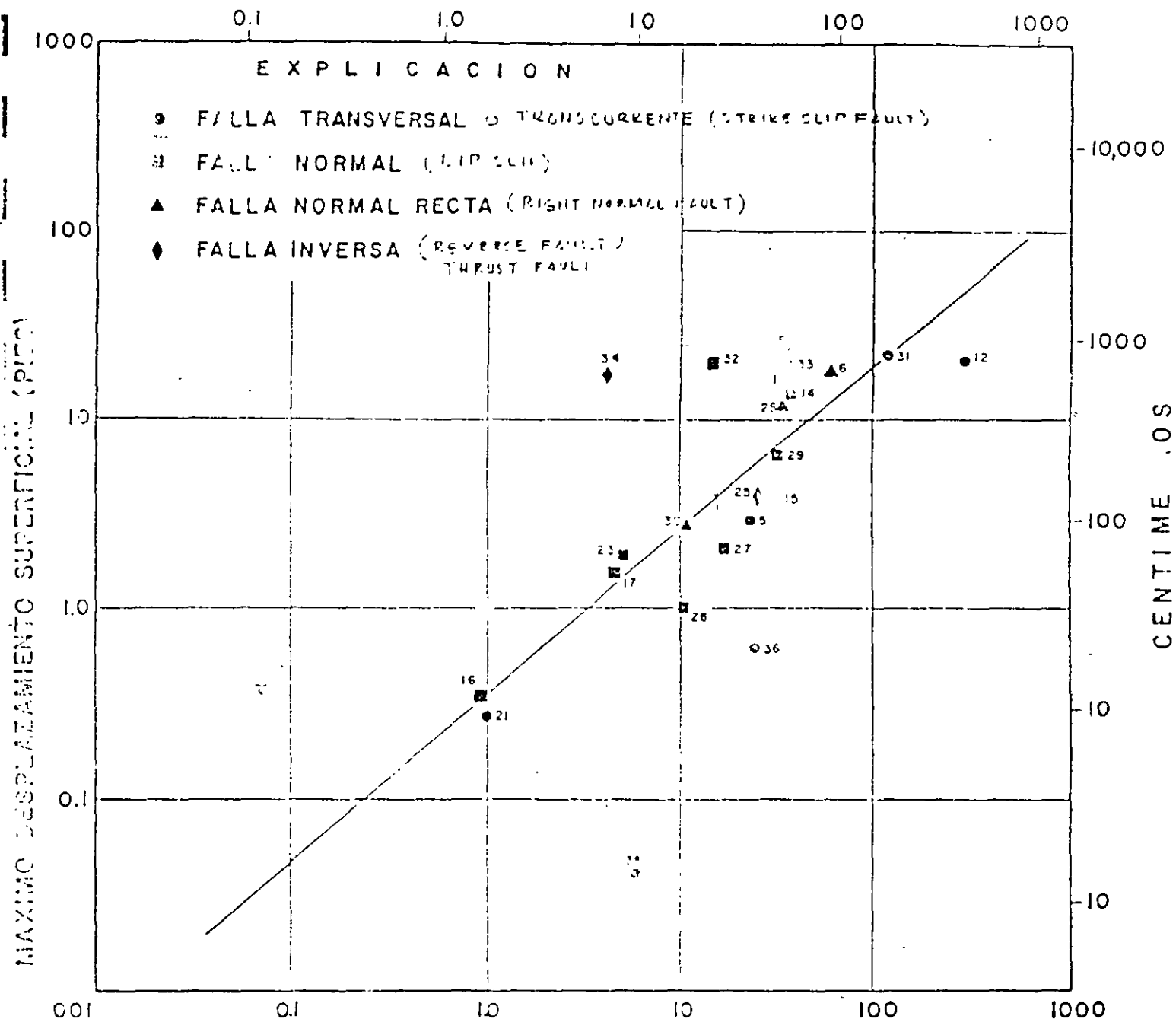


Figure 18

27

428

K I L O M E T R O S



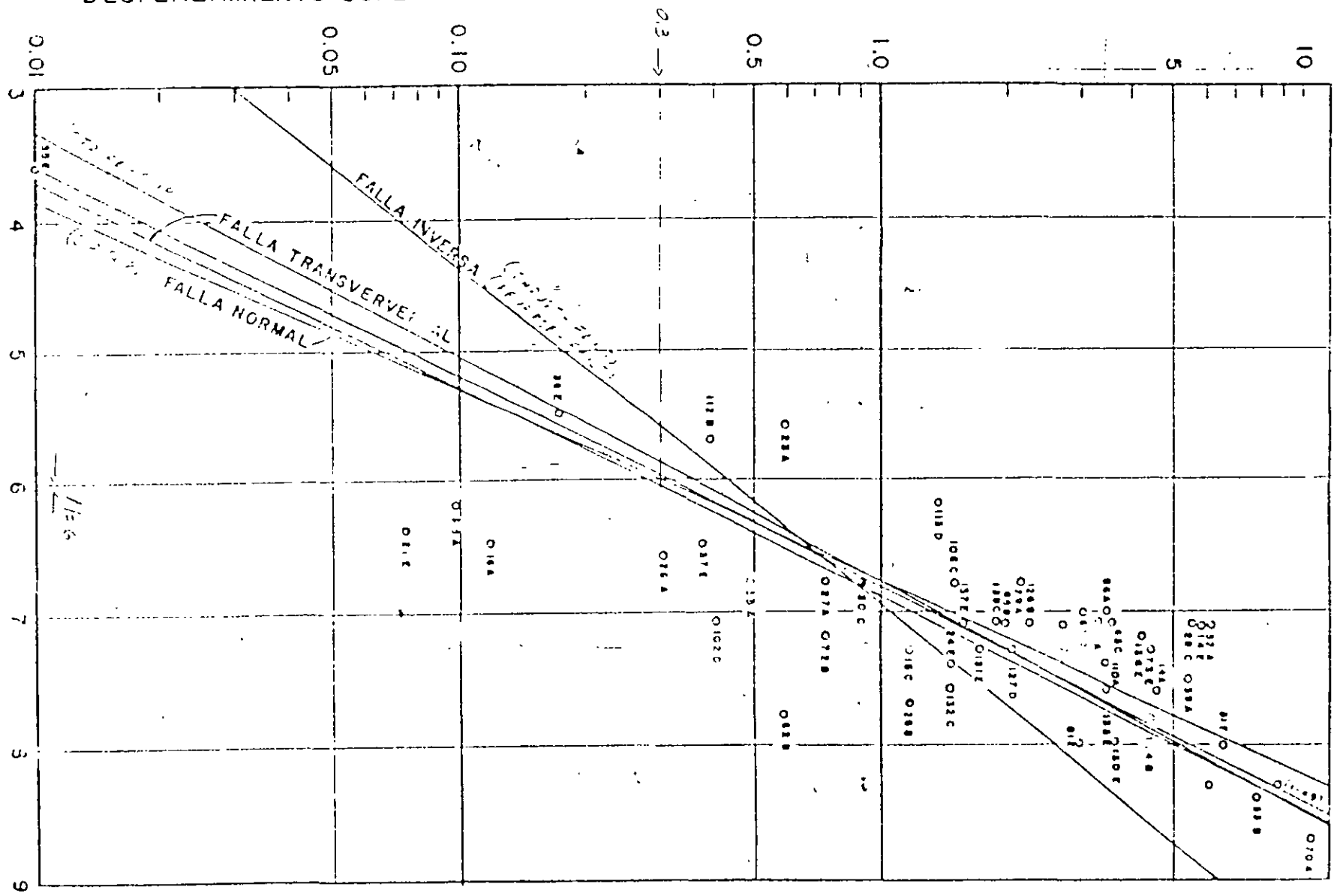
RELACION ENTRE EL MAXIMO DESPLAZAMIENTO SUPERFICIAL Y LA LONGITUD DE RUPTURA DE LA FALLA PRINCIPAL.

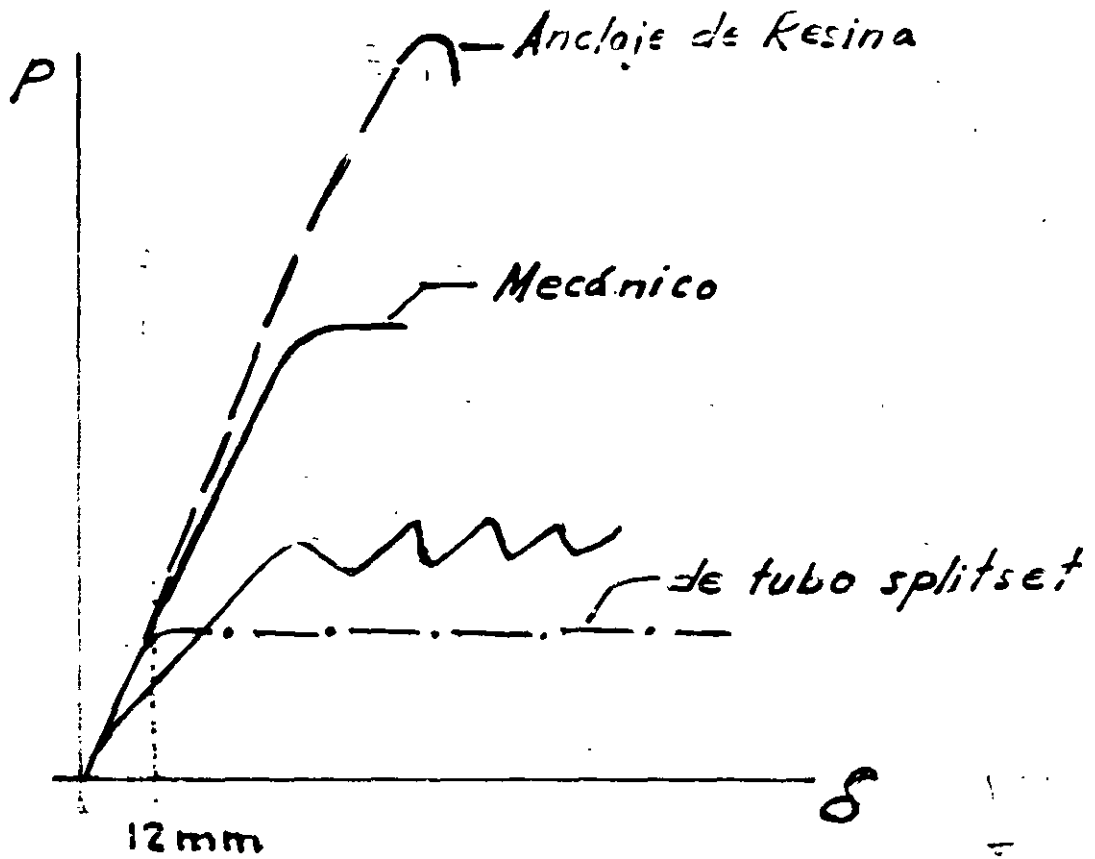
DESPLAZAMIENTO SUPERFICIAL MAXIMO DE FALLAS PRINCIPALES (METROS)

29

MAGNITUD DEL SISMO

DEPLAZAMIENTO SUPERFICIAL SOBRE FALLAS



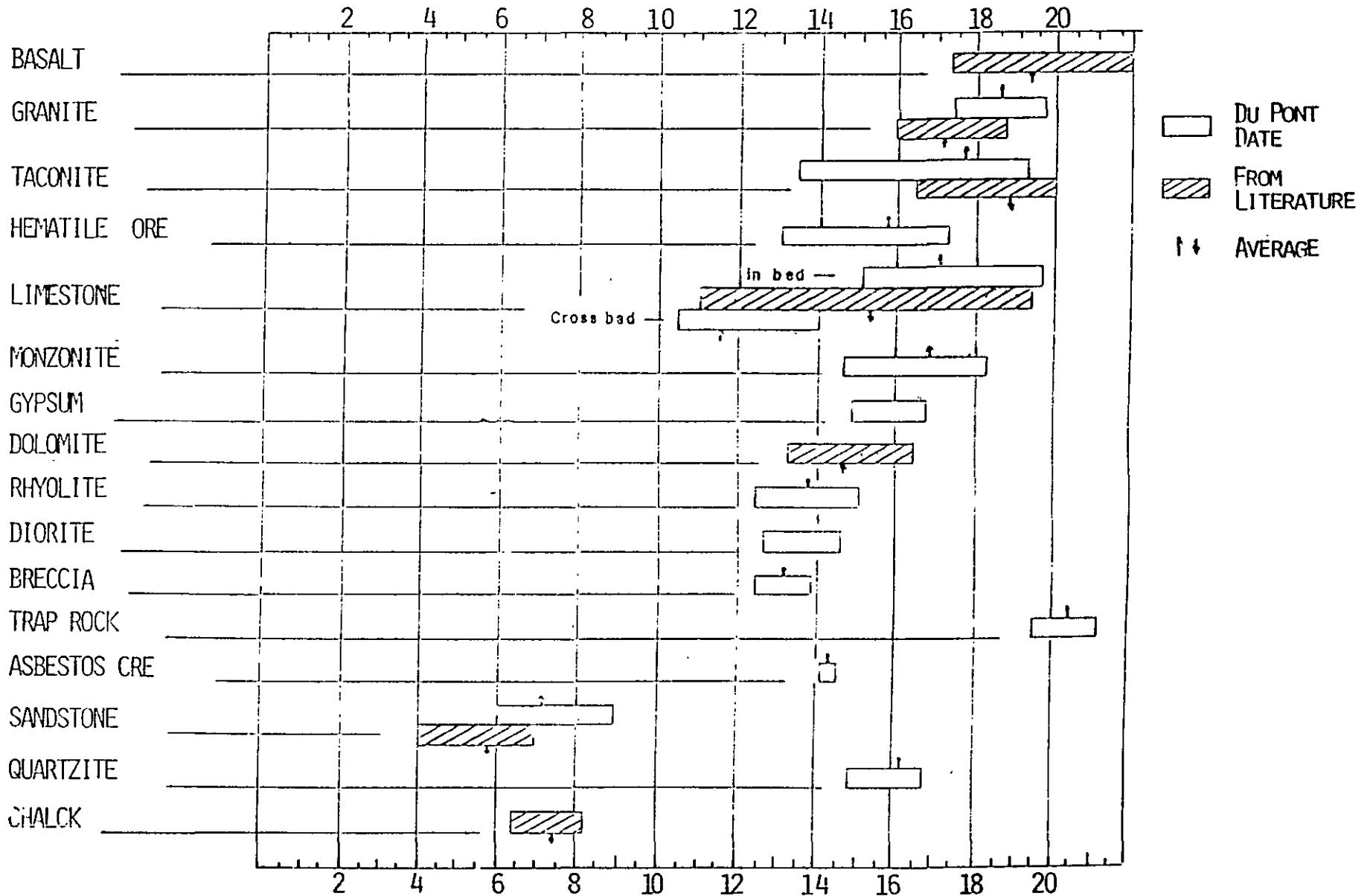


CURSO "LABORATORIO DE ROCAS"

VELOCIDAD SONICA DE LA ROCA

ROCK SONIC VELOCITY

(X 10³ FT./SEC.)



31

437

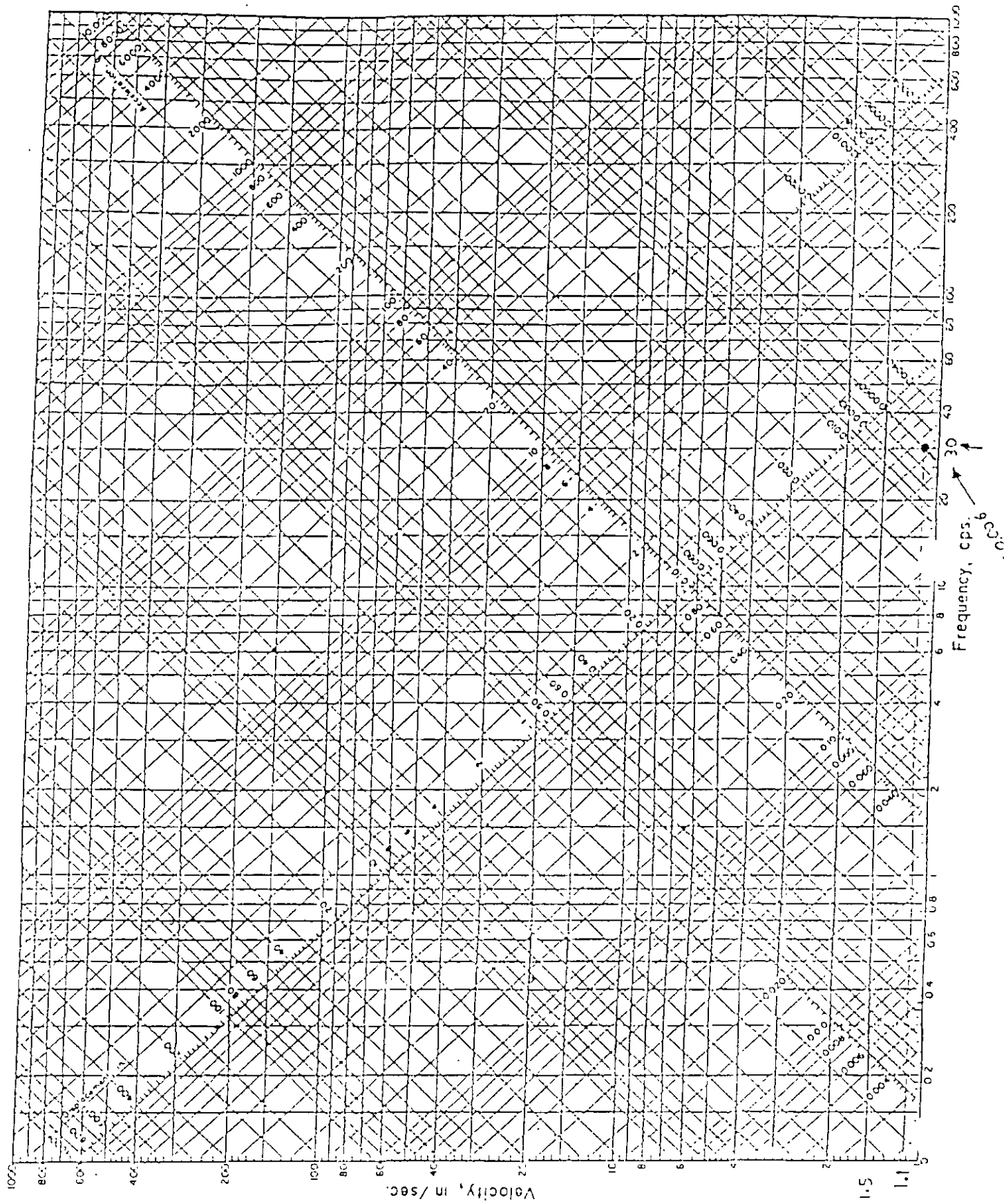


FIGURA 3
 DIAGRAMA TRIPARTITA

HUMAN AND STRUCTURAL RESPONSE TO SOUND PRESSURE LEVEL

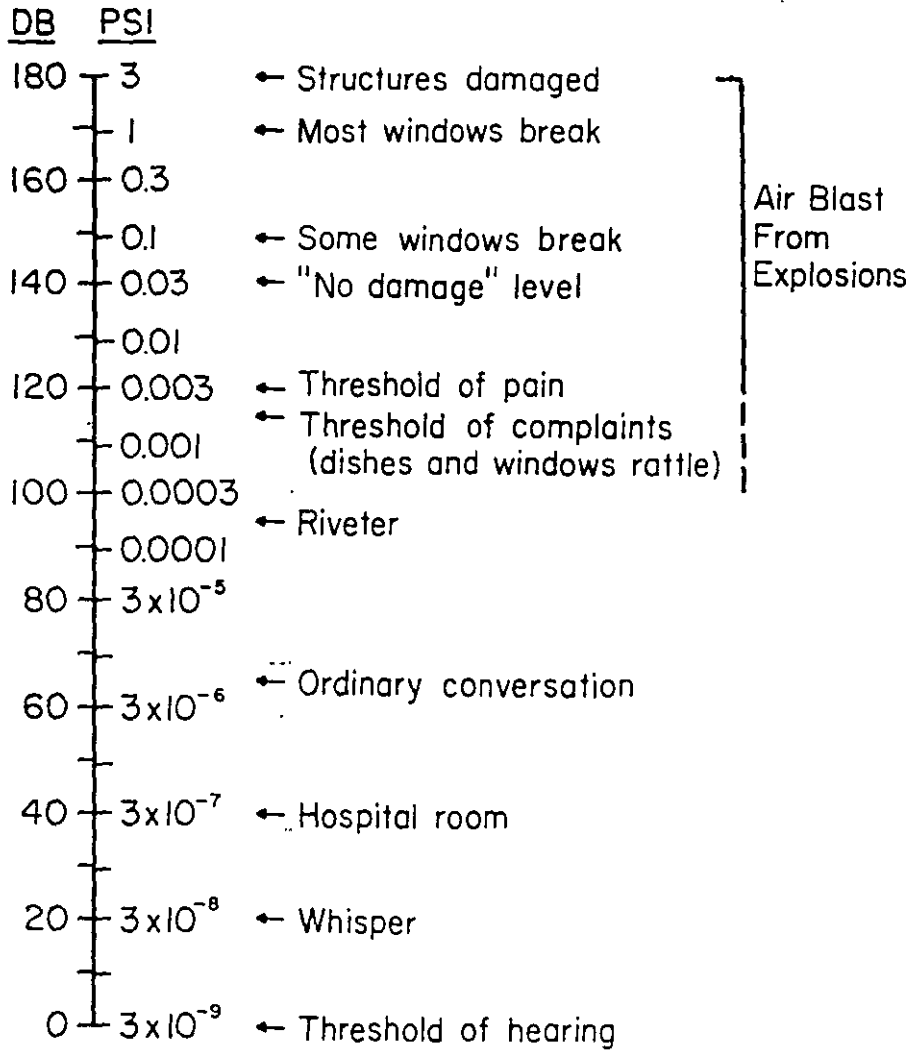
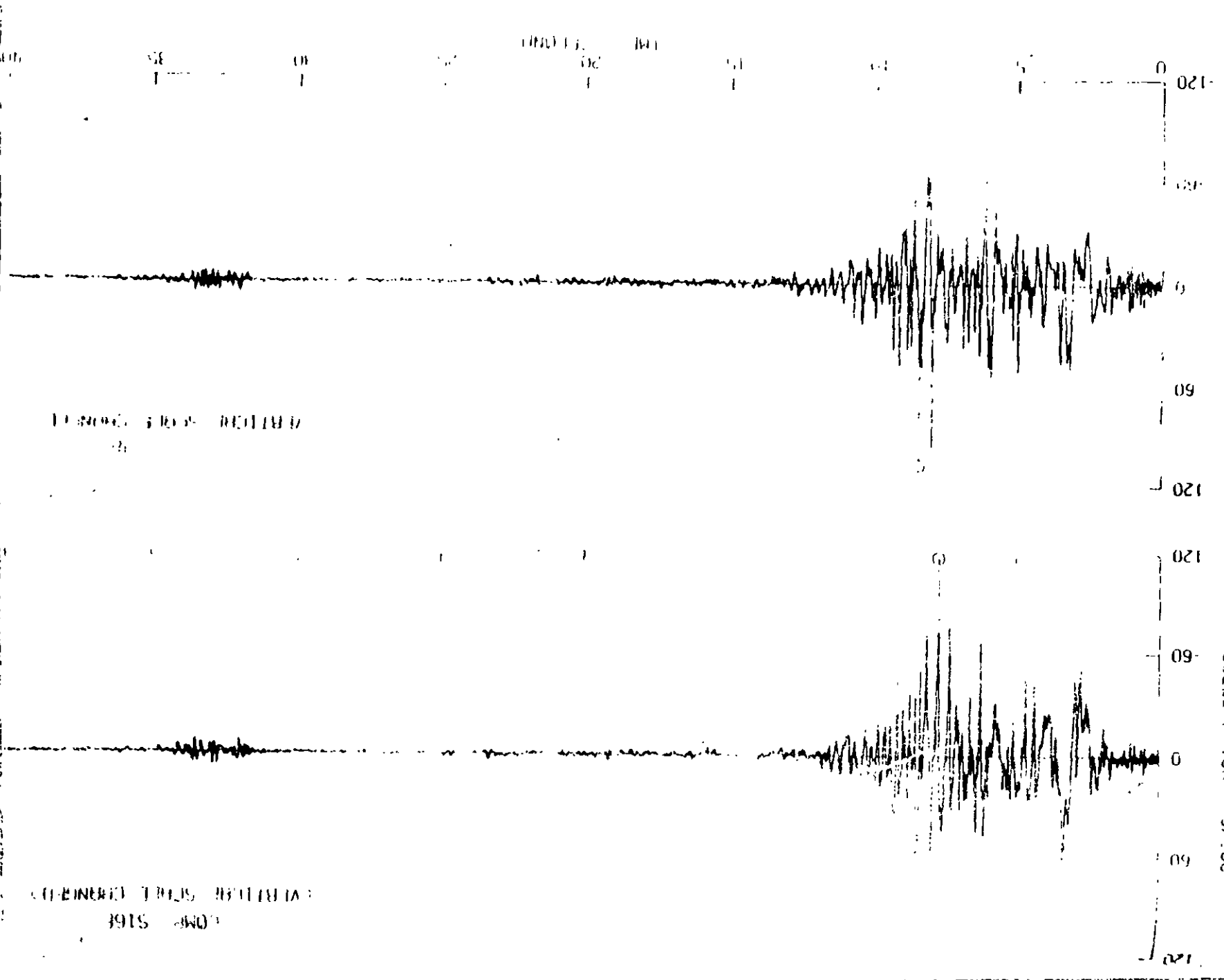


Figure V-3.



COMP. 5164
 1915 0000
 WILSON SOIL ENGINEERING

WILSON SOIL ENGINEERING
 34

00

35

40

45

50
 55
 60

65

70


75

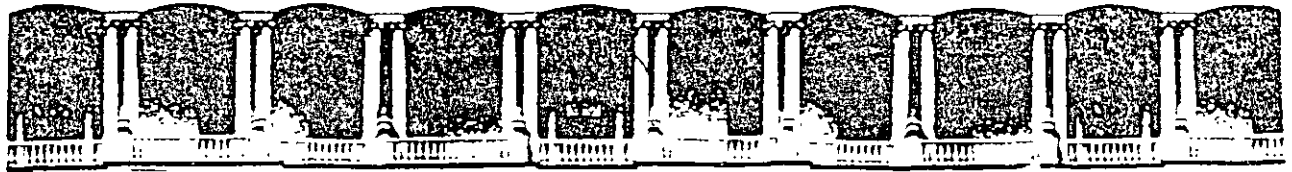
80

120
 0
 120

ACCELERATION - 00/100

ACCELERATION - 5/100

 PLANEX KON Y PROYECTOS S. DE C.V.	ACELERACIONES REGISTRADAS EN LA PRESA PACOIMA, CALIFORNIA EN 1971		FECHA AMOSC	HORA CL	NUMERO 422
	FIG 3		34		



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

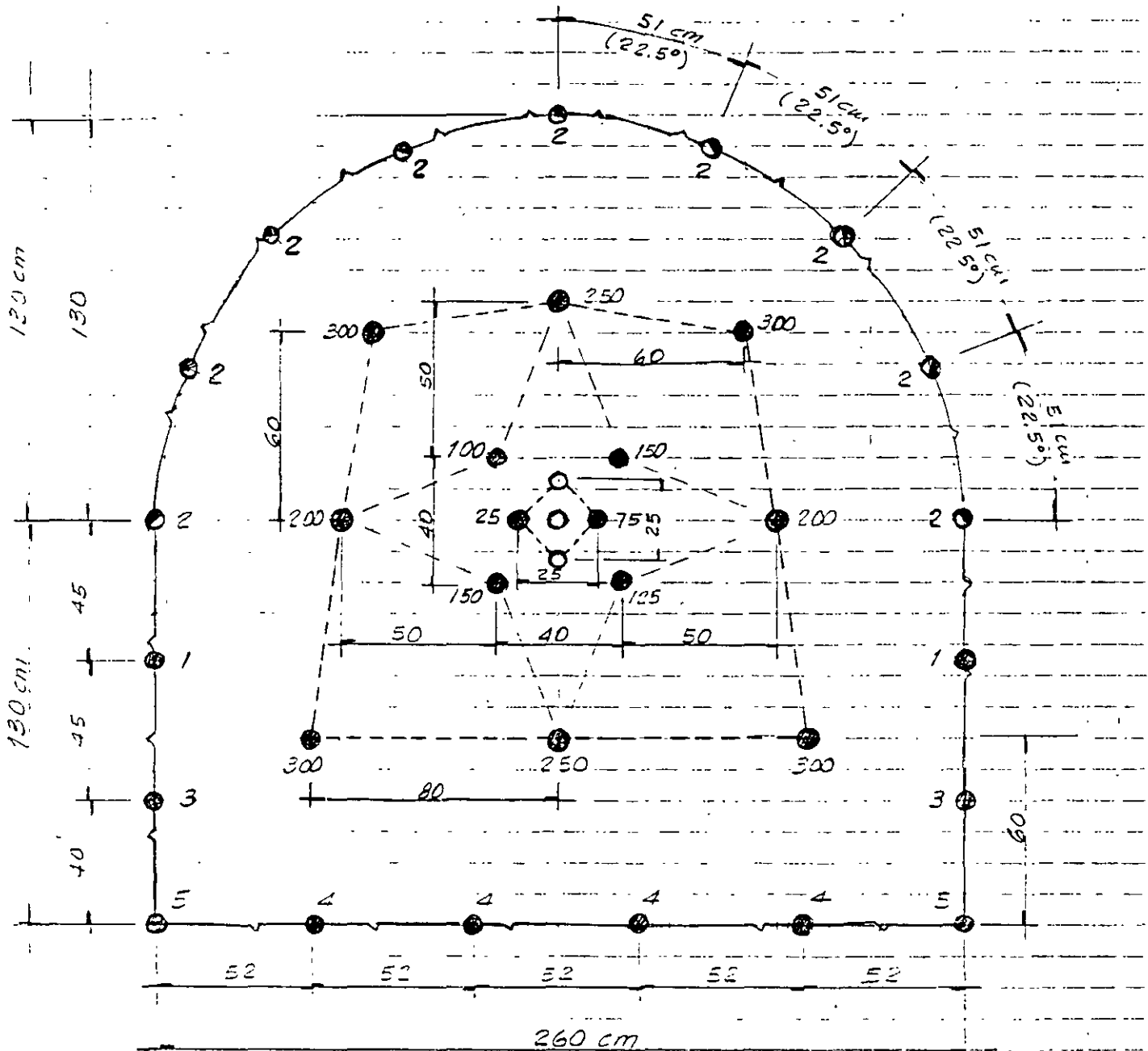
CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

**TUNEL ARROYO DE LAS FRIAS,
CD. GUADALUPE, N.L.**

**ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

Raúl Cuellar Borja
19 marzo 1994



BARRENOS $\phi 3\frac{1}{2}$ " ; PROFUNDIDAD DE CULE = 1.60 m. Eficiencia = 95% ; Cule =

AREA = $2.6547 + 3.38 = 6.0347 m^2$

VOLUMEN = $9.1727 m^3$

- Nº de Barridos. Quir = 9
- Luzantes = 4
- Fronto abierta = 4
- Piso = 4
- Pared = -
- Totales = 26

BARRENACION = $\frac{26 \times 1.60}{9.1727} = 6.28$

FIG. DE BARRENACION = $\frac{59.354}{9.1727} = 6.47$

DISTRIBUCION DE CARGAS TEORICAS

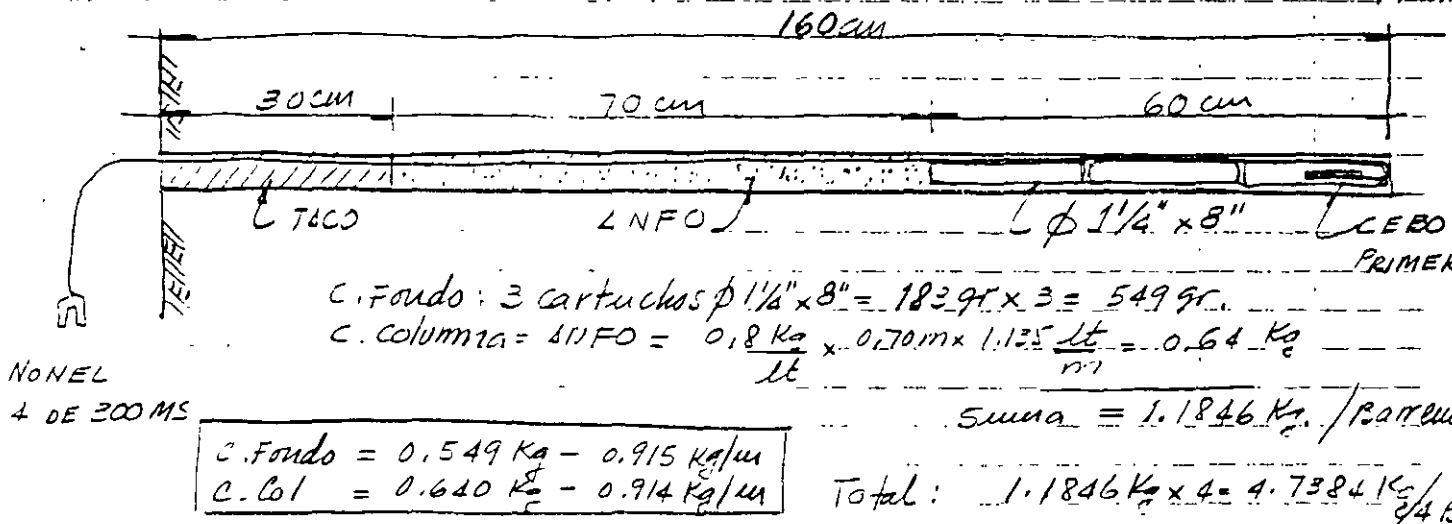
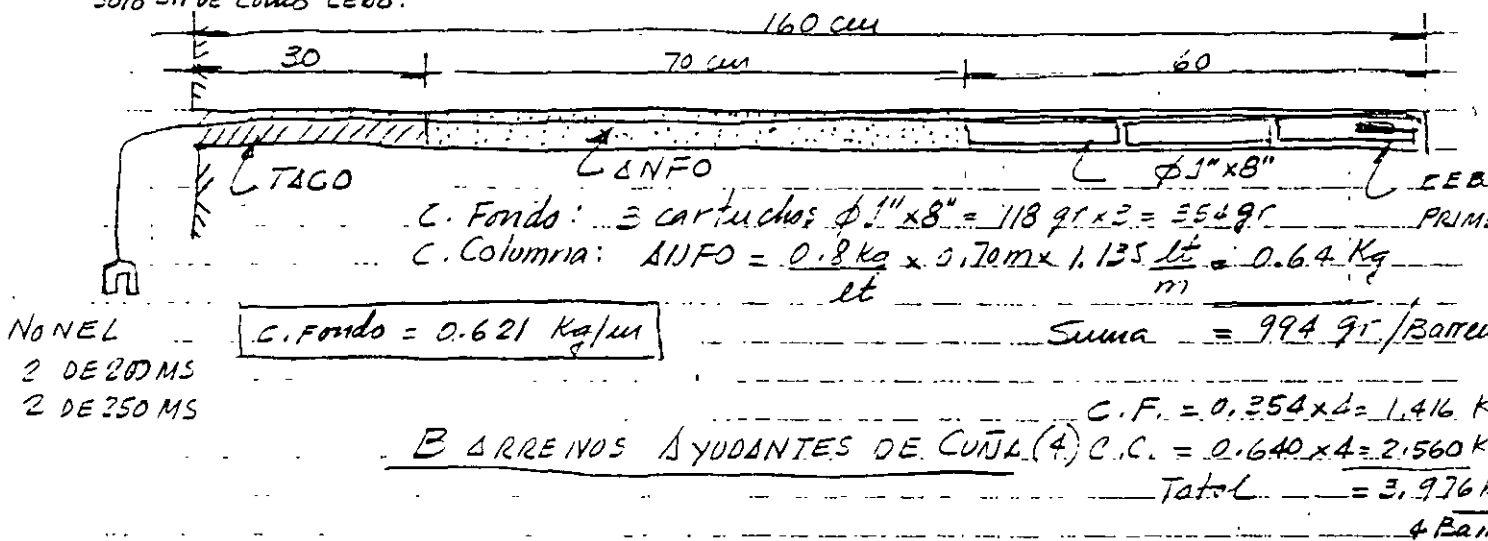
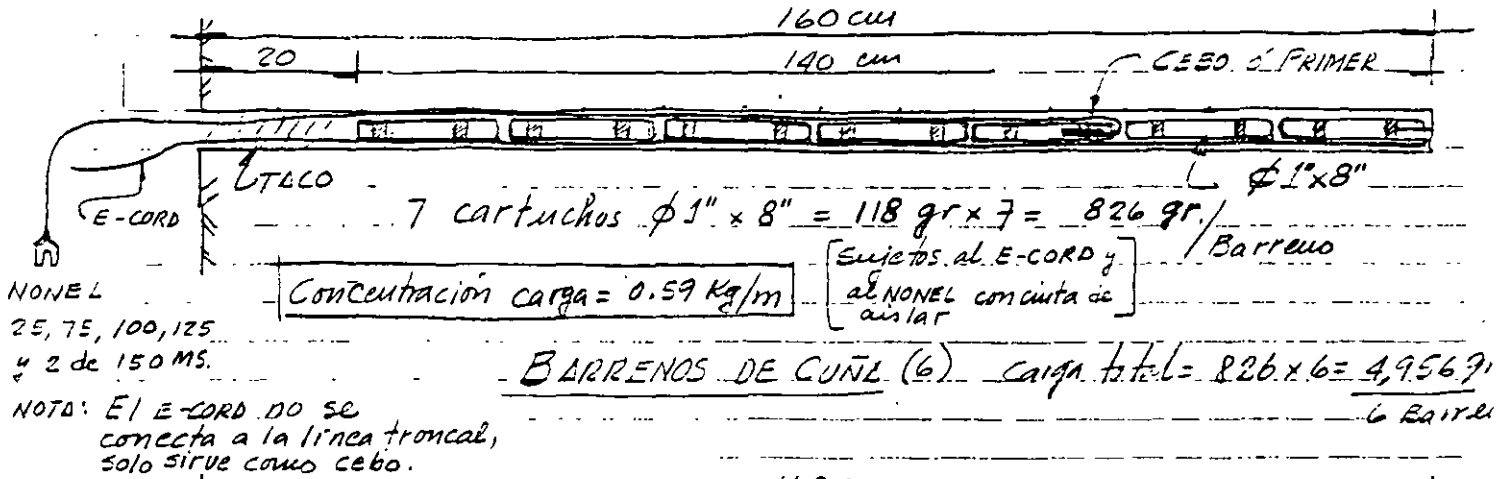
Barrenos $\phi 1\frac{1}{2}$ " ; Piso fundidad de cuele 1.60 m.

	Carga de Fondo	Carga Columna	Taco
Barrenos de cuele (6)	0.45 Kg/m	0.45 Kg/m	0.30 m.
Barrenos ayudantes (4)	0.60 Kg/m	0.60 Kg/m	0.30 m.
Frente abierta (4)	0.60 Kg - 1.1 Kg/m	0.30 Kg - 0.40 Kg/m	0.30 m.
Piso (6)	0.60 Kg - 1.1 Kg/m	0.70 Kg - 0.75 Kg/m	0.10 m.
Pared (4)	0.30 Kg - 1.1 Kg/m	0.45 Kg - 0.45 Kg/m	0.30 m.
Precorte (9)	0.18 Kg/m	0.18 Kg/m	0.00

DISTRIBUCION DE CARGAS REALES.

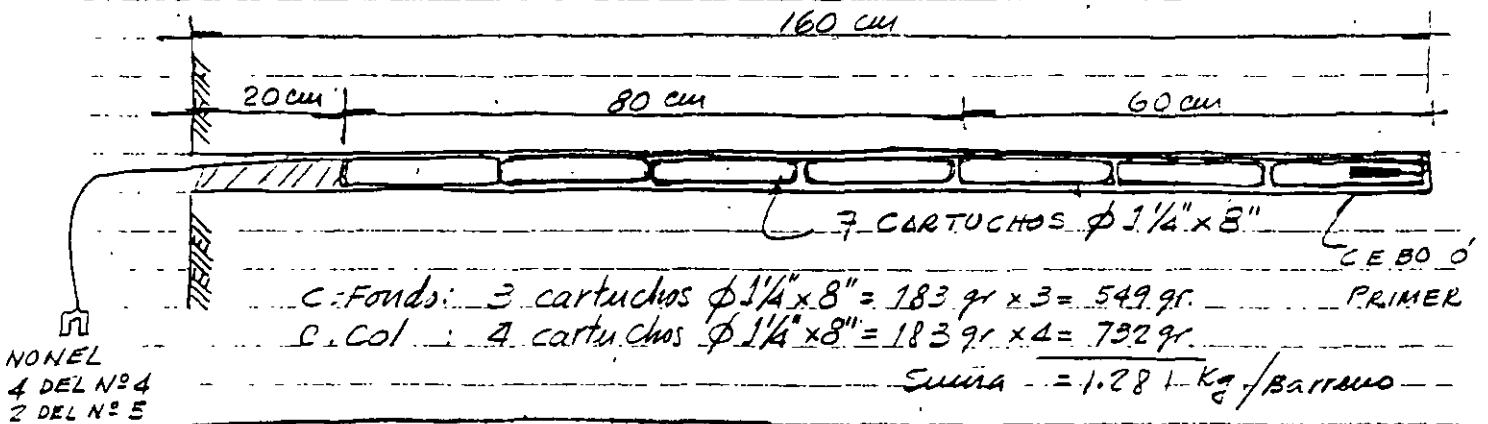
BARRENOS $\phi 1\frac{1}{2}$ " ; Area = 11.35 cm²; Vol. = 1.135 lt/m

CUELE : 1.60 m ; $\Delta NFO = 0.8 \text{ Kg/lt}$



BARRENOS DE FRENTE LIBERTAD (4)

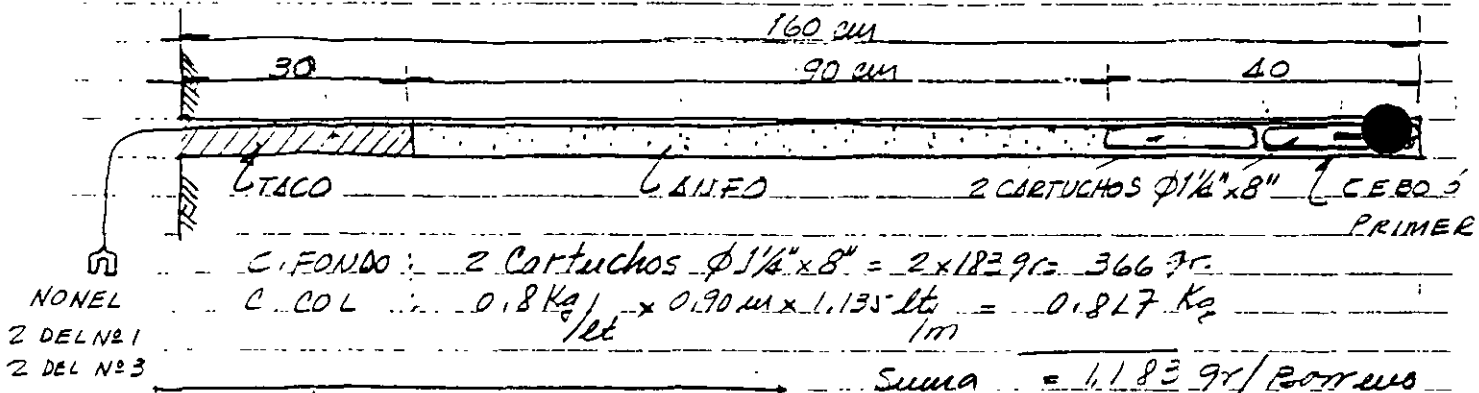
C.F. = 0.549 x 4 = 2.196 Kg
C. COL = 0.640 x 4 = 2.560 Kg



C. Fondo: 3 cartuchos $\phi 1\frac{1}{4} \times 8'' = 183 \text{ gr} \times 3 = 549 \text{ gr}$
 C. Col: 4 cartuchos $\phi 1\frac{1}{4} \times 8'' = 183 \text{ gr} \times 4 = 732 \text{ gr}$
 Suma = 1.281 Kg / Barreno

C. Fondo: 0.549 Kg - 0.915 Kg/m
 C. Col: 0.732 Kg - 0.915 Kg/m
 Total = 1.281 x 6 = 7.686 Kg / 6 Barrens

BARRENOS DE PISO

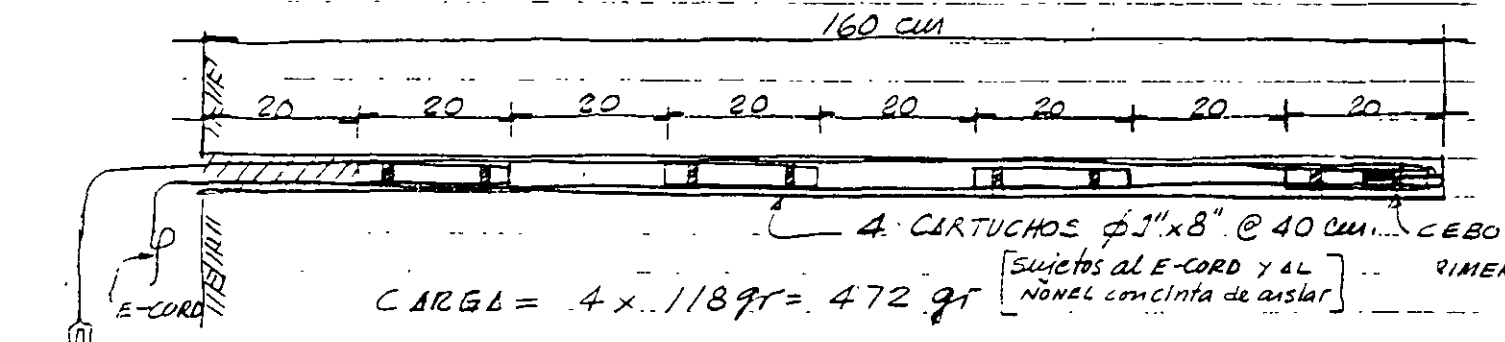


C. Fondo: 2 Cartuchos $\phi 1\frac{1}{4} \times 8'' = 2 \times 183 \text{ gr} = 366 \text{ gr}$
 C. COL: 0.8 Kg / $\frac{1 \text{ mt}}{1.135 \text{ mt}} \times 0.90 \text{ mt} = 0.817 \text{ Kg}$
 Suma = 1.183 gr / Barrens

C. Fondo = 0.366 Kg - 0.915 Kg/m
 C. Col = 0.817 Kg - 0.908 Kg/m
 Total = 1.183 Kg x 4 = 4.732 Kg / 4 Barrens

C. F. = 0.366 x 4 = 1.464 Kg
 C. C. = 0.817 x 4 = 3.268 Kg

BARRENOS DE PARED



CONCENTRACION DE CARGA = 0.295 Kg/m
 Total = 0.272 x 9 = 4.248

BARRENOS DE PRECORTE (9)

NOTE: EL E-CORD NO SE
 PRECORTA A LA MITAD

4

9.32
 300

CANTIDADES DE EXPLOSIVOS Y ACCESORIOS

	ALTO EXPLOSIVO	ANFO	NONEL	E-CORD
BARRENOS DE CUÑA (6)	1" x 8" = 4.956 Kg 42 cartuchos	0	25, 75, 100, 125 y 2 de 150 MS Total 6pz.	2 m x 6 = 12 m
BARRENOS AYTES DE CUÑA (4)	1 x 8" = 1.416 Kg 12 cartuchos	2.560 Kg	2 de 200 MS + 2 de 250 MS Total 4pz	0
BARRENOS FRENTE ABIERTA (4)	1 1/4" x 8" = 2.196 Kg 12 cartuchos	2.560 Kg	4 de 300 MS Total 4pz	0
BARRENOS DE PISO	(6) 1 1/4" x 8" = 7.686 Kg 42 cartuchos	0	4 de N° 4 2 de N° 5 Total 6pz	0
BARRENOS DE PARED	(4) 1 1/4" x 8" = 1.464 Kg 8 cartuchos	3.268 Kg	2 de N° 1 2 de N° 3 Total 4pz	0
BARRENOS DE PRECORTE	(9) 1" x 8" = 4.248 Kg 36 cartuchos	0	9 de N° 2 Total 9pz	2.50 m x 9 = 22.5

TOTALES: 21.966 Kg 8.388 Kg 33pz. 34.50 m.

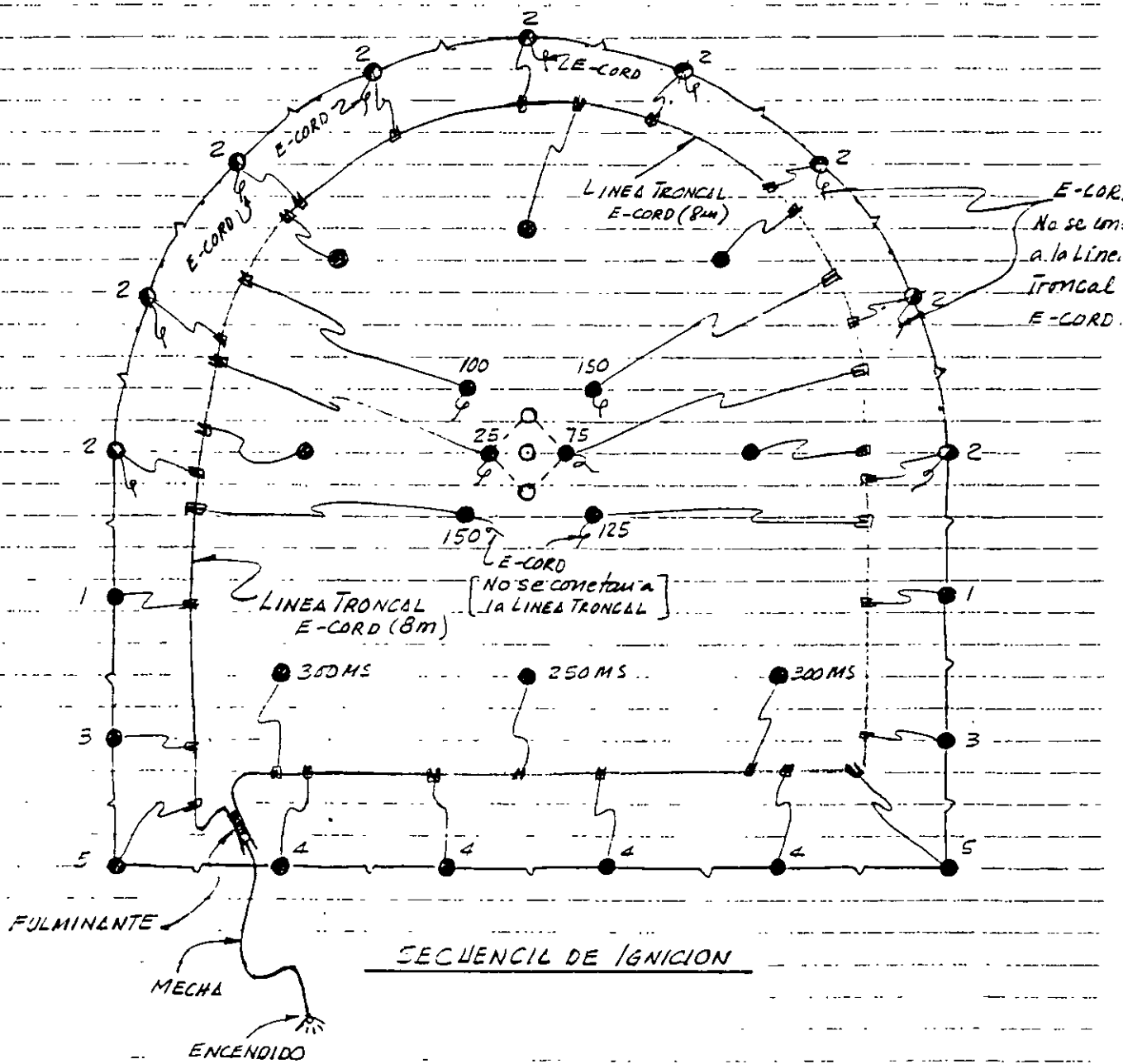
Cartuchos ϕ 1" x 8" 90 pz. = 10.62 Kg FACTOR DE CARGA

Cartuchos ϕ 1 1/4" x 8" 62 pz. = 11.346 Kg F.C. = $\frac{90,354 \text{ Kg}}{9.1727 \text{ m}^3}$

ANFO = 8.400 Kg \therefore F.C. = 3.31 Kg/m

E-CORD = 34.50 m + 8.00 m = 42.50 m.

		<u>RELACION EXPLOSI.</u>	
NONEL	1 de 25 MS	4 de 300 MS	
	1 de 75 MS	2 de N° 1	ALTO EXPLOS. = 72 %
	1 de 100 MS	2 de N° 3	ANFO = 28 %
	1 de 125 MS	4 de N° 4	
	2 de 150 MS	2 de N° 5	
	2 de 200 MS	9 de N° 2	



NONEL = 33 pz. 1 de 25, 1 de 75, 1 de 100, 1 de 125, 2 de 150, 2 de 200, 2 de 250, 4 de 300 y 4 de 300MS. - 2 N°1, 9 N°2, 2 N°3, 4 N°4 y 2 N°5.

E-CORD = \approx 4.50 m en barrocos + 8.00 m en LINEA TRONCAL

NOTAS: El E-CORD de los barrocos de cinta no se conectará a la línea troncal. Solo sirve para asegurar la detonación de los barrocos.

COSTO APROXIMADO VOLADURA

ALTO EXPLOSIVO 2.2 kg x \$ 10,000 = \$ 220,000

ANFO 8.5 kg x \$ 1000 = 8500

ACCESORIOS .	NONEL 33 pz	x \$ 6000	198,000
	E-CORD 42.50m	x \$ 1000	42,500
	FULMINANTE 1P2	x 4000	4,000
	HECHA 1m	x 500	500
			<u>Σ = 473,500</u>

$VOL = 9.1727 m^3;$

$COSTO DE EXPLOSIVO / m^3 = \frac{473500}{9.1727} = 51,621 / m^3$

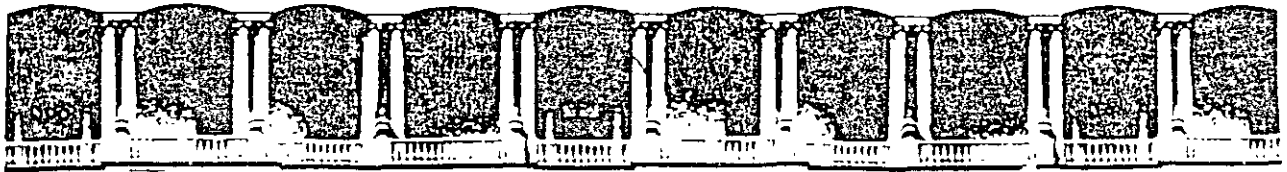
COSTO DE BARRENACION = 75% MLE QUE EL COSTO DE EXPLOSIVO

∴ COSTO DE BARRENACION = 90,357

COSTO DIRECTO = \$ 141,958 / m³

55% INDIRECTO + UTILIDAD = 49,635

PRECIO UNITARIO = 191,593 / m³



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

ESTABILIDAD DE TALUDES

CASO REAL

**AUTOPISTA TEHUACÁN - OAXACA
TRAMO: KM.79 A KM. 115
CUACNOPALAN - TEHUACÁN - OAXACA**

**ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE ROCAS, A.C.

CURSO: MARIANO RUIZ VAZQUEZ

ESTABILIDAD DE TALUDES

3 - 4 JULIO, 1997

TEMA: CASO REAL

AUTOPISTA TEHUACAN- OAXACA

TRAMO: KM 79 A KM 115

CUACNOPALAN- TEHUACAN- OAXACA

Ing. Raúl Cuéllar Borja

Asesor Técnico

AUTOPISTA TEHUACAN-OAXACA

TRAMO : KM 79 A KM. 115

CUACNOAPALAN-TEHUACAN-OAXACA

Raúl Cuéllar Borja
Leonardo Cañete Enríquez
20 dic. 1971

1.- Estabilidad de taludes en cortes de roca

1.1 km 84.000. Lado Tehuacan-Oaxaca.

Características de la roca

Rocas calizas con estratificación delgada desde 5cm hasta 30cm, con capas de arcilla café de 10cm de espesor a cada metro, de consistencia dura y plasticidad media. Esta arcilla forma paquetes con una capa de yeso de origen hidrotermal cristalizada en forma de "diente de perro", con espesor variable entre 1 y 4cm.

Las calizas son cretácicas de color gris oscuro y se encuentran fuertemente plegadas con pliegues recumbentes de pequeña amplitud entre 10 y 50m de extensión, tiene una capa de suelo residual con materia orgánica y vegetación de más o menos ^{1m} de espesor. El extremo sur del corte ha sido corregido, tendiendo el talud ante la ocurrencia de fallas locales en los primeros 20m superficies ^{al} constituidas por roca alterada, caliches y brechas. En el extremo norte del corte hay una pequeña falla de talud en forma de cuña, coincidiendo con roca alterada junto a una falla.

Estructura de la roca:

La estructura de la roca es estratificada, con plegamientos recumbentes de pequeña amplitud, con ejes distorsionados y flancos alabeados que en algunos sitios buzan hacia el talud del corte realizado con echados que alcanzan 32° a 38°.

Cuando la estratificación tiene 32° hacia el corte, no hay fallas locales y cuando el échado aumenta a 38° la roca desliza localmente hacia el corte.

Además de las fallas de talud en la roca alterada superficial que se profundizan hasta unos 20m desde la superficie, se observa el perfilamiento de una falla de talud del tipo cilíndrico, clásica de los suelos que abarca casi toda la altura del talud y penetra dentro del mismo, más o menos 10m. Esta falla incipiente se encuentra localizada unos metros al sur del centro del corte.

Discontinuidades:

- a) Estratificación.- Rumbo general N- 60° -E, echado 25° NW. Espesor 5cm a 30cm.
- b) Fracturas y fallas F-1.- Rumbo N- 85° SE, frecuencia entre 20 y 50cm. Rumbo casi paralelo a la estratificación que corta los estratos casi a 90° .
- c) Fracturas y fallas F-2.- Rumbo N- 50° -W, subverticales, frecuencia entre 20 y 50cm, alabeadas, con rellenos de arcilla.
- d) Dirección del corte: Rumbo N- 40° W, pendiente 0,5:1 hacia el NE.

b). Análisis de estabilidad

En base a la frecuencia de los sistemas de fracturas F-1 y F-2 y al espesor delgado de los estratos, se vienen presentando desconchamientos en el corte estudiado, algunos superficiales de unos cuantos metros y hay uno que ya es importante el cual presenta una traza cilíndrica de unos 15 a 20 m de alto. Esto significa que la roca tiene el comportamiento de un suelo granular.

Tomando en cuenta lo anterior, a continuación se presenta un análisis de estabilidad con superficie cilíndrica de falla, bajo condiciones de peso propio que representa el estado actual con una falla incipiente y las otras tres condiciones serían

la combinación de peso propio más sub-presión hidrostática y peso propio más sismo y peso propio más sub-presión hidrostática más sismo.

c) Resultados

- Los desconchamientos ocurridos en forma local en la parte superior del talud, extremo sur del corte requieren un ángulo de fricción algo mayor de 45° y el sub-suelo no lo tiene puesto puesto que se trata de rocas alteradas; caliches y brechas. Por esa razón se han presentado estas fallas locales. Estos desconchamientos ya se corrigieron mediante bermas pequeñas. Concuere con los resultados de Hoek para roca de muy mala calidad.

- Se observa que para el talud continuo 0.5:1 ya se ha formado una falla incipiente bien marcada en forma cilíndrica, casi en todo el alto del talud que penetra unos 10 metros. Por tanto se tiene equilibrio límite. Para el caso de peso propio y equilibrio estable límite con $F.S = 1$ se requiere un ángulo de fricción $\phi = 52.6^\circ$, el cual concuerda con el método de Hoek para roca de mala calidad.

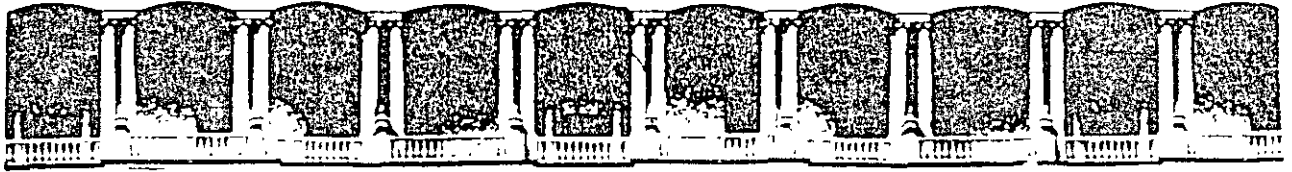
Este talud resulta inestable para la condición de peso propio más sismo (con aceleración $C = 0.15 g$) con un factor de seguridad $F.S. = 0.83$

Se considera que para la condición de peso propio más sub-presión hidrostática también se alcanzaría la condición inestable.

- Se observa que la conformación de bermas y tender el talud superior se obtienen beneficios, con ganancia en equilibrio.

- Se ensayó con una berma de 6 m y talud superior de 0.75:1 resultando estable para peso propio con $F.S. = 1.33$ y en equilibrio límite para peso propio más sismo con $F.S. = 1.05$

- Parece que esta solución es adecuada.



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

5Ec82EE79Es17W♦♦♦♦♦*c66E226W♦♦♦♦*!*"

• ☺ ♡ ♣ ♦ ♥ ♠ ?α ?≡ √≡ √° √° √° √° √°

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

ESTABILIDAD DE TALUDES

CASO REAL

AUTOPISTA TEHUACÁN - OAXACA

TRAMO: KM.79 A KM. 115

CUACNOPALAN - TEHUACÁN - OAXACA

ING. RAÚL CUELLAR BORJA

PALACIO DE MINERÍA

JUNIO 1998

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE ROCAS, A.C.

**CURSO: MARIANO RUIZ VAZQUEZ
ESTABILIDAD DE TALUDES
3 - 4 JULIO, 1997**

**TEMA: CASO REAL
AUTOPISTA TEHUACAN-OAXACA
TRAMO: KM 79 A KM 115
CUACNOPALAN-TEHUACAN-OAXACA**

Ing. Raúl Cuéllar Borja

Asesor Técnico

1° CONDICION: PESO PROPIO

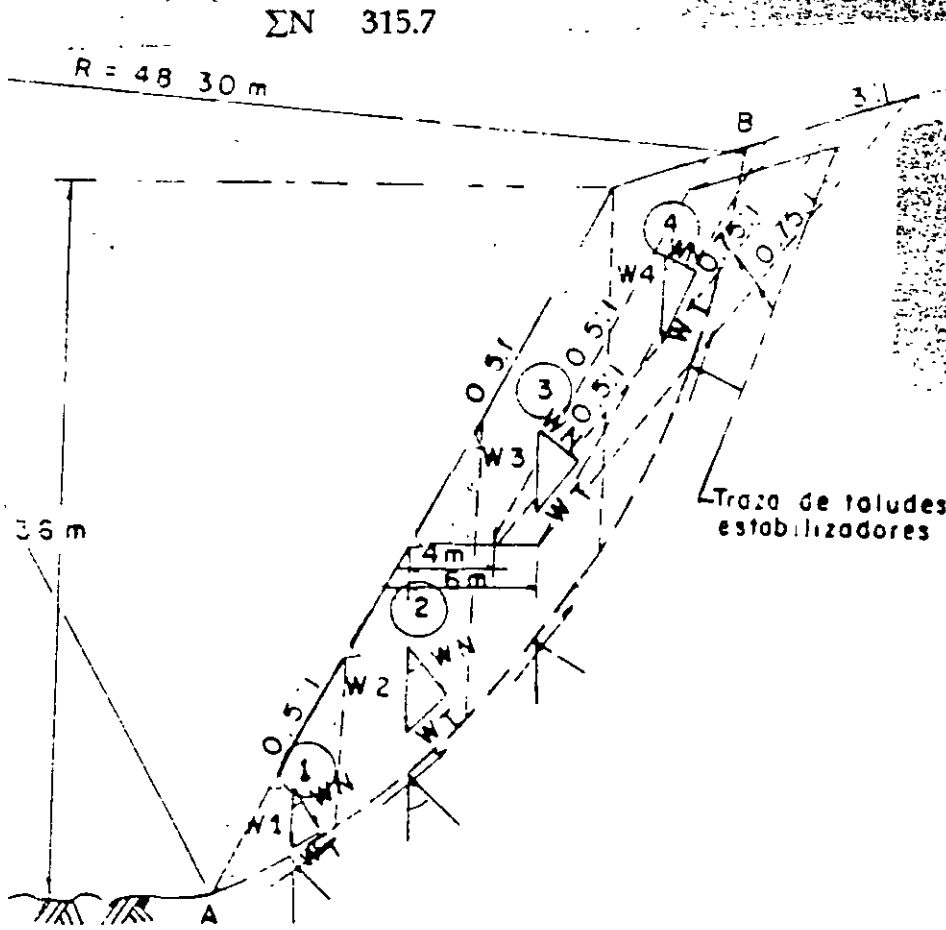
Cálculo del ángulo de fricción para una falla real incipiente, considerando cohesión igual a cero y un factor de seguridad F.S. = 1 para la condición actual de peso propio para equilibrio límite, resulta un ángulo de fricción $\phi = 52.6^\circ$

DOVEL	W TON	WN = W COS θ TON	NT = W SEN θ TON
1	52.8	42.5	31.3
2	145.2	102.7	102.7
3	211.2	128.8	167.4
4	118.8	41.7	111.2
TOTAL:		315.7	412.6

$$F.S. = \frac{C \cdot AB + \sum N \tan \phi}{\sum T}$$

Para C = 0 y F.S. = 1

$$\tan \phi = \frac{\sum T}{\sum N} = \frac{412.6}{315.7} = 1.3069; \therefore \phi = 52.6^\circ = \text{Ángulo de fricción a la falla}$$



Pesos (Ton)
 $W_1 = \frac{8 \times 6}{2} \times 2.24 \text{ t/m}^2 = 52.8 \text{ ton}$
 $W_2 = \frac{8 + 14}{2} \times 6 \times 2.2 = 145.2$
 $W_3 = \frac{18 + 14}{2} \times 6 \times 2.2 = 211.2$
 $W_4 = \frac{18 \times 6}{2} \times 2.2 = 218.8$

REFORMA DE TALUD ESTABILIZADORES

- a) Talud 0.5:1 y 18 m de altura
- b) Talud 0.75:1 y 18 m de altura

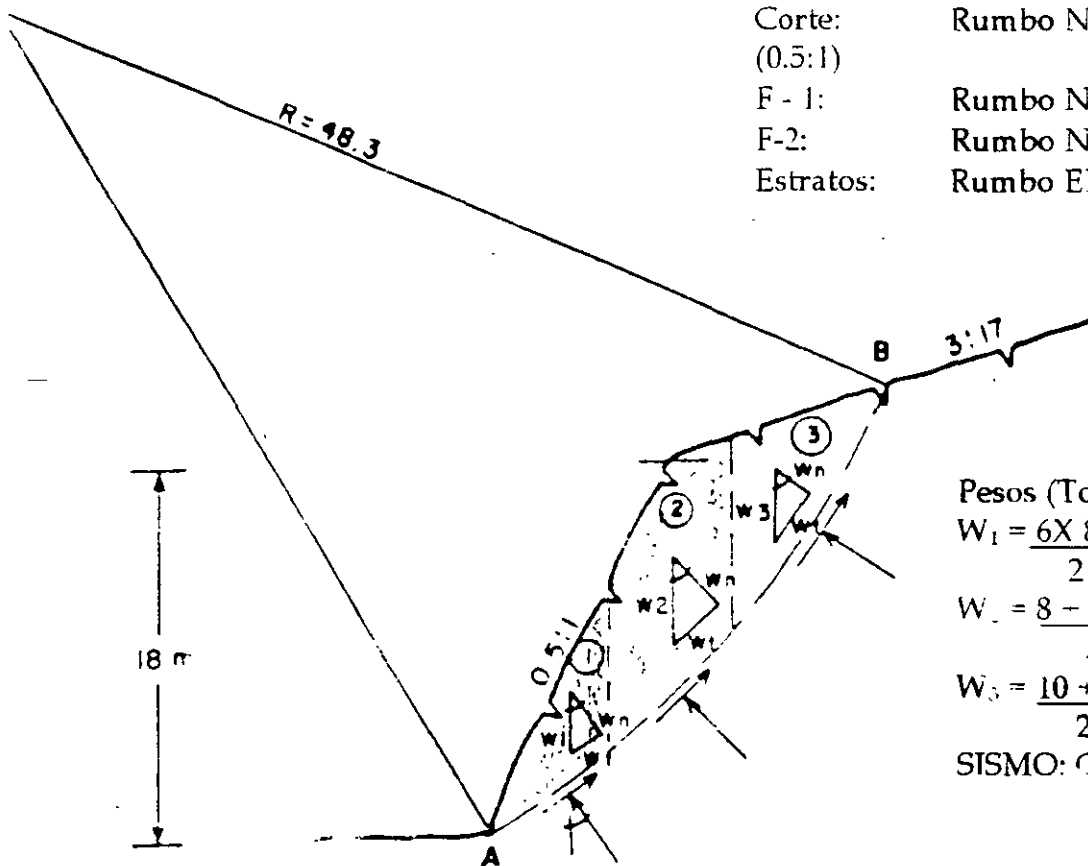
TALUD 0.5:1 DE 18 M DE ALTO

1ª Condición: Peso propio; con ángulo de fricción $\phi = 52.6^\circ$
 Resulta un F.S. = 1.25 que significa equilibrio estable

DOVELA	W TON	WN = W COS θ TON	WT = W SEN θ TON	S = 0.15 W TON	SN = S SEN θ TON	ST = S COS θ TON
1	52.8	42.5	31.3	7.9	4.7	6.4
2	145.2	102.7	102.7	21.8	15.4	15.4
3	88	50.9	71.8	13.2	10.8	7.6
		196.1	205.8		30.9	29.4

2ª Condición: Peso propio + sismo

$$F.S. = \frac{0 + (196.1 - 30.9) \tan 52.6^\circ}{205.8 + 29.4} = \frac{216.1}{235.2} \therefore F.S. = 0.92 \Rightarrow \text{Inestable}$$



Corte: Rumbo NW $40^\circ \angle 63.4^\circ$ EN
 (0.5:1)
 F-1: Rumbo NE- $85^\circ \angle 80^\circ$ SE
 F-2: Rumbo NE- $5^\circ \angle 90^\circ$
 Estratos: Rumbo EN- $60^\circ \angle 25^\circ$ NW

Pesos (Ton)
 $W_1 = \frac{6 \times 8 \times 2.2}{2} = 52.8$
 $W_2 = \frac{8 + 14}{2} \times 6 \times 2.2 = 1145.2$
 $W_3 = \frac{10 + 8}{2} \times 2.2 = 88$
 SISMO: C = 0.15 g

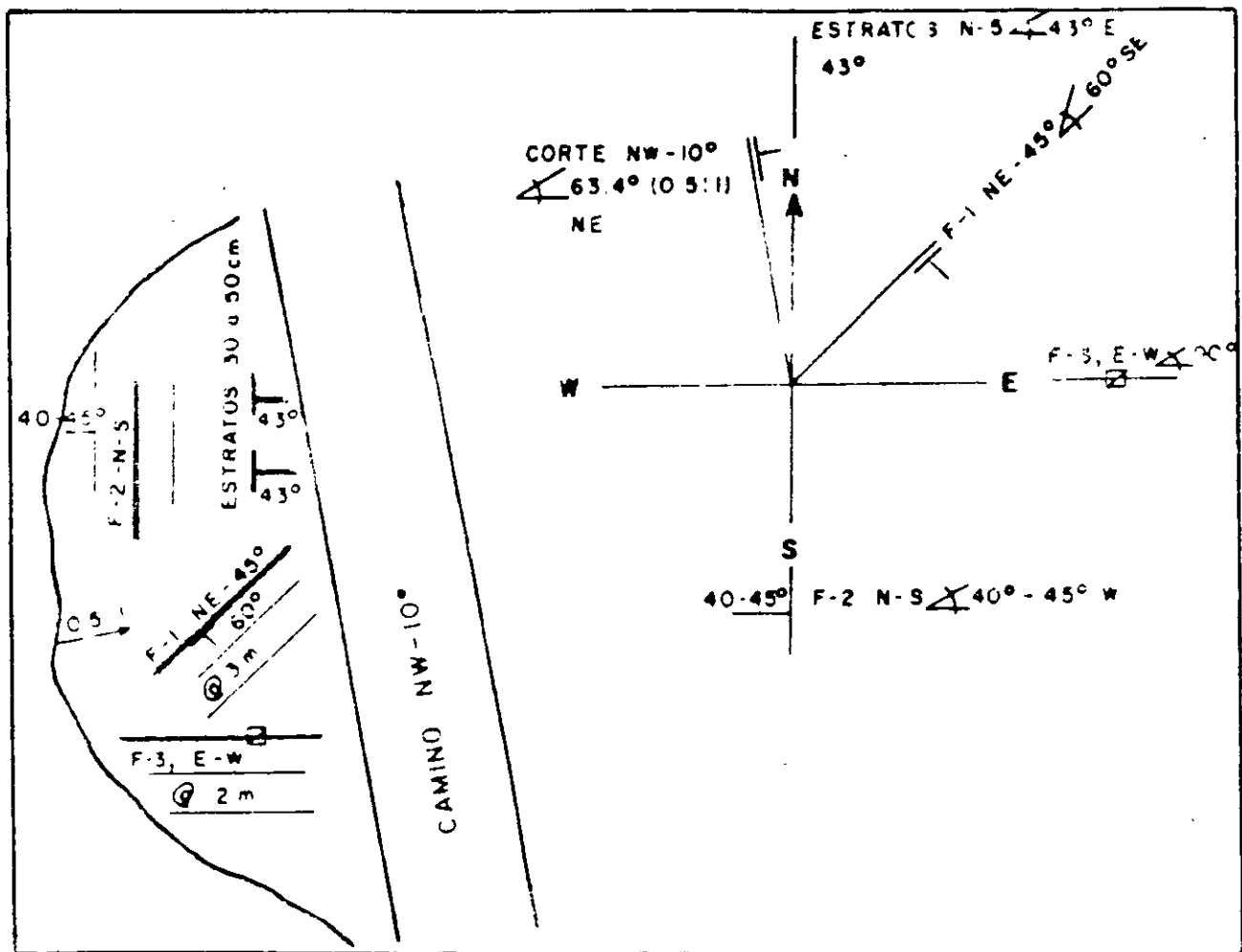
ESTRATOS N-S \angle 43°E

CORTE: NW-10° \angle 63.4° EN (0.5:1)

F-1: EN-45° \angle 60° se @ 3 m

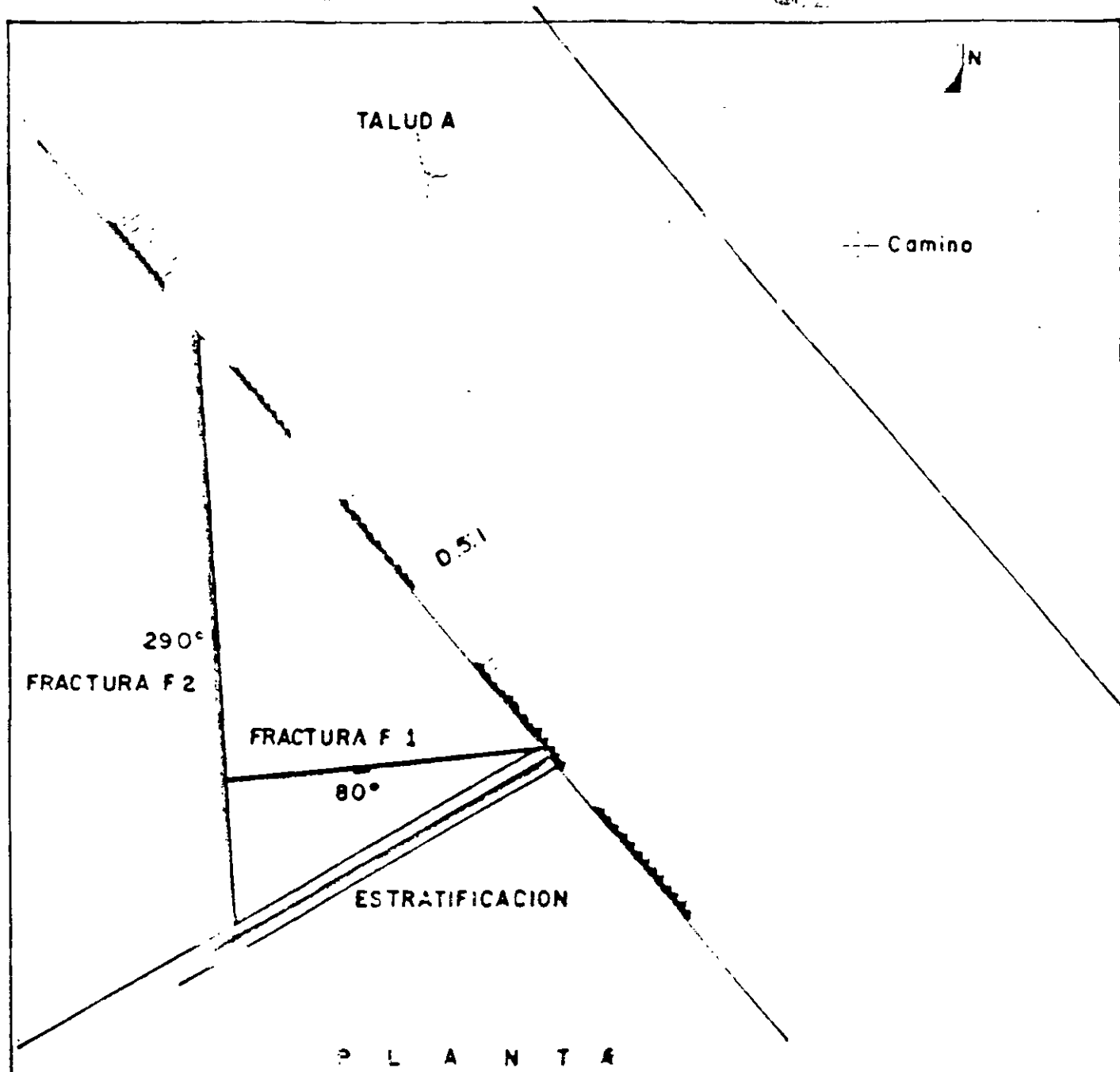
f-2: NS \angle 40°-45° w @ 2 m < F-3 EW \angle 90°

ESTRATOS: N-S \angle 43°E espesor 30 a 50 cm



TALUD 84 + 000

Las cuñas que se forman con la intersección de las discontinuidades no pueden deslizar hacia la excavación.

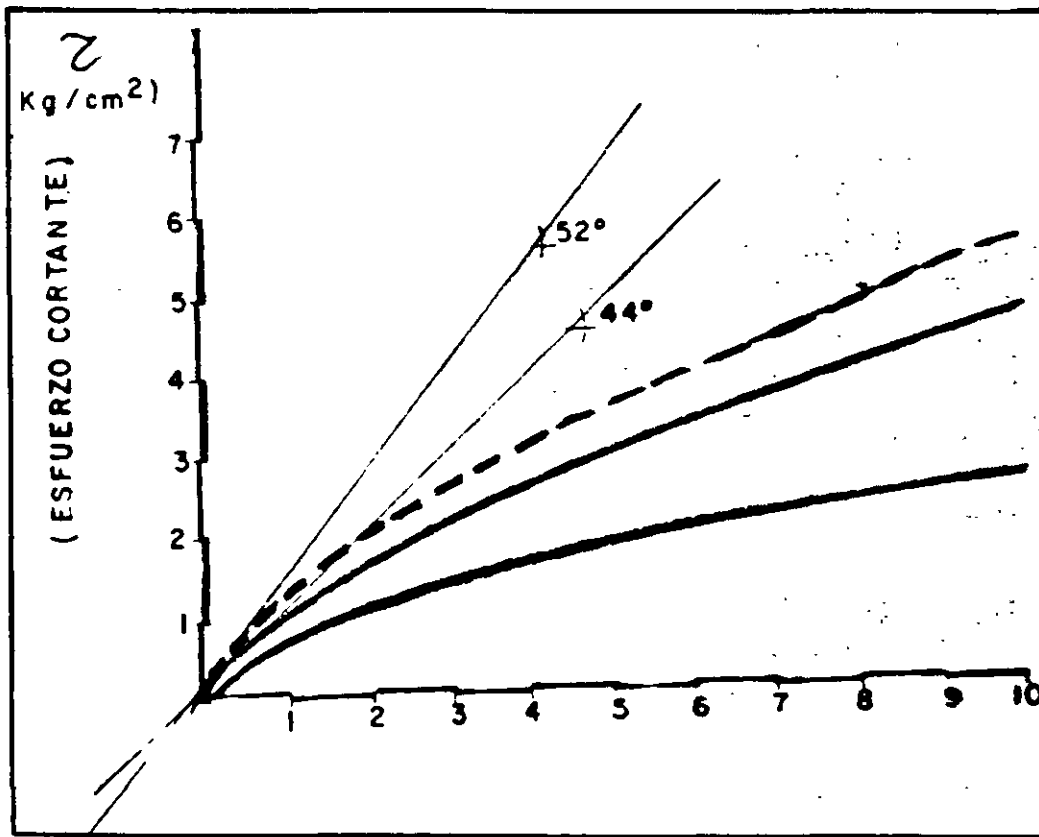


LEY DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO
(HOEK)

- Rocas carbonatadas caliza
- Resistencia de la roca intacta

$R_c = 500 \text{ kg/cm}^2$

$R_c = 0.800 \text{ kg/cm}^2$



Macizo Rocoso
de mala calidad
($Q=0.01$)

7

ANÁLISIS DEL DESCONCHAMIENTO OCURRIDO

1. PESO PROPIO

a) Macizo rocoso de muy mala calidad ($Q = 0.01$)

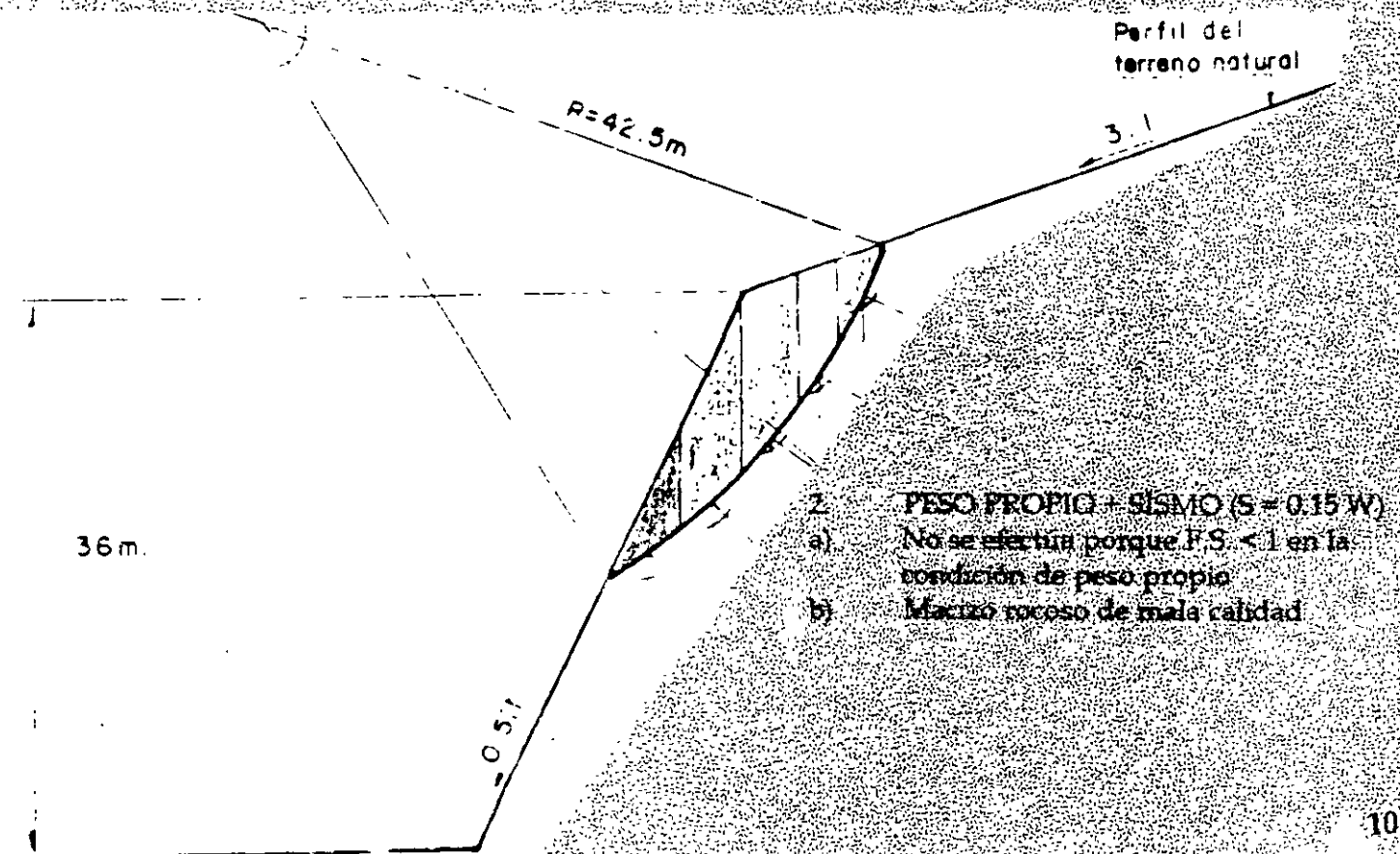
DOVELA	W_i (m)	L_i (m)	θ_i	T_i (ton)	N_i (ton)	m_i (ton/m ²)	u_i ton/m ²	uL_i ton
1	22.5	7.5	64°	30.2	9.9	13	2.6	19.5
2	16.9	4	36°	38.9	26.2	6.6	6.1	24.4
3	98.4	6.0	99°	74.3	74.3	12.4	8.5	51.0
4	80.7	3.2	42°	35.0	61.4	12.4	8.3	44.2
5	34.5	5.2	35°	19.8	28.3	5.4	5.5	28.6
				211.2				167.7

F.S. = 0.8

b) Macizo rocoso de mala calidad ($Q = 0.1$)

DOVELA	L_i (m)	m_i (ton/m ²)	u_i ton/m ²	uL_i ton
1	7.5	13	4.6	30
2	4	6.6	8.7	34.8
3	6	12.4	12.5	75
4	3.2	12.4	12.3	65
5	5.2	5.4	7.8	40.6
		211.2		245.4

F.S. = 1.16



ANALISIS CONSIDERANDO UNA FALLA AL PIE DEL TALUD

1. PESO PROPIO

a) Macizo rocoso de muy mala calidad

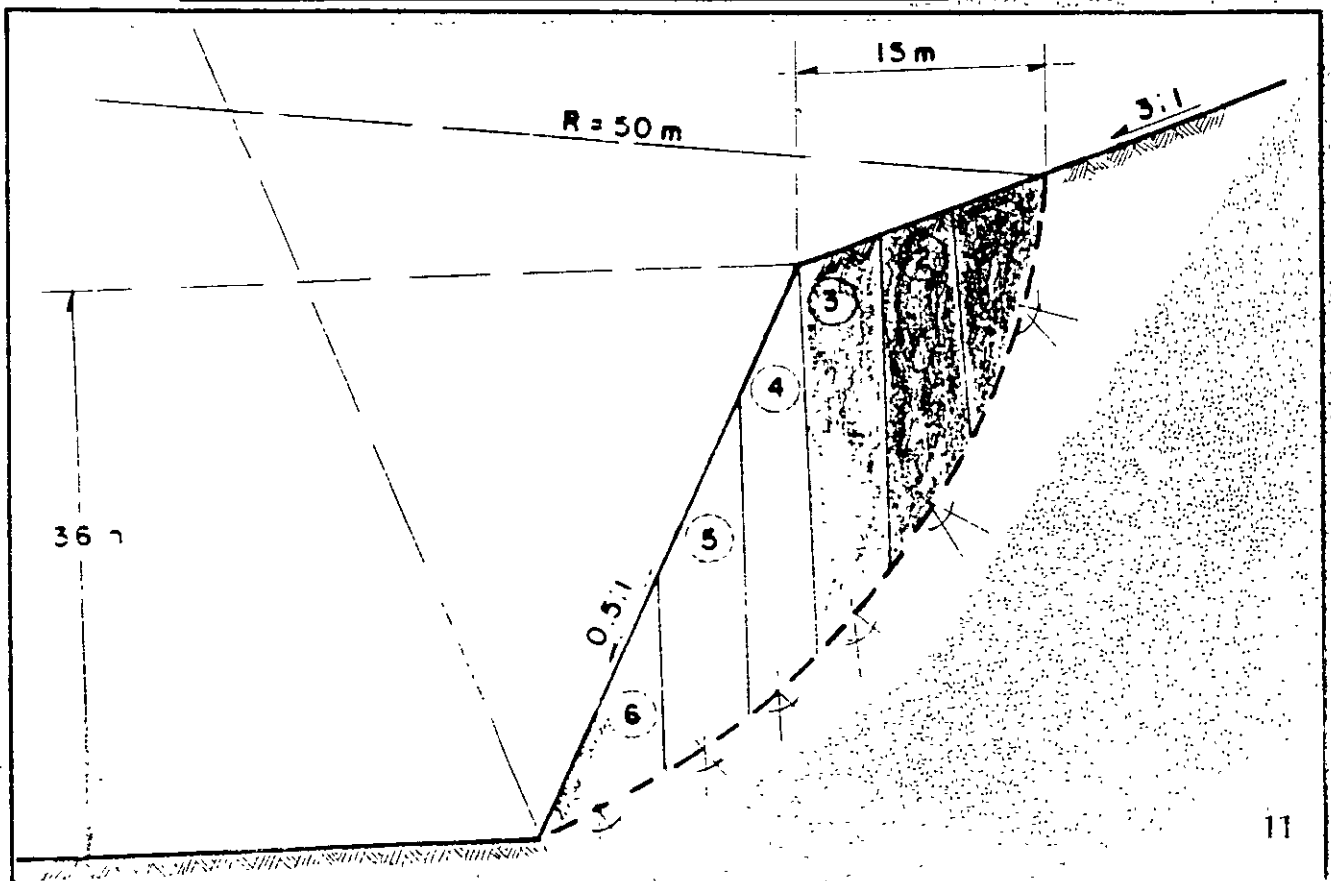
DOVELA	W _i (ton)	L _i (m)	θ _i	T _i (ton)	N _i (ton)	c _i (ton/m ²)	u ton/m ²	c _i L _i ton
1	93.8	18	73°	89.7	27.4	1.5	2.8	50.4
2	225	9	57°	188.7	122.5	13.6	9.0	81
3	287.5	7.5	48°	213.7	192.4	25.7	12.6	94.5
4	210.9	5	40°	135.6	161.6	32.3	14.2	71
5	200	6	33.5°	110.4	166.8	27.8	13.1	78.6
6	112.5	8	25°	47.5	102.0	12.8	8.7	69.6
				785.0				445.1

F.S. = 0.57

b) Macizo rocoso de mala calidad R_c = 500 kg/cm²

DOVELA	L _i (m)	T _i (ton)	c _i (ton/m ²)	u ton/m ²	c _i L _i ton
1	18		1.5	4.2	75.6
2	9		13.6	13.3	119.7
3	7.5		25.7	19.6	147.0
4	5		32.3	22.6	113
5	6		27.8	20.6	123.6
6	8		12.8	12.8	102.4
		785.6			681.3

F.S. = 0.87



c) Macizo rocoso de mala calidad (con RC = 800 kg/cm² para la roca intacta)

DOVELA	Li (m)	Ti (t·n)	σ (ton/m ²)	τ u.n/m ²	τLi ton
1	18		1.5	5.8	104.4
2	9		13.6	16.1	144.9
3	7.5		25.7	23.5	176.3
4	5	Idem	32.3	27.0	135
5	6		27.8	24.6	147.6
6	8		12.8	15.5	124.0
		785.6			832.2

F.S. = 1.06

◆ Requerido = 52°

2. PESO PROPIO + SISMO (5 = 0.15 w)

DOVELA	Wi (ton)	Si (m)	θ_i	Ti (ton)	Ni (ton)	Li	σ (ton/m ²)	τ ton/m ²	τLi ton
1	93.8	14.1	73°	93.9	13.9	18	0.8	4.9	88.2
2	225	33.8	57°	207.1	94.2	9	10.5	13.9	125.1
3	287.5	43.1	48°	247.5	160.3	7.5	26.4	21.0	157.5
4	210.9	31.6	40°	159.8	141.2	5	28.2	24.8	124.0
5	200	30.0	33.5°	135.4	150.2	6	25.0	23.1	138.6
6	112.5	16.9	25°	62.9	94.8	8	11.9	14.9	119.2
				901.5					752.6

F.S. =
0.83

c) Macizo rocoso de mala calidad (con RC = 800 kg/cm³ para la roca intacta)

DOVELA	Li (m)	Ti (ton)	Si (ton/m ²)	Ni (ton/m ²)	tiLi ton
1	18		1.5	5.8	104.4
2	9		13.6	16.1	144.9
3	7.5		25.7	23.5	176.3
4	5	Idem	32.3	27.0	135
5	6		27.8	24.6	147.6
6	8		12.8	15.5	124.0
		785.6			832.2

F.S. = 1.06

φ Requerido = 52°

2. PESO PROPIO + SISMO (S = 0.15 w)

DOVELA	Wi (ton)	Si (m)	θi	Ti (ton)	Ni (ton)	Li	Si (ton/m ²)	ti ton/m	tiLi ton
1	93.8	14.1	73°	93.9	13.9	18	9.8	4.9	88.2
2	225	33.8	57°	207.1	94.2	9	10.5	13.9	125.1
3	287.5	43.1	48°	247.5	160.1	7.5	26.4	21.0	157.5
4	210.9	31.6	40°	159.8	141.2	5	28.2	24.8	124.0
5	200	30.0	33.5°	135.4	150.2	6	25.0	23.1	138.6
6	112.5	16.9	25°	62.9	94.8	8	11.9	14.9	119.2
				901.5					752.6

F.S. = 0.83

ANALISIS CONSIDERANDO UNA BERMA A LOS 20 M DE ALTURA Y DE 6.0 M DE ANCHO

1. PESO PROPIO

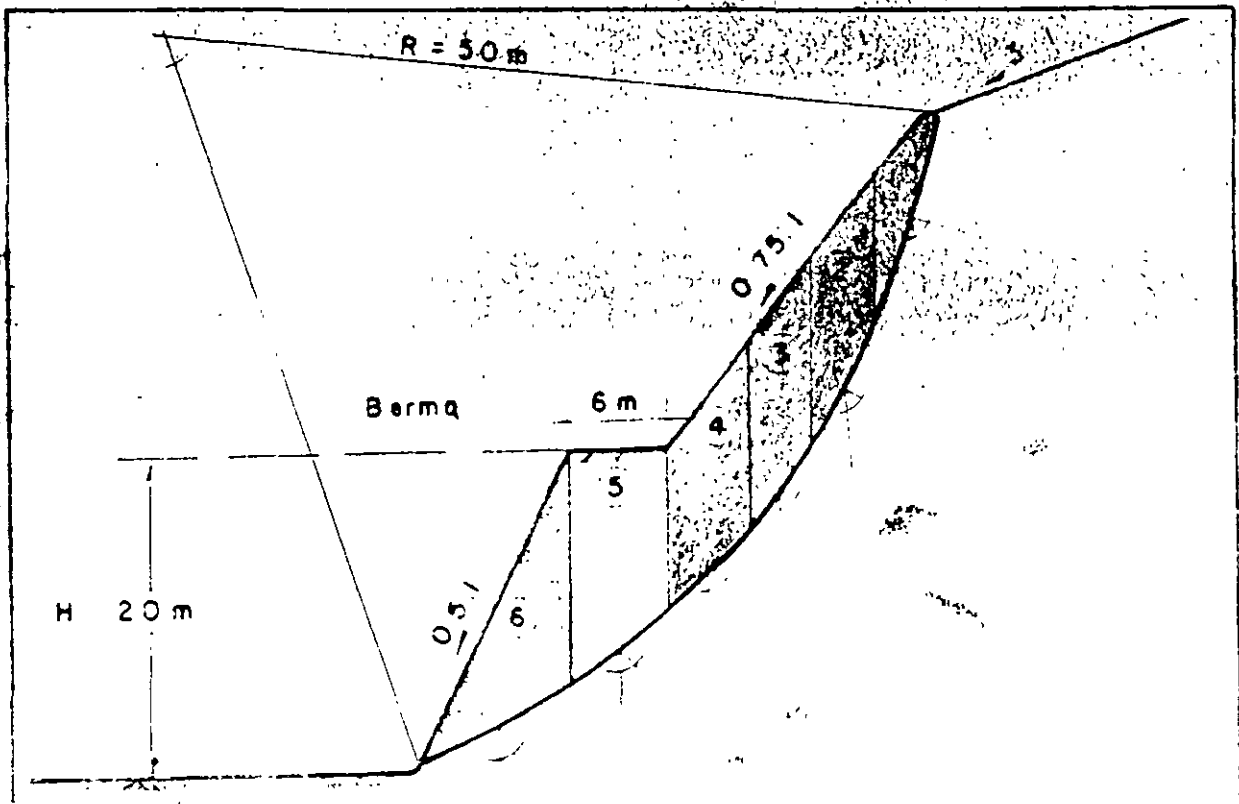
(Macizo rocoso de mala calidad y $RC = 800 \text{ kg/cm}^2$)

DOVELA	W_i (ton)	L_i (m)	θ_i	T_i (ton)	N_i (ton)	σ_i (ton/m ²)	τ_i (ton/m ²)	$\tau_i L_i$ ton
1	39.4	14	75°	38.1	10.2	0.7	4.7	65.8
2	93.8	8	63°	83.6	42.6	5.0	9.6	75.8
3	107.8	6.5	54°	87.2	63.4	9.8	13.3	86.5
4	134.4	7	46°	96.7	93.4	13.3	15.9	111.3
5	187.5	7.5	38°	115.4	147.8	19.7	20.0	150
6	165	10.5	28°	77.5	145.7	13.9	16.3	171.1
				498.5				661.6

F.S. = 1.33

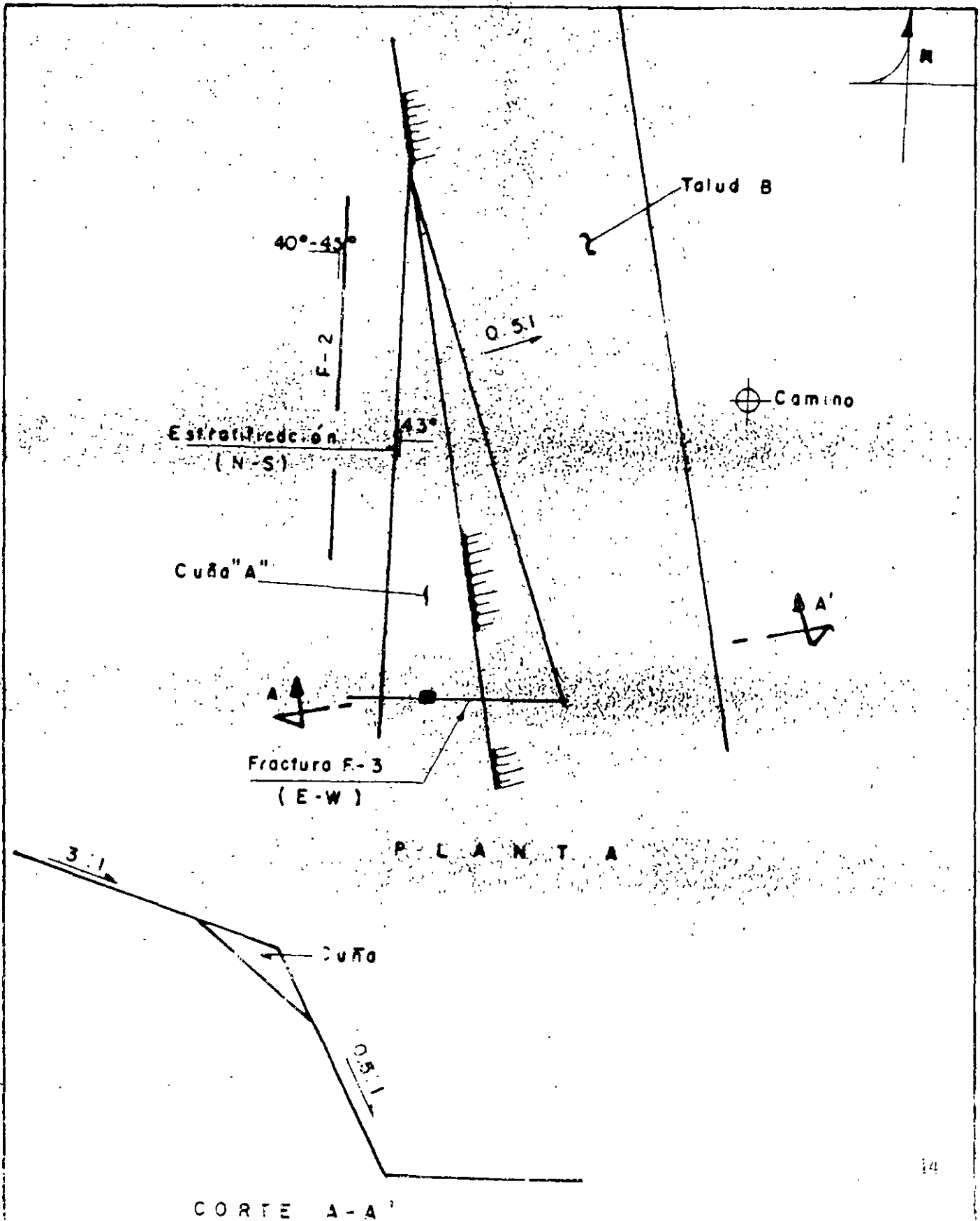
2. PESO PROPIO + SISMO (0.15 W)

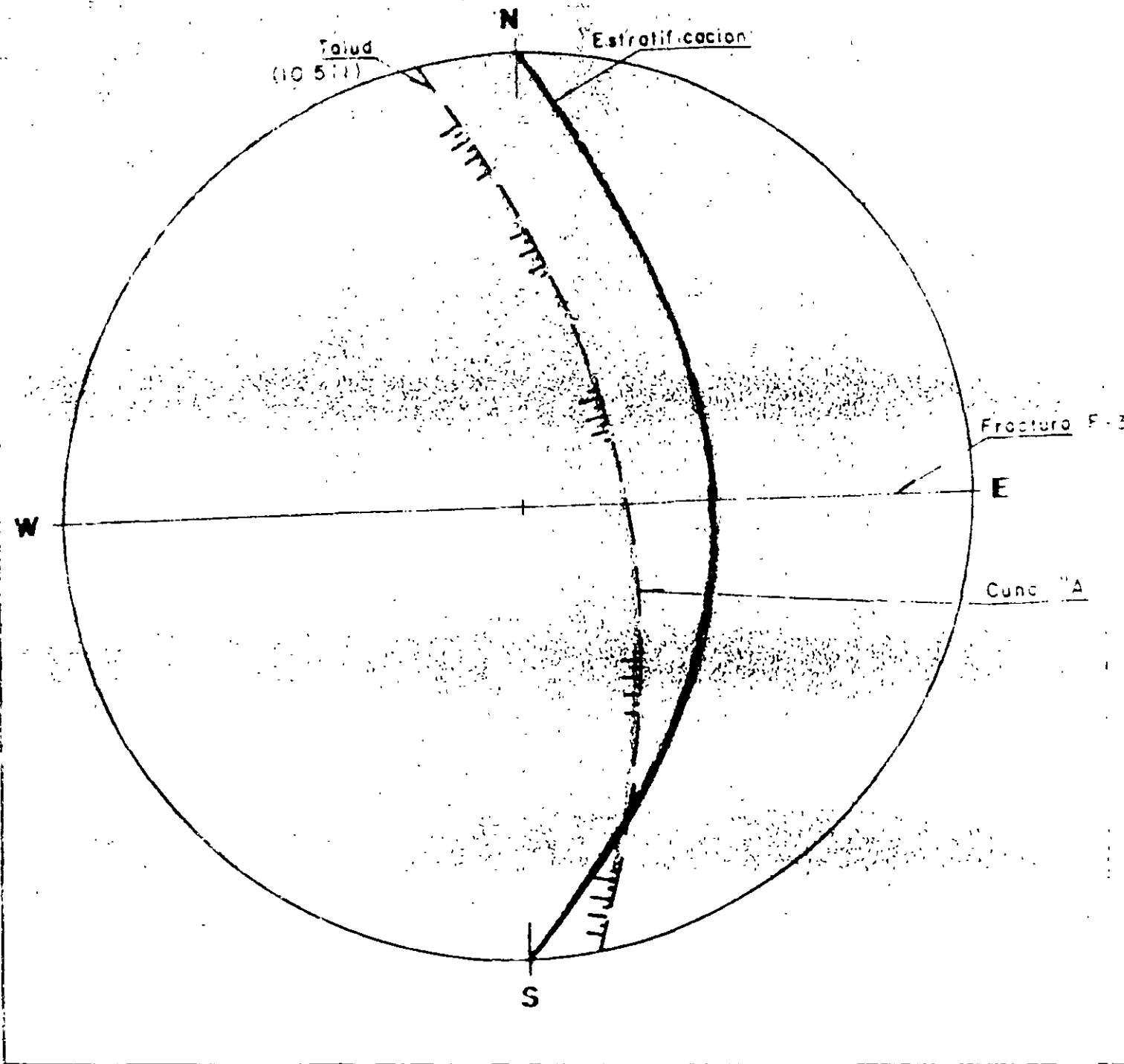
DOVELA	W_i (ton)	S_i (m)	θ_i	T_i (ton)	N_i (ton)	σ_i (ton/m ²)	τ_i (ton/m ²)	$\tau_i L_i$ ton
1	39.4	5.9	75°	39.6	9.5	14	6.3	42
2	93.8	14.1	63°	90.0	30.0	8	8.8	8.2
3	107.8	16.2	54°	96.7	50.3	6.5	7.7	11.7
4	134.4	20.2	46°	110.7	78.8	7	11.3	14.4
5	187.5	28.1	38°	137.6	130.5	7.5	17.4	18.6
6	165	24.8	28°	99.4	139.0	10.5	12.8	162.8
				574				603.6



KM 81 + 800

Areniscas de grans fino, estratificación de 30 a 50 cm buzando hacia el corte con echado de 43°, más transfamilias de fracturas.





PARA LA CONDICIÓN ESTÁTICA (PESO PROPIO) SE CONSIDERA UN F.S. = 1.5

$$F.S. = \frac{\tan \phi_e}{\tan \theta} = 1.5$$

ϕ_e : ángulo de fricción de los estratos
 θ : inclinación de los estratos

$$\phi_e = 54^\circ$$

PARA LA CONDICIÓN DE PESO PROPIO + SISMO SE CONSIDERA UN F.S. = 1.2

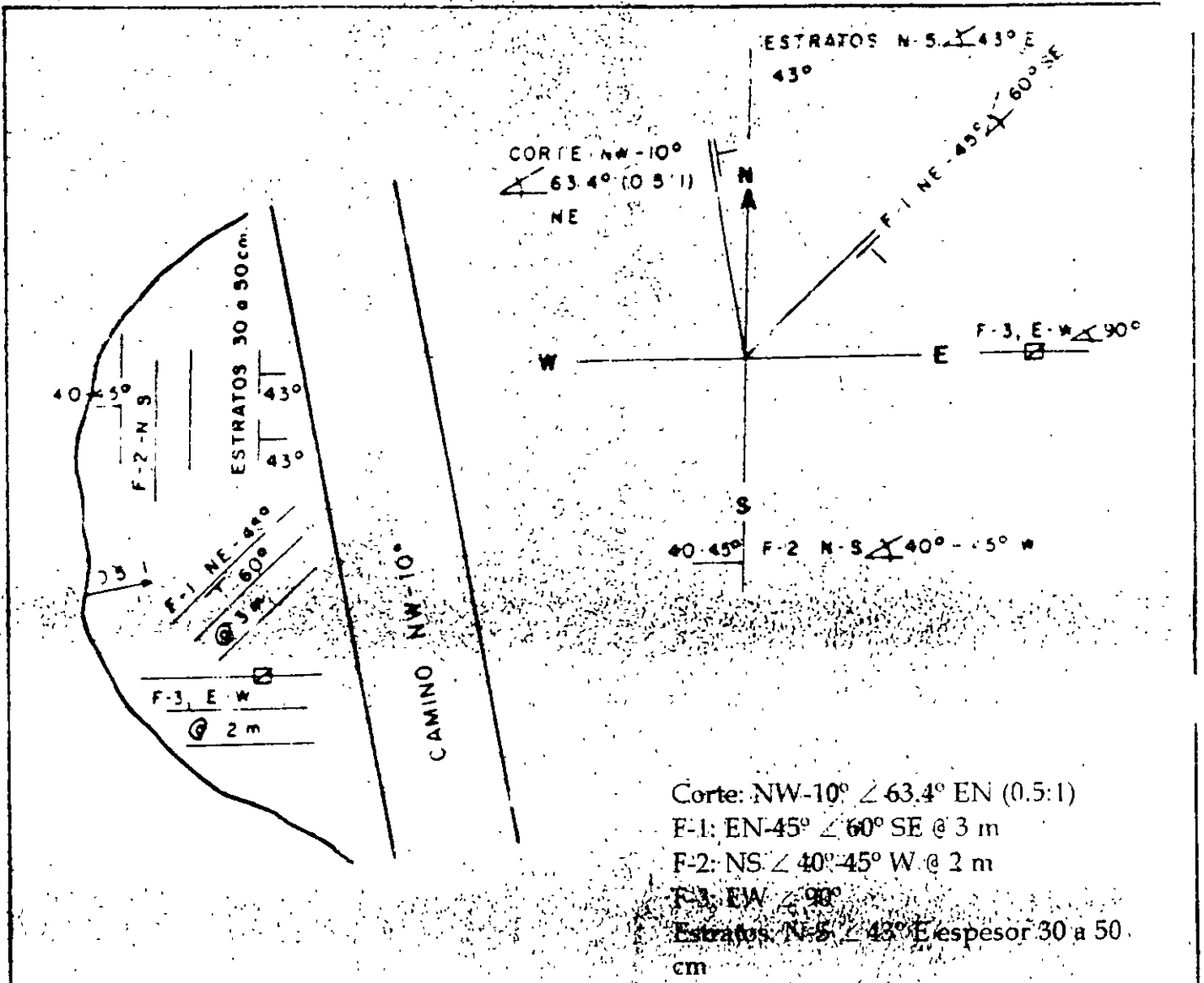
$$S = 0.05 W$$

$$F.S. = \frac{(W \cos \theta - 0.15 W \text{ Sen } \theta) \tan \phi_e}{W \text{ sen } \theta + 0.15 W \cos \theta} = 1.2$$

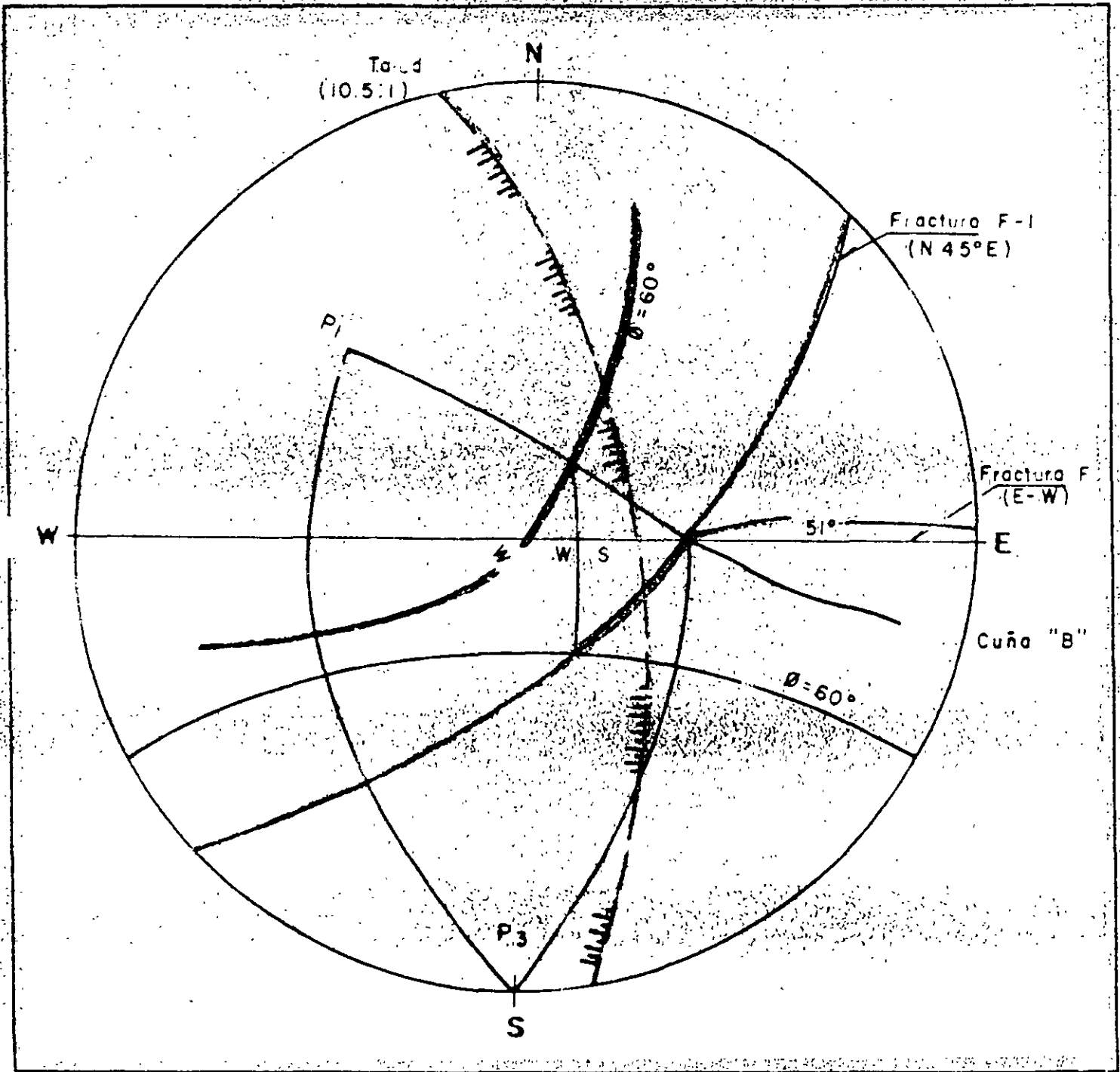
$$F.S. = \frac{(\cos 43^\circ - 0.15 \text{ sen } 43^\circ) \tan \phi}{\text{sen } 43^\circ + 0.15 \cos 43^\circ} = \frac{0.6291 \tan \phi}{0.7917} = 0.7946 \tan \phi < 1.2$$

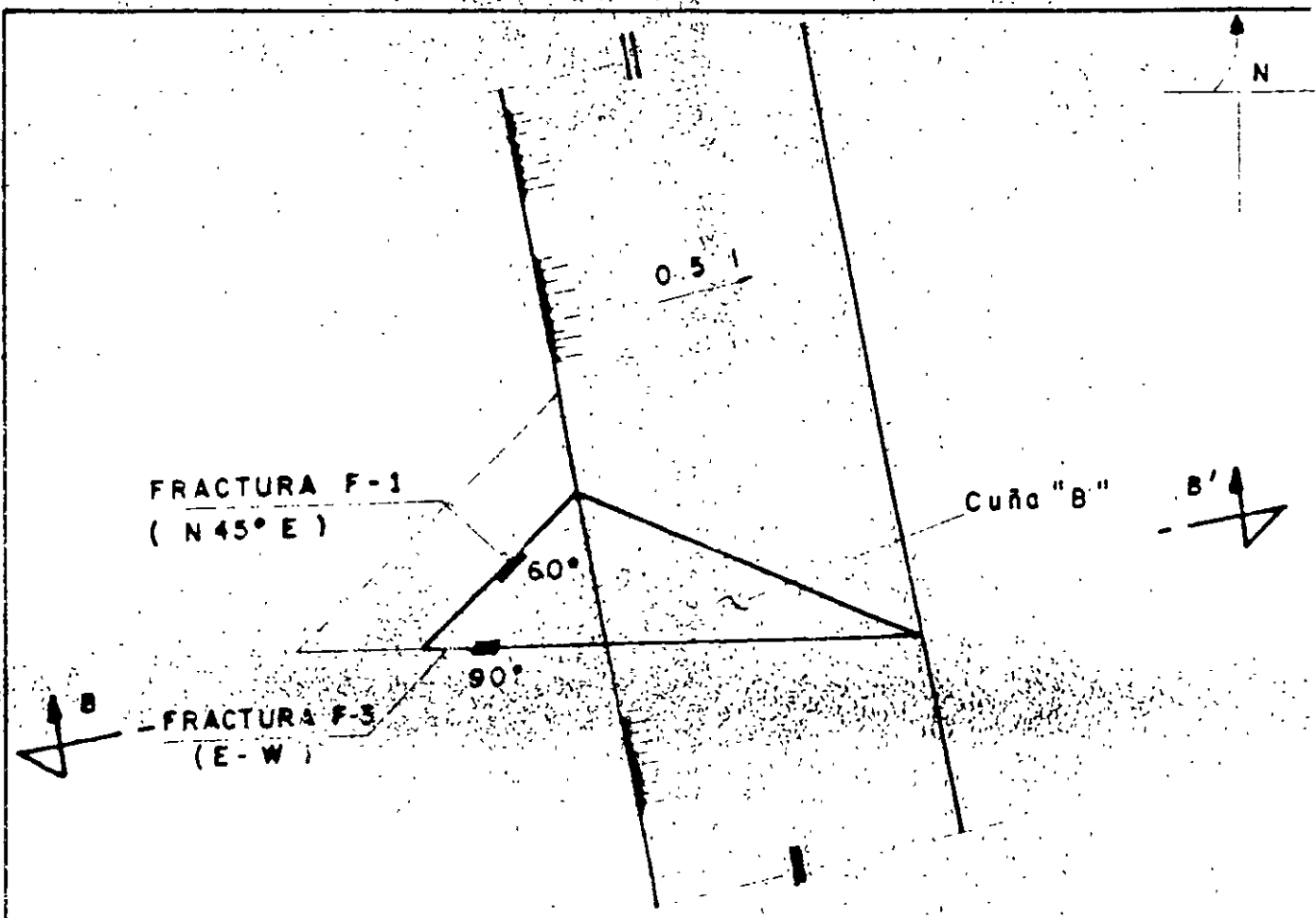
$$\phi_e = 56^\circ$$

Conclusión: Se requiere trafilamiento de anclajes conforme se profundice el corte o tender el talud a 45° (pendiente 1:1) sin bermas o tender el talud a 0.75:1 más anclajes y drenes



TALLER KINEMÁTICO

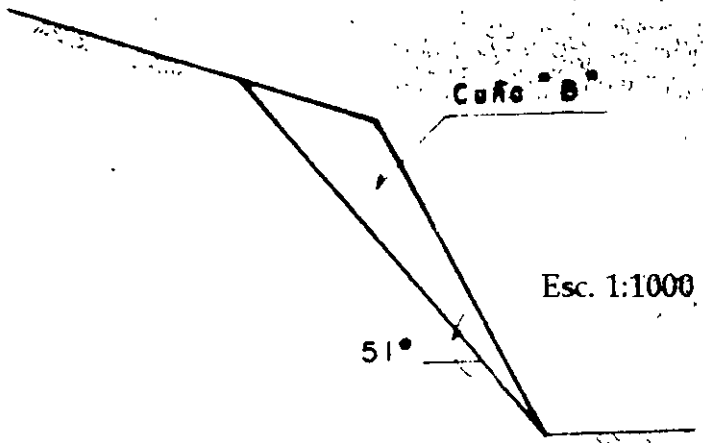




P L A N T A

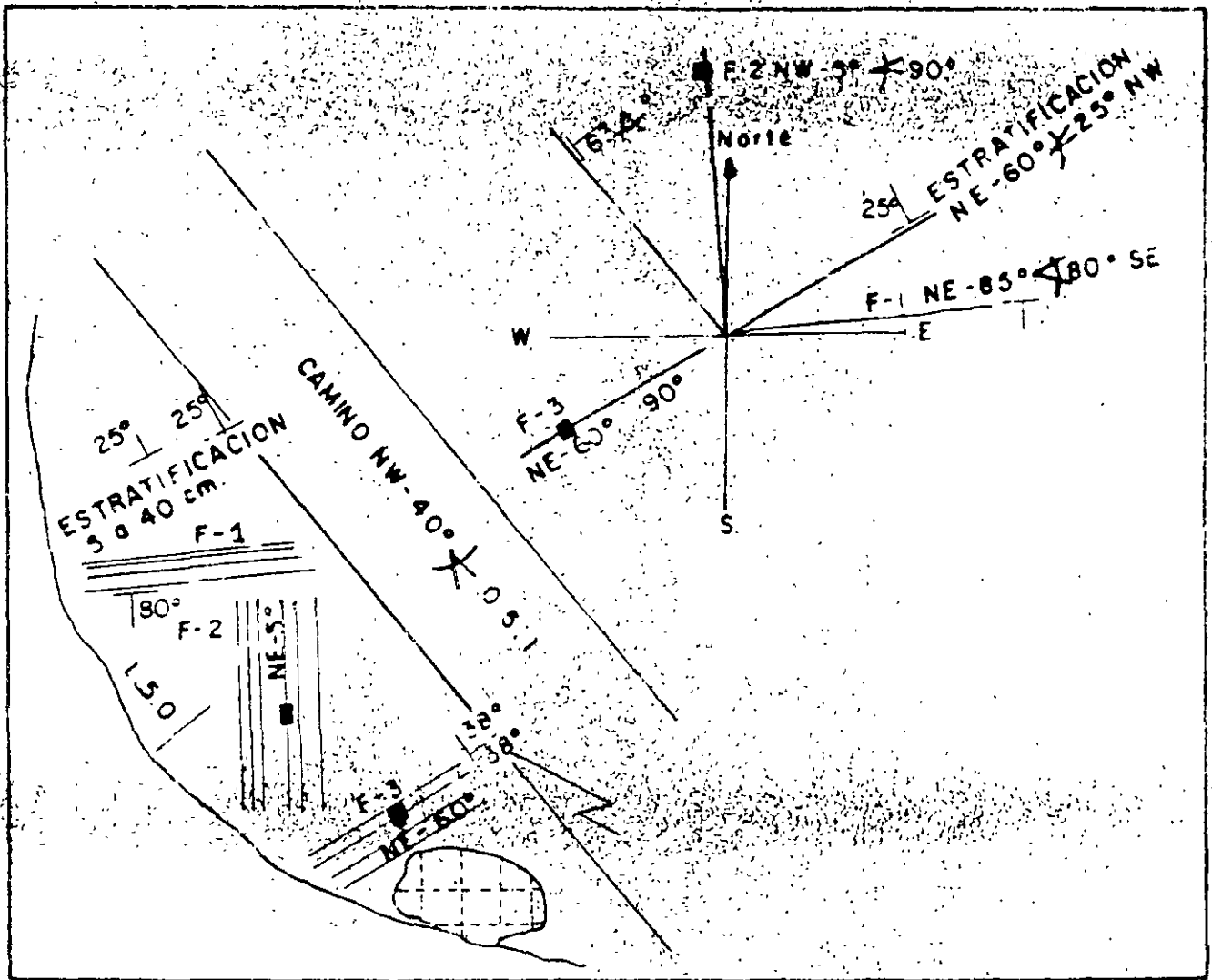
LA FALLA PUEDE OCURRIR
POR DESLIZAMIENTO POR LOS
PLANOS DE FRACTURAS F1 Y
F3 (FALLA DE CUÑA)

SE REQUIERE UN ANGULO DE
FRICCION DE LOS PLANOS DE
LAS FRACTURAS DE $\phi > 51^\circ$



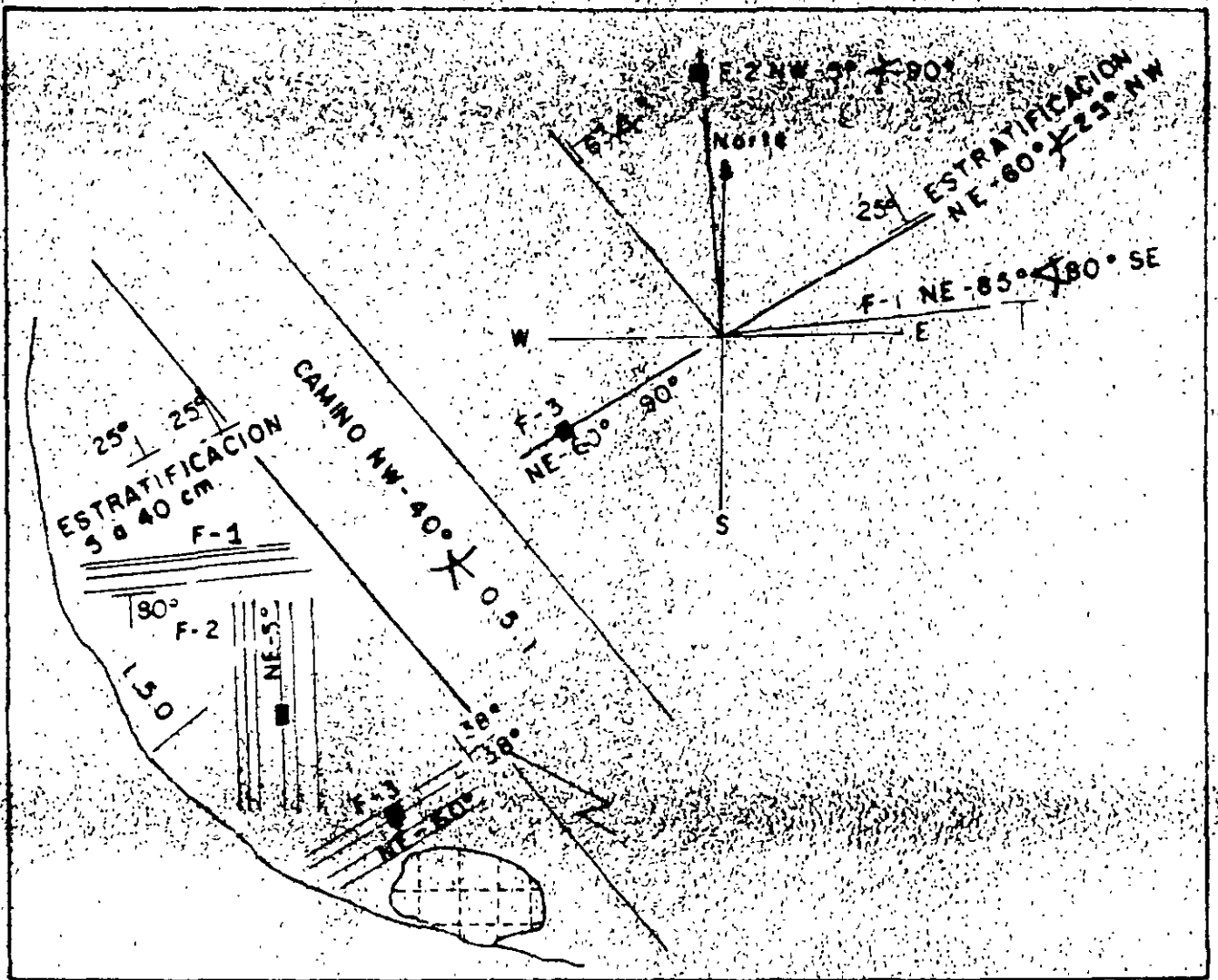
CORTE B - B'

18



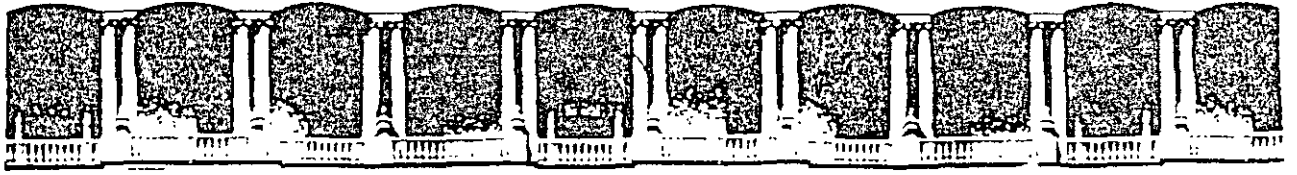
F-1 separación 20 a 50 cm
 F-2 separación 20 a 50 cm
 Estratos: 5 a 30 cm de espesor
 Corte: Rumbo NW-40° \angle 63.4° EN (0.5:1)
 F-1: Rumbo EN-85° \angle 80° SE
 F-2: Rumbo EN-5° \angle 90°
 Estratos: Rumbo EN-60° \angle 25° NW

(Desconchamientos en la parte superior)
 Zona de falla de talud local en rocas alternadas, caliches y brechas que va ha sido corregida mediante bermas



F-1 separación 20 a 50 cm
 F-2 separación 20 a 50 cm
 Estratos 5 a 40 cm de espesor
 Corte: Rumbo NW-40° / 63.4° EN (0.5:1)
 F-1: Rumbo EN-85° / 80° SE
 F-2: Rumbo EN-5° / 90°
 Estratos: Rumbo EN-40° / 25° NW

(Desconchamientos en la parte superior)
 Zona de alta detallad: form en rocas alternadas, caliches y barro que ya ha sido corregida mediante bermas



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

**ANCLAJE DE UN BLOQUE DE ROCA INESTABLE EN EL
EMPOTRAMIENTO DERECHODE LA PRESA HUITES**

**ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

Anclaje de un bloque de roca inestable en el empotramiento derecho de la presa Huites

Carlos García Herrera
Comisión Nacional del Agua
Raúl Cuéllar Borja
Fausto Lugo Félix
Comisión Federal de Electricidad

Resumen: En el empotramiento derecho de la Presa Huites, Sinaloa, se tiene un bloque de roca potencialmente inestable producto de relajación por exfoliación del domo granítico. El potencial desprendimiento del bloque no afecta la estabilidad de la presa pero como está localizado inmediatamente arriba de la planta hidroeléctrica de la CFE, resulta de importancia asegurar su estabilidad. En este trabajo se describe con detalle el procedimiento de cálculo de la solución recomendada de manera conjunta por los ingenieros de la CNA y de CFE.

1 Antecedentes

Este análisis se realizó atendiendo los requerimientos planteados durante una reunión técnica de seguimiento de obra en el Proyecto Huites, con objeto de conocer las propuestas de los ingenieros de la CFE y de la CNA en relación con la definición del soporte requerido para garantizar la estabilidad del bloque de roca conocido como "Tecata", localizado al poniente del Domo Granítico en el empotramiento de la margen derecha, inmediatamente aguas arriba de la Casa de Máquinas de la Central Hidroeléctrica.

2 Características del bloque de roca

Se trata de un bloque potencialmente inestable producto de relajación por exfoliación del domo granítico, con dimensiones y peso importantes, al que se le denomina "Tecata".

Este bloque está constituido por dos secciones, separadas por un dique intrusivo de diabasa color oscuro, el cual tiene contactos duros de alta resistencia con la roca granítica encajonante. Este dique tiene buzamientos hacia dentro del macizo rocoso lo cual es favorable a la estabilidad de la parte superior del bloque. La traza del dique en la superficie es ligeramente inclinada hacia el NW (Fig 1).

La sección superior pesa aproximadamente 48 000 toneladas, con una superficie de contacto de 2 260 m² y está recargado en el domo granítico sobre una superficie de discontinuidad del tipo lisa plana, que viene a ser plano potencial de falla.

La sección inferior pesa 62 000 toneladas, con una superficie de contacto de 4 320 m² y está recargado en el domo granítico, sobre una superficie de contacto también del tipo lisa plana el cual tiene un echado de 82° en promedio.

3 Análisis de estabilidad

3.1 Sección Superior

Considerando la relación:

$$F.D. = W_T - F.R. \dots\dots\dots (1)$$

donde:

F.D. = Fuerza en desequilibrio
W_T = Fuerza tangencial
F.R. = Fuerza resistente = N tan φ

tenemos que:

$$W_T = 48\,000 \cos 26^\circ = 43\,142 \text{ t}$$

$$N = 48\,000 \sin 26^\circ = 21\,042 \text{ t}$$

con este valor y φ = 42°, entonces:

$$F.R. = 21\,042 \tan \phi = 18\,946 \text{ t}$$

$$\therefore F.D. = 43\,142 - 18\,946 = 24\,196 \text{ t}$$

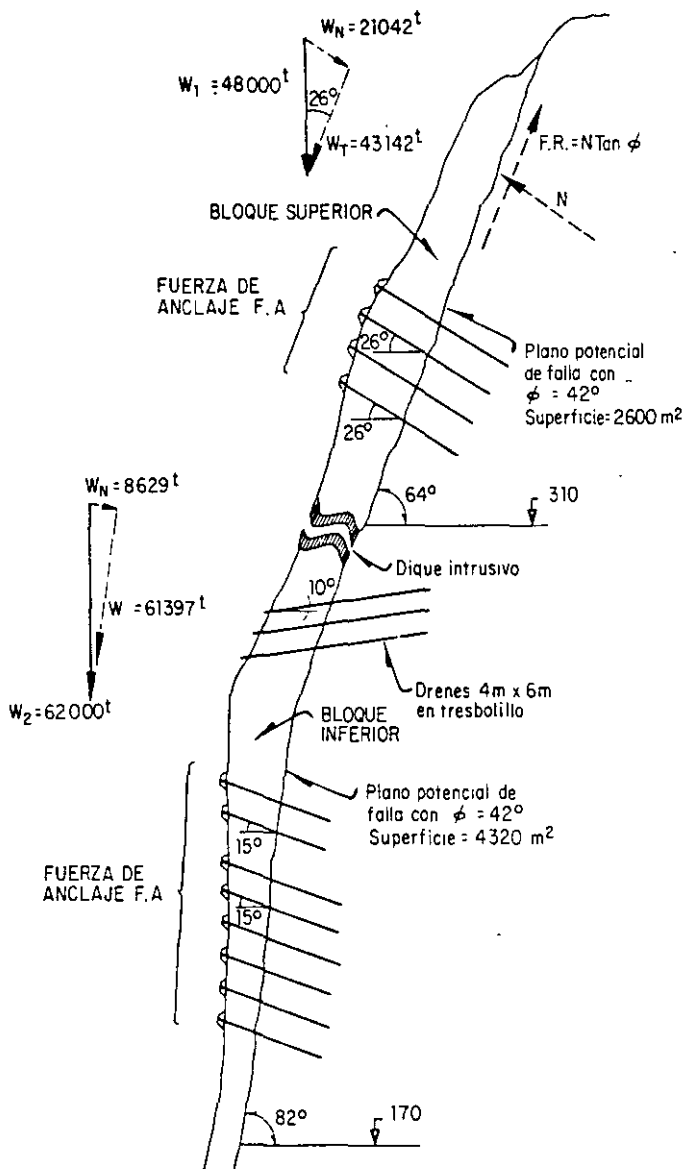


Fig 1. Geometría del bloque inestable.

3.1.1 Diseño del Anclaje

Utilizando anclajes con dos barras de 3.81 cm (1.5") de diámetro, acero de $f_{yp} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y mortero de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, diseñados para trabajar en tensión bajo fricción y a la falla, se tiene:

Resistencia de los anclajes $R = 2 \times 90 \text{ t} = 180 \text{ t}$

La fuerza requerida en los anclajes es igual a la de desequilibrio:

$$F.R. = F.D. = 24196 \text{ t}$$

La fuerza de anclaje es:

$$F.A. = F.D. / \tan \phi = 24196 / \tan 42^\circ = 26872 \text{ toneladas}$$

Número de anclajes = $26872 / 180 = 149$, sean 150 piezas

Area de influencia por anclaje = $2600 \text{ m}^2 / 150 = 17$, por lo que la plantilla de anclajes será de: 4.20 x 4.20 m

3.2 Bloque inferior

Fuerza resistente:

$$\therefore F.R. = 8629 \tan 42^\circ = 7770 \text{ t}$$

Fuerza en desequilibrio:

$$\therefore F.D. = 61397 - 7770 = 53627 \text{ t}$$

Fuerza de Anclaje:

$$\therefore FA = 53627 / \tan 42^\circ = 59559 \text{ t}$$

Número de Anclajes = $59559 / 180 = 331$ piezas

Area de influencia por anclaje = $4320 / 331 = 13 \text{ m}^2$, por lo que la plantilla de anclajes será de: 3.60 x 3.60 m

4 Longitud de los anclajes

4.1 Longitud de adherencia

La longitud de las barras para asegurar la adherencia (LA) se determina con la siguiente expresión:

$$LA = T / P \cdot Vc \dots\dots\dots (2)$$

donde:

T = fuerza de tensión de la barra de anclaje, en kg

P = perímetro de la barra = πd , en cm

Vc = esfuerzo cortante en el mortero = $0.06 f'_c$, en kg/cm^2

$$LA = 90000 / 12 \times 12 = 625 \text{ cm}, \text{ sean } 6.50 \text{ m}$$

\therefore La longitud de los anclajes después de pasar el plano potencial de falla será de 6.50 m.

5 Drenaje

Para evitar las fuerzas desestabilizadoras que puede generar infiltración del agua en el plano potencial de falla, se recomienda perforar drenes de 4" de diámetro, inclinados de 5° a 10° hacia arriba, con una plantilla de 4 m de distancia vertical y 8 m de distancia horizontal entre líneas, con distribución en tresbolillo. La longitud de los barrenos deberá ser 6 m más largos que los anclajes.

6 Subpresión

El valor de la subpresión es nulo, si se tiene en cuenta una eficiencia de 100% en el sistema de drenaje del bloque, constituido por los barrenos descritos en el inciso anterior.

7 Fuerzas horizontales por sismo o voladura

En ocho voladuras con explosivos en las excavaciones realizadas a cielo abierto entre el 29 de junio al 3 de julio de 1993, se midieron aceleraciones de partícula mayores de 0.5 cm/s^2 , y en otras dos voladuras los valores de aceleración de partícula alcanzaron 2.2 y 2.4 cm/s^2 , sin que se rompiera el equilibrio original del bloque "Tecata".

Tomando en cuenta estos resultados, no se consideró necesario tomar en cuenta el efecto de vibraciones por sismo o voladuras para el cálculo de la estabilidad del bloque "Tecata", ya que ha sido capaz de resistir esos efectos de vibración aún sin el anclaje de refuerzo.

8 Criterio de dirección de los anclajes de fricción

8.1. Anclajes perpendiculares al plano de falla

Este criterio está basado en lo siguiente:

- Ante la ocurrencia de un desplazamiento a lo largo de la superficie de falla, se produciría un efecto de giro con alargamiento de los anclajes y el desarrollo de esfuerzos de tensión, transmitidos por la fricción entre el ancla y la roca a través del mortero de relleno (Fig 2a).
- En caso de que la longitud de las anclas dentro del cuerpo inestable sea corta y no alcance para desarrollar la fricción en toda su magnitud, entonces se requerirá de un cabezal de distribución, como es el caso que se presenta en la parte inferior de la "Tecata", a la elevación 170. En esta zona se tiene prevista la colocación de un refuerzo de distribución a base de capas gruesas de concreto lanzado, con mallas de acero de refuerzo. Donde el bloque tenga espesores menores de 7 m, se requiere construir cabezales de distribución, en caso contrario no será necesario.

8.2. Anclajes inclinados hacia arriba

Este criterio está basado en lo siguiente:

- Ante cualquier desplazamiento del cuerpo inestable, se producirán esfuerzos de tensión en las barras de los anclajes a través del mortero de liga con la roca, por lo que su trabajo es más eficiente (Fig 2b).
- El uso de cabezales de apoyo tiene el mismo significado arriba descrito.

Dado que el anclaje inclinado hacia arriba trabaja de manera más

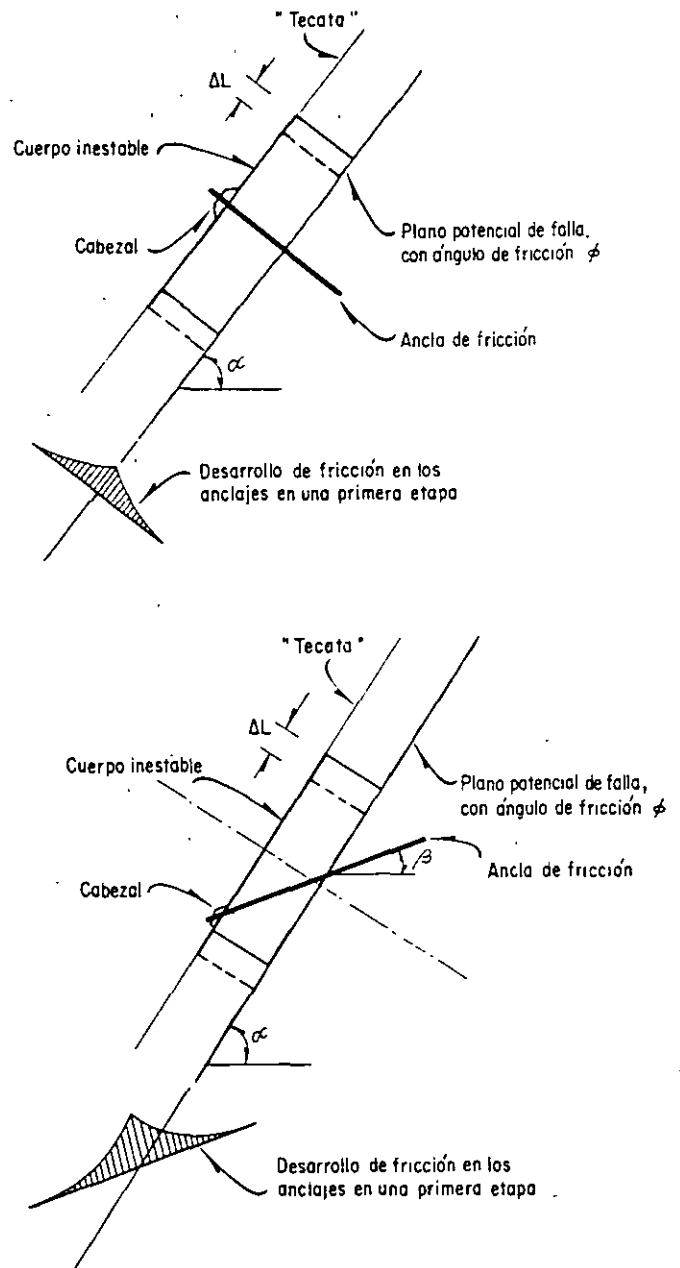


Fig 2. Alternativas de dirección de los anclajes de fricción.

eficiente, sería la dirección recomendada; sin embargo, la longitud total del anclaje es significativamente mayor, por lo que se acepta que se coloque perpendicular al plano de falla.

9. Conclusión

En este artículo se muestra el procedimiento detallado de cálculo del anclaje de fricción para el caso de un bloque de roca potencialmente inestable de la Presa Huites, así como las consideraciones hechas para definir las condiciones de carga y de trabajo; lo que es de utilidad para evaluar con rapidez propuestas de anclaje de fricción para otros casos similares.

Estabilización de la caverna en el empotramiento de la presa Zimapán

Jorge Gamboa
Consortio Zimapán

Raúl Cuéllar
Comisión Federal de Electricidad

Resumen: Consideraciones de diseño determinaron la geometría del desplante y empotramiento de la cortina tipo arco-bóveda del P.H. Zimapán. Las características topográficas y geológicas de la margen derecha de la boquilla obligaron a excavar una caverna de 50 m de diámetro por 18 m de altura para poder realizar el rebaje de regularización de la superficie de empotramiento.

Para estabilizar esta caverna ubicada sobre la ladera casi vertical de roca caliza con una cobertura de 130 m, se diseñó un soporte a base de anclas de fricción, constituidas por "trabes de concreto armado" desde la superficie de la roca, complementadas por anclas de fricción y concreto lanzado convencionales desde el interior de la caverna.

Se describen los procedimientos de excavación tanto de las galerías para la construcción de las "trabes de anclaje" como de la caverna de acceso al rebaje de regularización del arco.

1 Características del sitio de la boquilla (El Cañón del Infiernillo).

La cortina se situó dentro del Cañón del Infiernillo, labrado en rocas sedimentarias constituidas por calizas y dolomías, conocidas como Formación El Doctor; en este sitio la estructura es una cabalgadura regional donde la Formación El Doctor sobreyace a una más reciente, conocida como Formación Soyatal, formada por estratos delgados de areniscas, lutitas calcáreas e intercalaciones de calizas. En la boquilla, la Formación Soyatal subyace a la Formación El Doctor y se sitúa aproximadamente a 20 m debajo del nivel de desplante, quedando así la cortina totalmente apoyada en calizas.

Los sistemas de discontinuidades dominantes en el cañón están constituidos por los planos de estratificación que buzan ligeramente hacia la margen izquierda y dos familias de fracturas verticales continuas con rumbos NW-SE y NE-SW. Los espesores de la estratificación varían desde 0.5 hasta 5.00 m, predominando los espesores gruesos de más de 1.0 m. La separación de los planos de fracturamiento es superior a 0.50 m (Fig. 1).

Estas características estructurales son las que han gobernado la forma del cañón, propiciando el sistema de fracturas, paredes prácticamente verticales y los planos de estratificación, un talud en la margen izquierda ligeramente escalonado y con una pendiente de 60° con la horizontal y en la margen derecha la pared del cañón es vertical con salientes en la parte superior que dan una resultante en contrapendiente (Fig. 2).

Topográficamente, el cañón en el que se sitúa la presa es estrecho

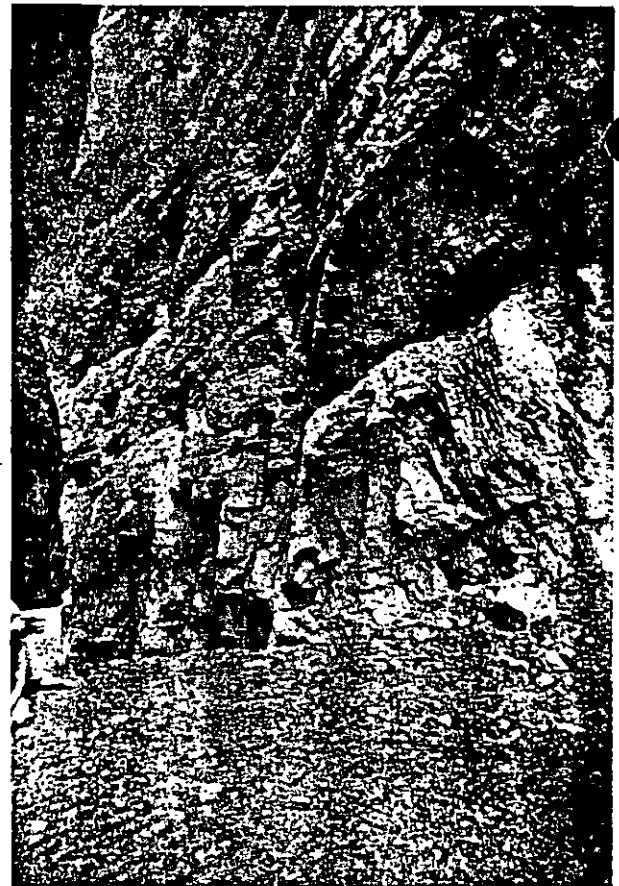


Fig. 1 Vista del sistema de fracturamiento vertical.

con no más de 50 m de ancho en el fondo; a nivel de la corona, situada a 200 m por arriba del nivel del fondo, se tienen 100 m de ancho y en la parte superior extrema del cañón, situada a 330 m del fondo, el ancho es de 172m.

Éstas características topográficas son las que obligaron a que el acceso al sitio de la cortina debiera hacerse mediante túneles, de 400 m de longitud, el de margen izquierda y de 920 m de longitud el de margen derecha.

2 Excavaciones para el apoyo de la cortina.

La geometría determinada por el proyectista para las excavaciones del desplante de la cortina, incluyen sobre la margen derecha la formación de una caverna, para poder iniciar el rebaje de la roca sobre la pared del cañón desde el piso de la misma (Fig. 3).

En la margen izquierda, la topografía permitió aprovechar una berma natural para ampliarla y formar una superficie de trabajo.

La posición de la caverna y el volumen de roca gravitando sobre



Fig. 2 Vista del cañón desde su entrada. Nótase la grúa torre en la cima de la margen derecha y el puente-pasarela que indica la elevación de la corona de la cortina.

su techo se muestran en la figura 4. Para estabilizar esta masa de roca, se diseñó un anclaje a base de cinco traveses de concreto reforzado con barras de acero de $f_y = 4\ 200\ \text{kg/cm}^2$, alojadas en galerías de sección portal de $2.80 \times 2.80\ \text{m}$ (Fig. 5). El armado de estas traveses, que trabajarán según la hipótesis de diseño como tirantes rígidos pasivos, consiste en 114 varillas de 3.175 cm (1 1/4") de diámetro; lo que da un total de $902\ \text{cm}^2$ de área de acero (Fig 6, Tabla 1, Ref. 1).

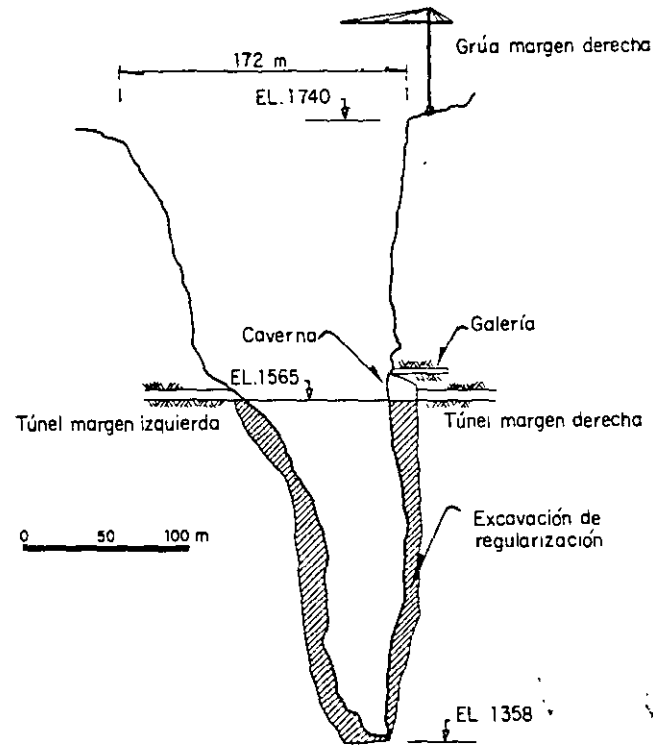


Fig. 3 Perfil del cañón en el sitio de la cortina.



Fig. 4 Corte transversal de la caverna de margen derecha:

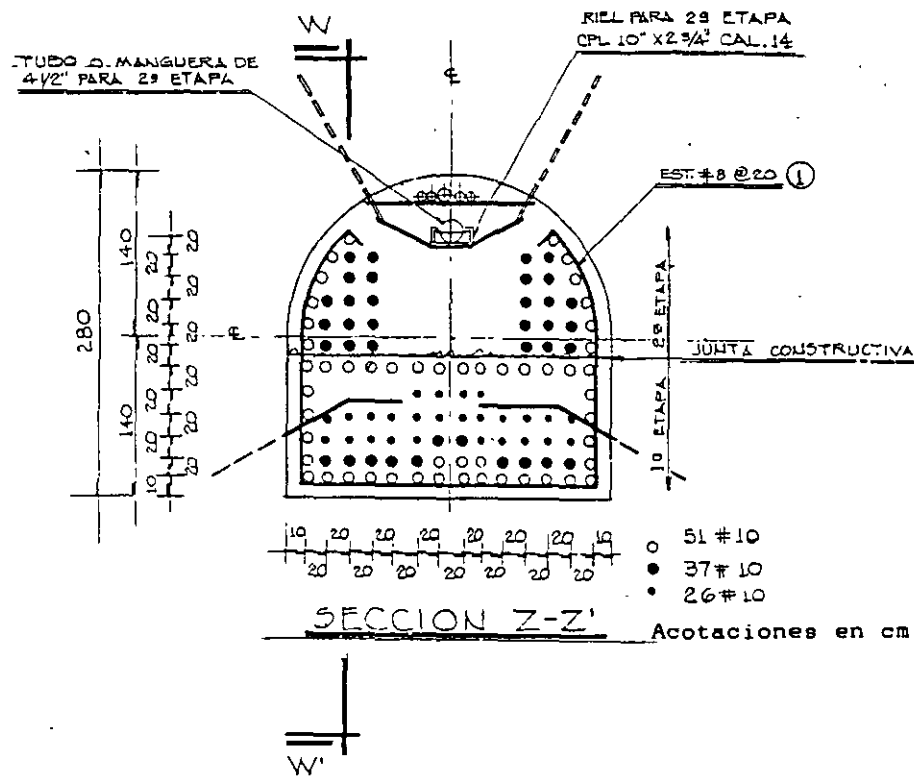


Fig. 5 Sección de las traves en galería, mostrando el armado.

3 Hipótesis de diseño de las traves.

Se consideró un bloque de roca potencialmente inestable de 52,000 toneladas de peso, repartidas en tres partes iguales, correspondiendo el tercio central a la bóveda la caverna.

Hipótesis:

- Transmitir la carga de la bóveda de la caverna, al interior del macizo rocoso, mediante "traves de concreto armado", las cuales son similares a los anclajes tradicionales de fricción denominados "tirantes rígidos pasivos".
- Evitar la descompresión de la roca por encima de la caverna.

Para transferir la carga de manera que la resultante pase por detrás de la bóveda de la caverna, se determinó que era necesario aplicar una carga horizontal de 10 000 toneladas, a repartir en cinco galerías de 36 m de largo y sección portal de 2.8 m de ancho por 2.8 m de alto rellenas con concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y reforzadas con 902 cm^2 de acero corrugado de $f_y = 4 200 \text{ kg/cm}^2$ con una longitud de anclaje de 18 m, tanto en el bloque inestable como en el interior del macizo rocoso.

Para garantizar la adherencia del concreto a la roca se instalaron abanicos de anclas radiales constituidas por 6 varillas de 2.54 cm (1") de diámetro por 2 m de largo a cada 30° , contenidas en

planos verticales con separación de 1.50 m centro a centro, más una inyección de cemento para relleno de la bóveda, por medio de tubos perforados del tipo tubo de manguitos.

4 Planeación de la construcción.

Para proceder a la actividad 60: "Excavación galerías y caverna", incluida en el frente de trabajo "Construcción cortina" (Fig. 7), fué necesario concluir previamente las actividades: caminos de acceso y plataformas para grúas; obras civiles para grúa margen derecha; montaje grúa torre en margen derecha y haber avanzado en el frente "Túneles de acceso", con la excavación del túnel caminero de la margen derecha, el cual se atacó avanzando hacia el sitio de la presa, hasta tener el frente de excavación a sección completa situado a 68 m de la pared del cañón del río. A partir de este cadenamamiento, se atacó la excavación del túnel en sección de $4 \times 4 \text{ m}$ limitando la carga explosiva a 4 kg/tiempo en una longitud de 30 m, para continuar 10 m más en la misma dirección con la misma sección, pero limitando la carga explosiva a 2 kg/tiempo (Fig. 8).

En este último cadenamamiento, situado a 28 m de la pared del cañón del río, se suspendió la excavación del túnel y se inició la excavación de las galerías para las traves de anclaje, excavando desde el exterior.

5 Excavación de las galerías.

Con el apoyo de la grúa torre situada en la cima del cañón (Grúa torre marca Liebhjerr modelo 350 C. con pluma de 55 m y capacidad al extremo de 6 500 kg, con dos malacates para bajar el rancho hasta 200 m), se bajó el personal con equipo de mano (pistolas a gasolina) para atacar la galería de acceso de 3 x 3 m en sección y 28 m de longitud, y conectar con el túnel caminero (Fig. 8).

A través de esta galería ya fué posible suministrar agua y aire a presión, y energía eléctrica hacia el exterior y, posteriormente, pasar la tubería para el bombeo de concreto.

Con este apoyo logístico, ya fué posible atacar la excavación de las galerías para alojar las trabes de anclaje. La excavación se hizo a sección completa, utilizando para efectuar la perforación equipo mediano de pata (Atlas-Copco BBC 2.4 w), sistema neumático y agua para evitar el polvo, perforando en longitud de 1.60 m con broca de 3.81 cm (1 1/2") de diámetro. La plantilla de barrenación consistió en una cuña central en paralelo con dos barrenos quemados, ocho barrenos cargados con retardo de 25 microsegundos y dos líneas adicionales con retardadores de largo período (25 milisegundos); la línea de corte perimetral estuvo formada por barrenos de un metro de longitud espaciados a 30 cm y cargados con explosivo (Tovex 100).

La rezaga se efectuó con pala y carretilla manual. A medida que avanzó la excavación de la galería se colocó el anclaje radial de

fricción, consistente en barras de 3.0 m de longitud y 3.81 cm (1 1/2") de diámetro, colocadas en forma sistemática a cada dos metros a lo largo de la galería (Fig. 9).

Simultáneamente al inicio de la excavación de las galerías 1, 2 y 3, se realizó el amacice y lanzado de concreto en una banda de 6 m de ancho, cubriendo el área de las tres galerías.

Concluidas la excavación y el anclaje radial de las galerías 1, 2 y 3, se procedió a bajar el acero de refuerzo requerido (Figs. 5 y 6) previamente habilitado y se procedió a realizar el colado en dos etapas. Para la segunda etapa se sostuvo la tubería de concreto en la parte superior y para el inyectado final de la clave se dejó ahogado un tubo para inyectado de 3.81 cm (1 1/2") de diámetro y cinco tubos de 2.54 cm (1") de diámetro para desfogue.

Concluidas las trabes 1, 2 y 3, se procedió a la excavación y construcción de las trabes 4 y 5; completando a la vez la franja de concreto lanzado entre las galerías 1-4 y 3-5 (Figs. 10 y 11).

El detalle de la logística para la ejecución de las excavaciones de las galerías atacando desde la pared del cañón del río se muestra en la figura 12. En tanto se procedía a la excavación de la galería auxiliar de comunicación entre la pared exterior y el túnel caminero, el acceso del personal para el montaje de andamios y plataformas provisionales de trabajo se hizo utilizando los socavones de media caña realizados para los levantamientos geológicos en las etapas previas de los estudios de campo en las paredes del cañón.

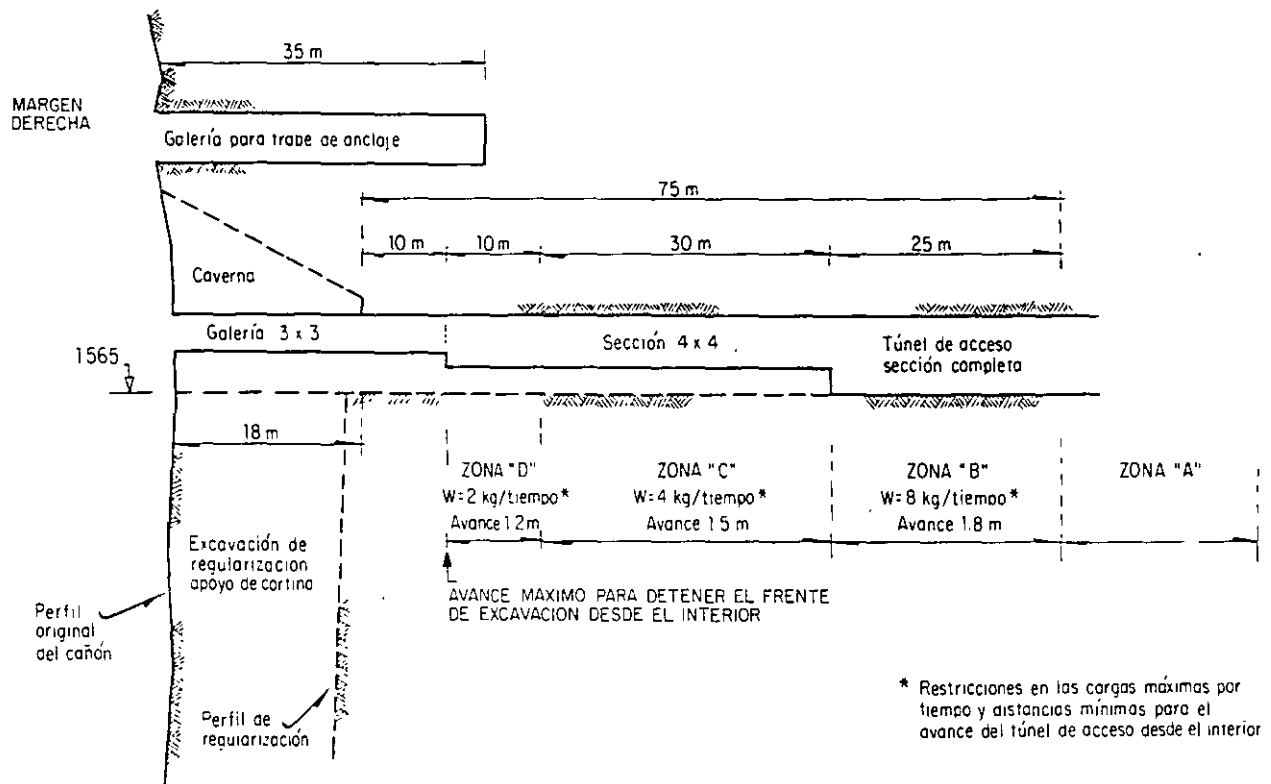


Fig. 8 Corte longitudinal de túnel caminero y caverna en la margen derecha

Tabla 1. Listado de barras utilizadas en el refuerzo de las galerías

Concepto	Designación	Longitud Unitaria (cm)	Cantidad	Longitud Total (m)	Peso (kg)	Notas
1	#8	800	178	1 424.0	5 660	Estribos
2	#10	1200	253	3 036.0	18 899	Armado longitudinal
3	#10	361	51	184.1	1 146	Armado longitudinal
4	#8	300	22	66.0	262	Anclas verticales
5	#4	70	120	84.0	84	Soportes del armado
6	#4	270	60	162.0	161	Soportes del armado
7	#6	250	72	180.0	405	Soportes del armado
8	#6	110	84	92.4	208	Soportes del armado
Resumen :					# 4	245 kg
					# 6	613 kg
					# 8	5 660 kg
					# 10	20 045 kg
TOTAL PARA CADA GALERÍA :						26 563 kg

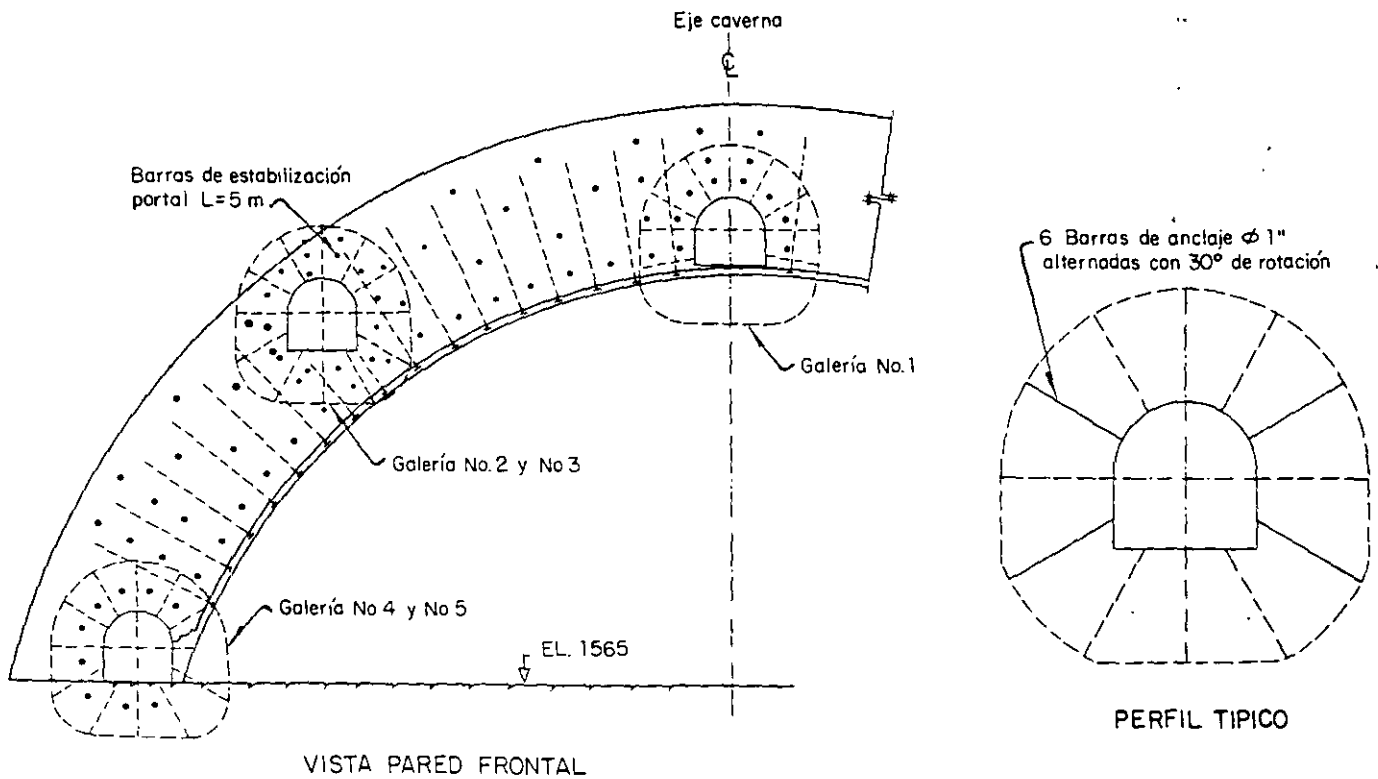


Fig. 9 Perfil típico de galería mostrando anclaje radial

6 Excavación de la caverna.

Concluida la construcción de las traves de anclaje, se inició la excavación de la caverna, iniciando con una sección piloto en la clave y continuando por banqueos. En la figura 13 se ilustra la secuencia del proceso.

A medida que avanzó la excavación se fué instalando el anclaje

para estabilizar las paredes de la caverna. En la figura 9 se muestra la distribución de este anclaje, en la misma secuencia se fué aplicando concreto lanzado.

La excavación de la caverna se llevó a cabo en condiciones de absoluta estabilidad del macizo rocoso.

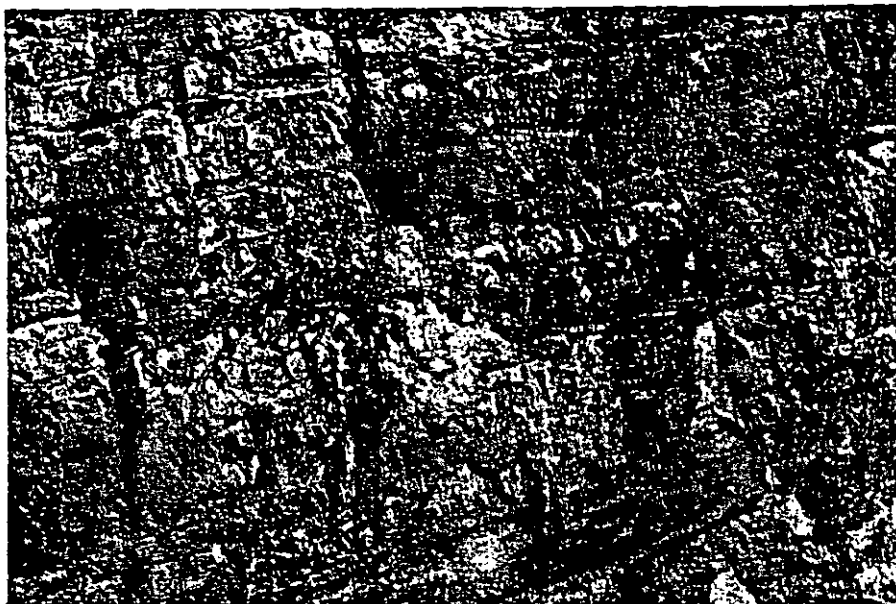
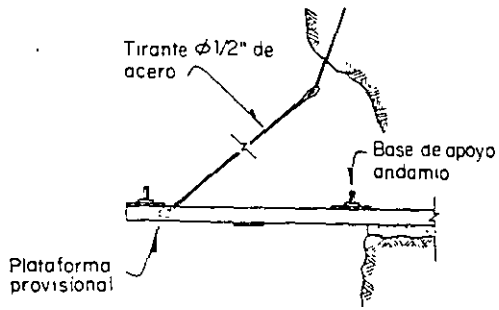


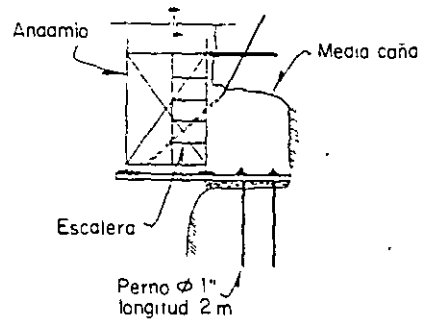
Fig. 10 Vista de excavación de galerías para alojar traves



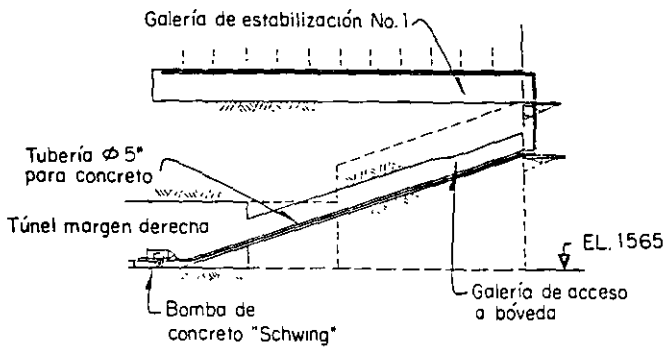
Fig. 11 Vista de la caverna terminada e inicio de excavación para el empotramiento de cortina



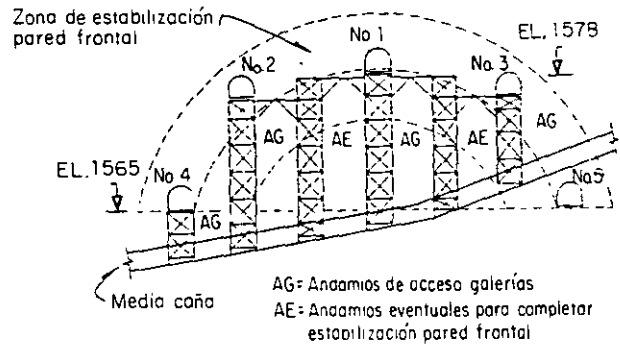
BASE DE ANDAMIOS



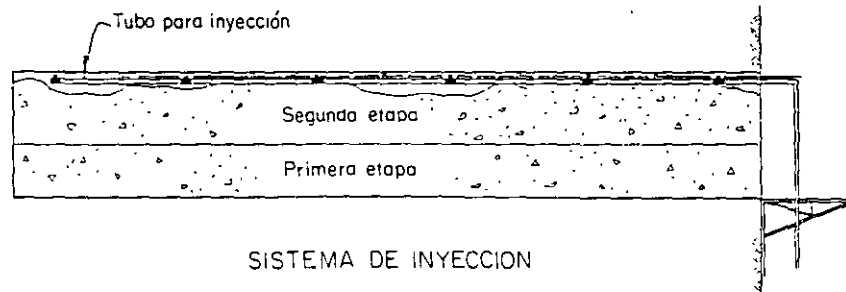
PERFIL



BOMBEO DE CONCRETO

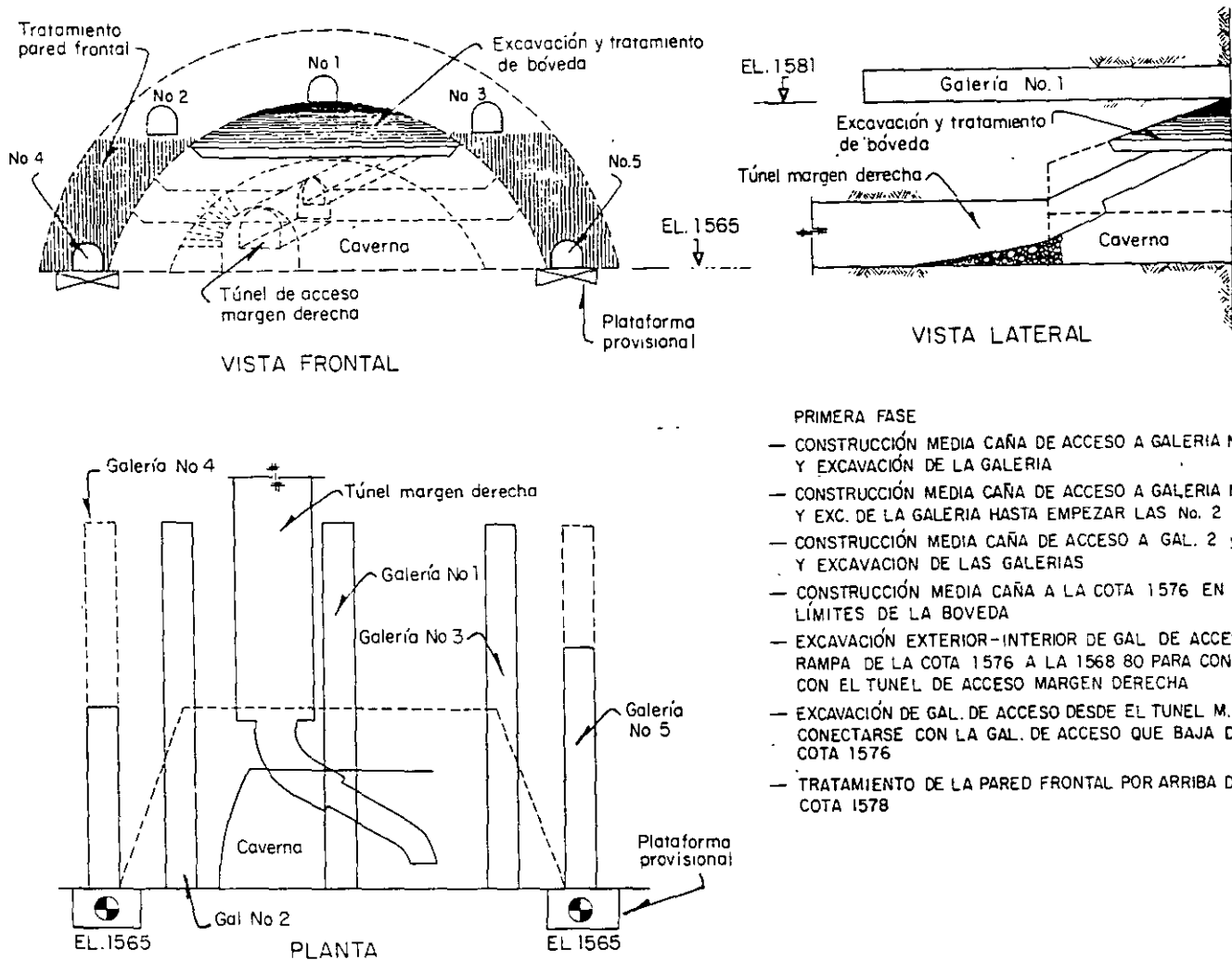


SISTEMA DE ANDAMIOS



SISTEMA DE INYECCION

Fig. 12 Proceso constructivo de galerías para traves de anclaje



PRIMERA FASE

- CONSTRUCCIÓN MEDIA CAÑA DE ACCESO A GALERIA No. 1 Y EXCAVACIÓN DE LA GALERIA
- CONSTRUCCIÓN MEDIA CAÑA DE ACCESO A GALERIA No. 5 Y EXC. DE LA GALERIA HASTA EMPEZAR LAS No. 2 y 3
- CONSTRUCCIÓN MEDIA CAÑA DE ACCESO A GAL. 2 y 3 Y EXCAVACIÓN DE LAS GALERIAS
- CONSTRUCCIÓN MEDIA CAÑA A LA COTA 1576 EN LOS LÍMITES DE LA BOVEDA
- EXCAVACIÓN EXTERIOR-INTERIOR DE GAL. DE ACCESO EN RAMPA DE LA COTA 1576 A LA 1568 80 PARA CONECTARSE CON EL TUNEL DE ACCESO MARGEN DERECHA
- EXCAVACIÓN DE GAL. DE ACCESO DESDE EL TUNEL M.D. HASTA CONECTARSE CON LA GAL. DE ACCESO QUE BAJA DE LA COTA 1576
- TRATAMIENTO DE LA PARED FRONTAL POR ARRIBA DE LA COTA 1578

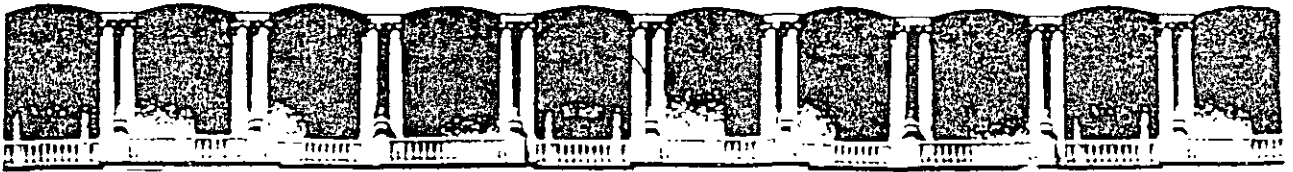
Fig. 13 Excavación y tratamiento caverna en margen derecha

7 Conclusiones.

La solución en caverna, adoptada para poder iniciar el rebaje de la superficie de empotramiento de la cortina en condiciones estables, obligó a su vez a construir traveses estabilizadoras alojadas en galerías; todo lo cual probó ser efectivo, tanto para sus propósitos de seguridad, como en un sustancial ahorro de tiempo en el programa de construcción de la cortina.

Referencia

Marengo M. H. (1994) "Caverna de margen derecha sobre la cortina del P.H. Zimapán". Revista Ingeniería Civil No. 302, junio 1994, pp 15-19, México, D.F.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

**ACCIONES PREVENTIVAS Y CORRECTIVAS EN LA
AUTOPISTA GUADALAJARA - TEPIC (II ETAPA) TRAMO:
MAGDALENA - SANTO TOMAS, JAL**

**ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

**ACCIONES PREVENTIVAS Y CORRECTIVAS EN LA AUTOPISTA
GUADALAJARA - TEPIC (II ETAPA)
TRAMO: MAGDALENA - SANTO TOMAS, JAL.**

**POR: Ing. Raúl Cuéllar Borja
Asesor Técnico**

ENERO 1994

A raíz de los problemas de estabilidad de taludes que se presentaron en el tramo de PLAN DE BARRANCAS de la autopista Guadalajara Tepic, la concesionaria AMECOM y LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, decidieron adaptar la geometría de los cortes de los taludes para garantizar su estabilidad de equilibrio en función de las características geológico - estructurales de las formaciones de suelos y rocas para la 2da. etapa de la Autopista.

Las formaciones rocosas existentes son de origen ígneo volcánico constituido por andesitas de color crema, alteradas y muy fracturadas por efecto de esfuerzos tectónicos horizontales, presentándose a veces con intercalaciones de tobas piroclásticas de baja cementación y quemadas (terracotas) con lentes de vidrio volcánico negro (obsidiana).

Se presentan las medidas preventivas y correctivas realizadas sobre los tratamientos de los taludes en cuanto a protección, drenes profundos, subdrenes, cunetas y muros de contención, puestas en práctica para garantizar la permanencia de los cortes realizados.

3. TRATAMIENTO EN CORTES DE ROCA

Después de observar las características geotécnicas de los cortes de roca en proceso de excavación y terminados, así como de una visita rápida al tramo de Plan de Barrancas de la misma autopista a continuación se presenta nuestro análisis.

CORTE N° 4

Datos: Lado GDL.-Tepic; H = 20 m

Taludes 0.25:1, sin bermas y sin subdrén.

Características geotécnicas:

Composición: Riolitas Color Blanco por alteración hidrotermal.

Discontinuidades: Pseudoestratificación favorable con buzamiento hacia adentro del macizo rocoso, más 3 a 4 familias de fracturas con echados variables entre 70° a subverticales.

Condiciones de estabilidad: No se observan posibilidades de falla general de talud ni de bloques o cuñas grandes de roca.

- Si se observan fenómenos de relajación, con la posibilidad de caídos de fragmentos de roca aislados con tamaños de arista desde 30 cm hasta unos 2 metros.

Tratamiento recomendable:

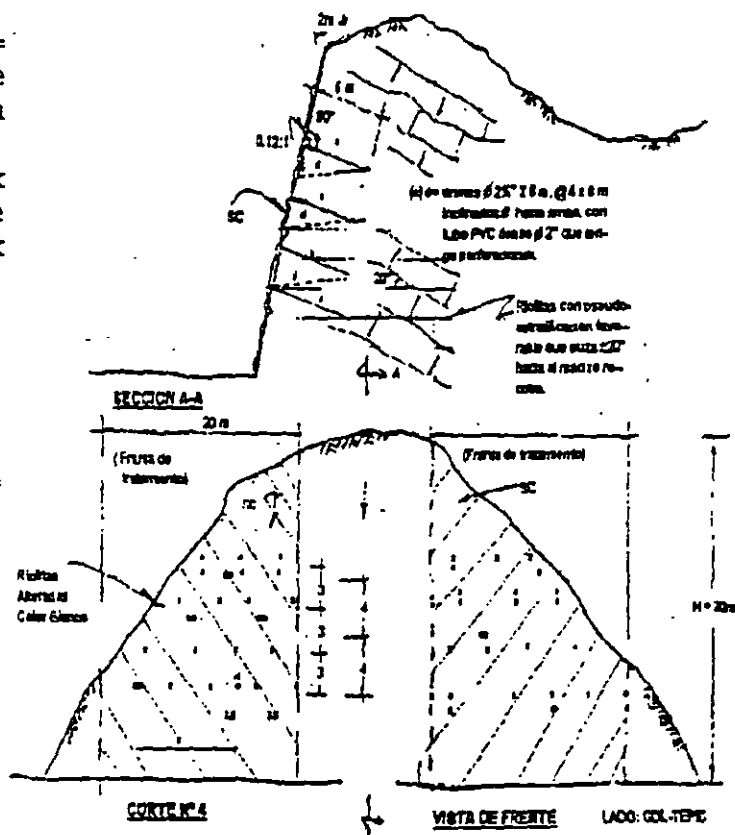
- a) Amacize general en todo el talud (hay que proteger el pavimento con una capa de suelo de \pm 50 cm de espesor)
- b) Tratamiento selectivo a base de concreto lanzado con malla 6-6-10-10, de 7.5 cm de espesor en franjas de 20 a 30 cm de ancho en donde se observen más bloques inestables, colocando anclas de fricción ϕ 1" X 6 m de largo dentro de perforaciones ϕ 2½ a ϕ 3", ahogadas en mortero de cemento f'c = 200 Kg/cm², distribuidas en una plantilla de 3.0 m X 3.5 m en tresbolillo con dirección perpendicular al talud.

También se recomienda instalar drenes perforando barrenos ϕ 3" de 6 m de longitud en una plantilla de 4 m X 8 m en tresbolillo, inclinados 5 a 10° hacia arriba. Dentro de las perforaciones se instalarán tubos de PVC denso ϕ 2" con pequeñas perforaciones a lo largo del tubo.

- c) No se requiere subdrén.

sc = concreto lanzado $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ 7.5 cm (3") de espesor, con malla electrosoldada 6-6-10-10, con anclas cortas $\phi 1/2"$ @ 2m x 2m de sujeción, de 50 cm de largo y drenes cortos $\phi 1 1/2"$ x 30 cm @ 3 x 3 m.

(x) a = anclas fricción $\phi 1"$ x 6 m @ 3 x 3.5 m, perpendiculares al talud, dentro de perforaciones $\phi 3"$, ahogadas en mortero $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$.



CORTE N° 5

Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 35 m, sin bermas y sin subdrén.

Taludes: 0.25:1 y 0.5:1

Características geotécnicas: Riolitas alteradas color blanco.

Estructura: Fluidal con pseudoestratificación desfavorable que buza hacia el talud con inclinación del orden de los 20°.

Discontinuidades: Existen 3 a 4 familias de fracturas con echados variables entre 70° y subverticales.

Estabilidad: No se observaron razgos de inestabilidad general, pero la combinación de fracturas con la estatificación desfavorable produce la inestabilidad de bloques con 2 a 3 metros de arista que pueden deslizar.

Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general del talud

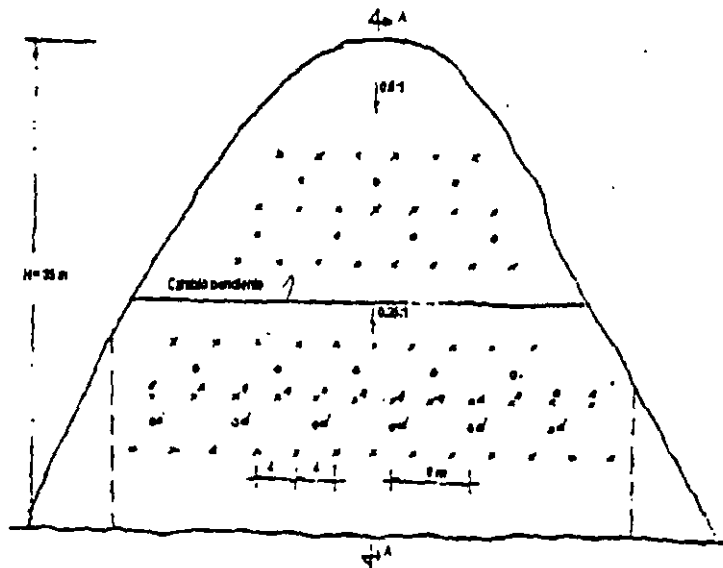
tratamiento que cubra prácticamente todo el corte como sigue:

- Concreto lanzado de 7.5 cm (3") de espesor, con malla electrosoldada 6-6-10-10.
- Anclas de fricción $\phi 1\frac{1}{2}$ X 6 metros de largo en la parte inferior y 12 metros de largo en la parte superior, distribuidas en una plantilla de 4 X 4 metros. Se ahogarán en mortero f'c = 200 Kg/cm²

c) Instalación de drenes de 6 metros de largo en la parte inferior y 12 metros de largo en la parte superior, distribuidos en una plantilla de 4 X 8 metros.

Se realizarán perforaciones $\phi 2\frac{1}{2}$ " ó $\phi 3$ " inclinadas 5° a 10° hacia arriba y dentro de ellas se introducirán tubos de PVC denso $\phi 2$ " que tenga perforaciones en toda su longitud.

d) No se requiere subdrén.



CORTE N° 5

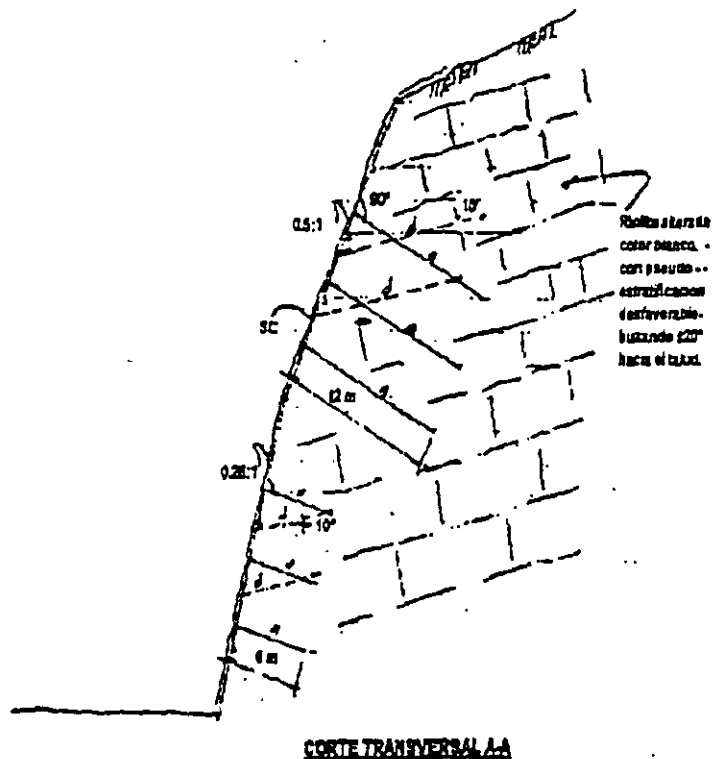
VISTA DE FRENTE

LADO: TEPIC-GDL.

SC = Concreto lanzado
 $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, 7.5 cm
 (3") de espesor, con
 malla electrosoldada 6-
 6-10-10, con anclas
 cortas de sujeción $\phi 1\frac{1}{2}$ "
 @ 2 x 2 m y drenes
 cortos $\phi 1\frac{1}{2}$ " x 30 cm @ 3
 x 3 m.

(x) = anclas de
 Fricción $\phi 1\frac{1}{2}$ " x 6 m y 9
 m de largo,
 perpendiculares al
 talud, dentro de
 perforaciones $\phi 3$ ",
 ahogadas en mortero $f'c$
 $= 200 \text{ Kg/cm}^2$.

(o) = drenes $\phi 2\frac{1}{2}$ " x 6 m
 y x 12 m de largo,
 inclinados 5° a 10°
 hacia arriba, con tubo
 PVC denso $\phi 2$ " que tenga
 perforaciones en toda
 su longitud.



CORTE N° 6

- Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 57 m; tiene 3 bermas @ 16 m, protegidas con concreto, sin subdrén.

Características geotécnicas: Riolitas alteradas color blanco.

Estructura: Fluidal, con pseudoestratificación desfavorable y estructura deformada por esfuerzos tectónicos.

Discontinuidades: Presenta 3 a 4 familias de fracturas con echados variables desde 70° hasta subverticales.

Estabilidad: No se observan razgos de inestabilidad general del talud, pero se han formado bloques inestables con aristas entre 2 y 3 metros que pueden deslizar.

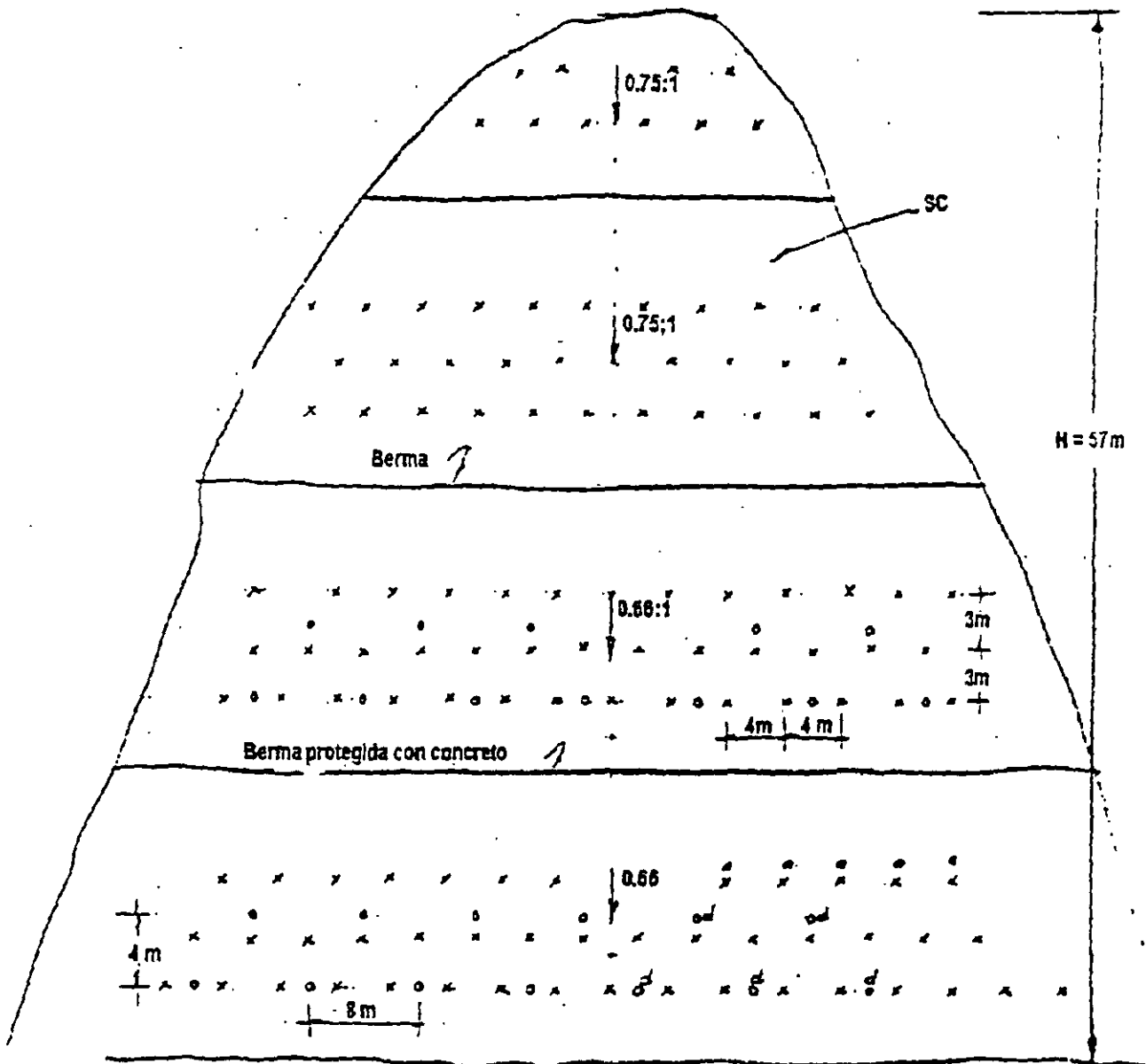
Tratamiento recomendable:

a) Amacize general de talud.

b) Tratamiento que cubra prácticamente todo el corte como sigue:

- Concreto lanzado 7.5 cm (3") de espesor, con malla electrosoldada 6-6-10-10.
- Anclas de fricción $\phi 1"$ X 6 metros de largo @3 X 4 m ahogadas en mortero $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ dentro de perforaciones $\phi 3"$ (posiblemente se pueda hacer selectivo).
- Drenes de 6 metros de largo @ 4 X 8 metros, con tubo PVC denso $\phi 2"$ con perforaciones a lo largo del tubo, el cual se instalará dentro de perforaciones $\phi 2\frac{1}{2}"$ ó $\phi 3"$, las cuales se realizarán con inclinación ascendente entre 5° y 10° .

c) No se requiere el subdrén.



CORTE N° 6

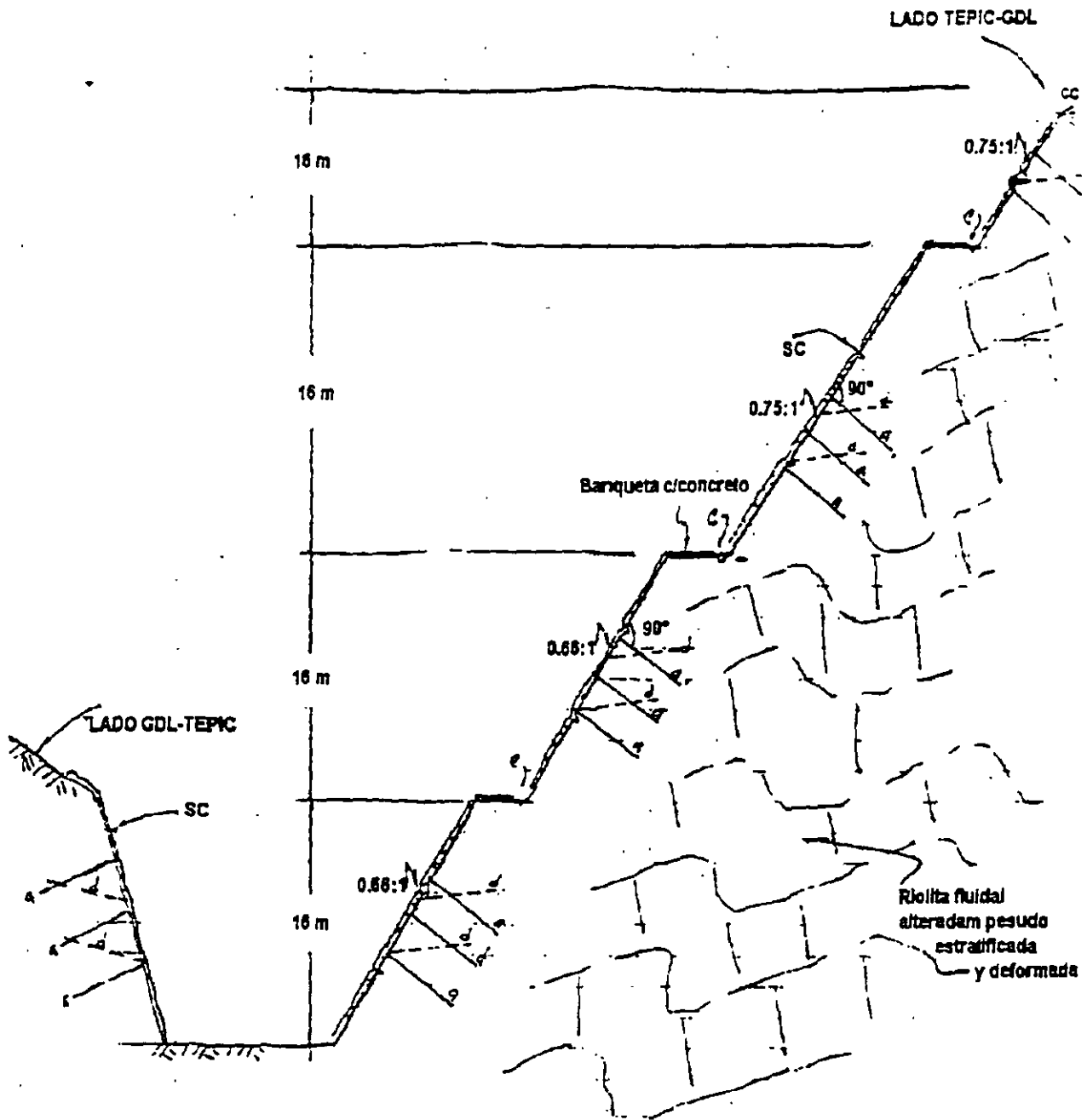
TEPIC-GDL

VISTA DE FRENTE

H=57m

- Sc = concreto lanzado $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, espesor 7.5 cm (3") con malla electrosoldada 6-6-10-10 sujeta a la roca por medio de anclas cortas $\phi \frac{1}{2} @ 2 \times 2 \text{ m}$ y drenes cortos $\phi 1 \frac{1}{2} @ 3 \times 3 \text{ m}$.
- (x) = anclas fricción $\phi 1" \times 6 \text{ m} @ 3 \text{ m} \times 4 \text{ m}$, ahogadas en mortero $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, dentro de perforaciones $\phi 3"$.
- (o) = drenes $\phi 2" \times 6 \text{ m} @ 4 \text{ m} \times 8 \text{ m}$; con tubo PVC denso que tenga perforaciones en toda su longitud, instalados dentro de perforaciones $\phi 2 \frac{1}{2}"$ ó $\phi 3"$, las cuales tendrán inclinación ascendentes entre 5° y 10° .

7



CORTE N° 6

SECCION TRANSVERSAL

Probablemente el anclaje se pueda hacer selectivo.

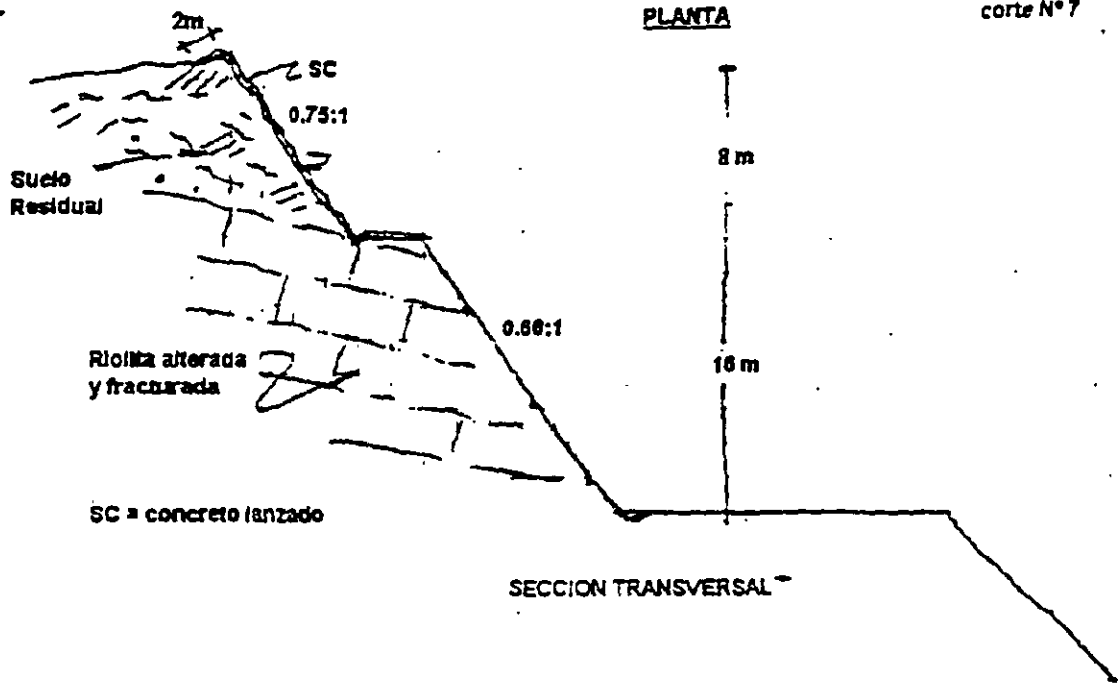
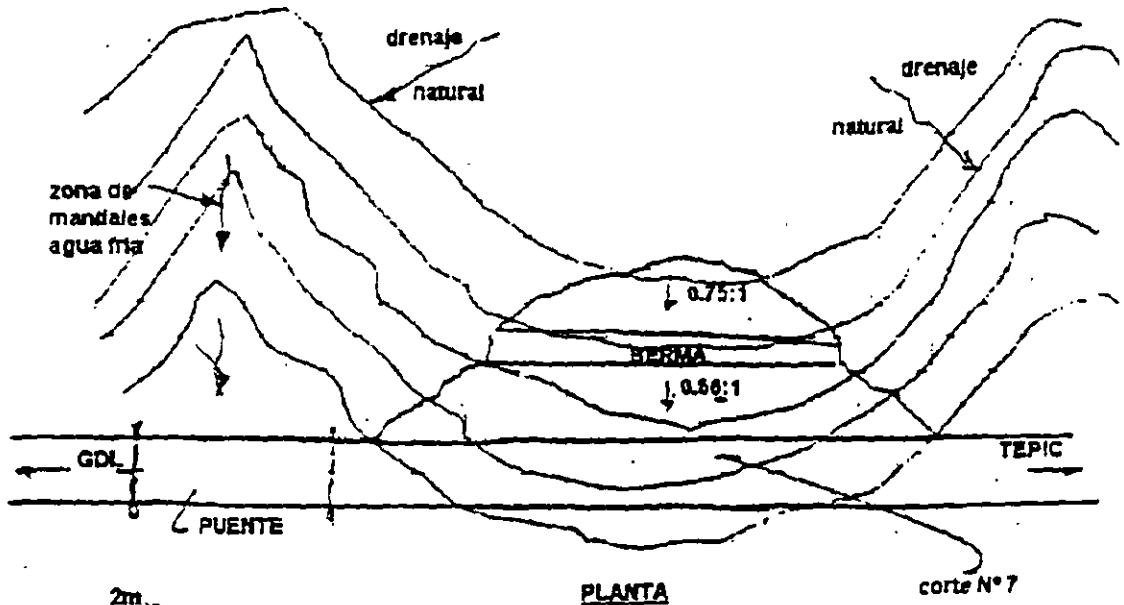
NOTA IMPORTANTE:

El CORTE N° 6 del lado GDL-TEPIC DE ± 15 metros de altura, requiere de una protección semejante a base de concreto lanzado, anclas de fricción y drenes.

8

CORTE N° 7

Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 24 m, con una berma; sin subdrén.
Taludes: 0.66:1 abajo y 0.75: 1 arriba



CORTE N° 7

Características geotécnicas: Riolitas alteradas color blanco, muy fracturadas hasta la 1ª berma y suelos residuales en la parte superior.

Estructura: Fluidal con pseudoestratificación, formando bloques pequeños por la intensidad del fracturamiento.

Estabilidad: No presenta rasgos de inestabilidad general, pero si de la posibilidad de caídos de fragmentos pequeños de roca de la parte inferior del talud y de erosión del talud en la parte superior.

Tratamiento recomendable:

- a) amacize general de la parte baja del talud
- b) protección de la berma con concreto pobre.
- c) protección de la parte alta del talud que tiene los suelos residuales para esta protección se puede usar.
 - Concreto lanzado $f'c = 299 \text{ Kg/cm}^2$: de 7.5 cm de espesor, reforzado con malla electrosoldada 6-6-10-10, perforando drenes cortos $\phi 1\frac{1}{2}'' \times 30 \text{ cm}$ @ 3m x 3m y anclas cortas $\phi \frac{1}{2}'' \times 50 \text{ cm}$ @ 2m x 2m para sujetar la malla.
 - Alternativa - colocando un chapeo de piedra con un espesor de $\pm 1 \text{ m}$ abajo y 40 cm arriba, junteada con mortero de cemento, dejando drenes de tubo PVC $\phi 4''$ @ 3mx3m, en tresbolillo.
- d) NO SE REQUIERE SUBDREN

Tomando en cuenta que el corte es en roca que no le afecta el agua y que existe buen drenaje superficial, parece que no justifica el subdrén.

CORTE N° 8

Datos: Lado TEPIC-GDL; H 51m, con 2 bermas de 4m @16 metros.

Taludes: 0.75:1; Tiene un subdrén de 4.5m de profundidad y varios drenes transversales abajo del pavimento.

Características geotécnica: Se trata de depósitos de talud

constituidos por fragmentos de riolitas de \pm 1 metro de arista, empacados en suelo con ligera cementación se observan algunos lentes tipo sills de vidrio volcánico color oscuro altamente fracturado de 3 metros de espesor (parece obsidiana con brillo de perlita).

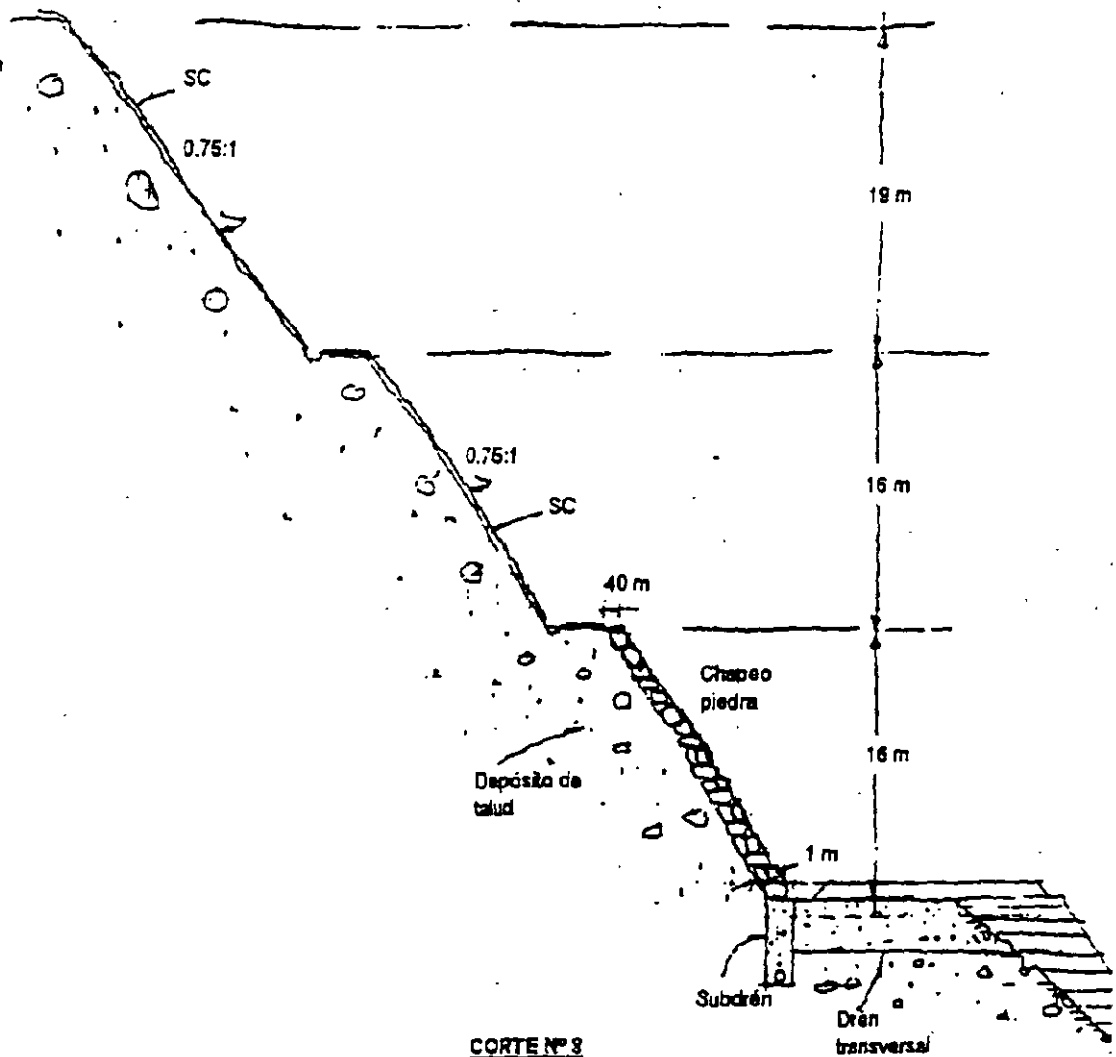
Estabilidad: No presenta rasgos de inestabilidad general, pero si de erosión por lluvia en la zona de conglomerados del lado Guadalajara.

Tratamiento recomendable:

- a) amacize general
- b) protección de bermas y cunetas revestidas
- c) en las zonas de conglomerados con cementante deleznable protegerlos con:
 - concreto lanzado $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$; de 7.5 cm de espesor, con malla electrosoldada 6-6-10-10 y anclas cortas $\phi \frac{1}{2}$ " X 50cm @2m X 2m para sujetar la malla, y drenes cortos $\phi \frac{1}{2}$ " X 30 cm @3m X 3m.
 - alternativa - chapeo de piedra junteada con mortero de cemento que tenga 1 metro de espesor en la base y 40 cm en la corona.

NOTA: En este caso el subdrén se justifica para evitar el reblandecimiento del material cementante, sobre todo en la zona de conglomerados en el lado Guadalajara.

Lo mismo acerca de los subdrenes transversales.



CORTE Nº 3

SECCION TRANSVERSAL

CORTE N° 9

Datos: Lado TEPIC-GDL, con 2 bermas, H = 45 m tiene subdrén de 4.5 m de prof.

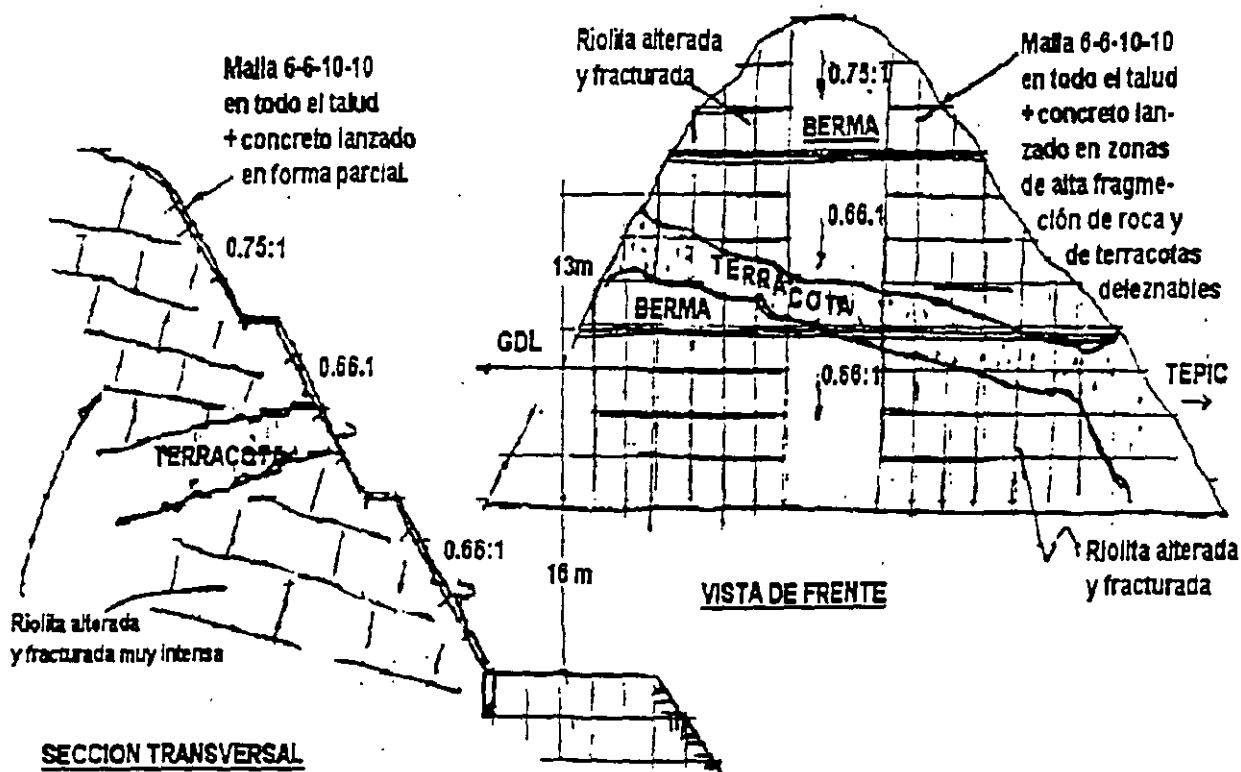
Taludes: 0.66:1 abajo y 0.75:1 arriba.

Características geotécnica: Riolitas alteradas y fracturadas en bloques chicos con intercalación de bandas de piroclásticos color rojo con cementación buena a deleznable (terracotas).

Estabilidad: No se observan rasgos de inestabilidad general, se pueden presentar caídos de fragmentos pequeños de roca y erosión de las terracotas deleznales.

Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general del talud.
- b) Protección con malla sola 6-6-10-10 en todo el talud fijándola con anclas cortas $\phi \frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2m X 2m..
- c) Concreto lanzado f'c= 200 Kg/cm² de 7.5 cm de espesor en áreas selectivas ya sea de riolita muy fracturada o de terracota deleznable.
- d) Bermas y cunetas revestidas



CORTE N° 10

Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 22 metros, sin bermas taludes: 0.75:1 tiene un subdrén de 4.5 metros de profundidad.

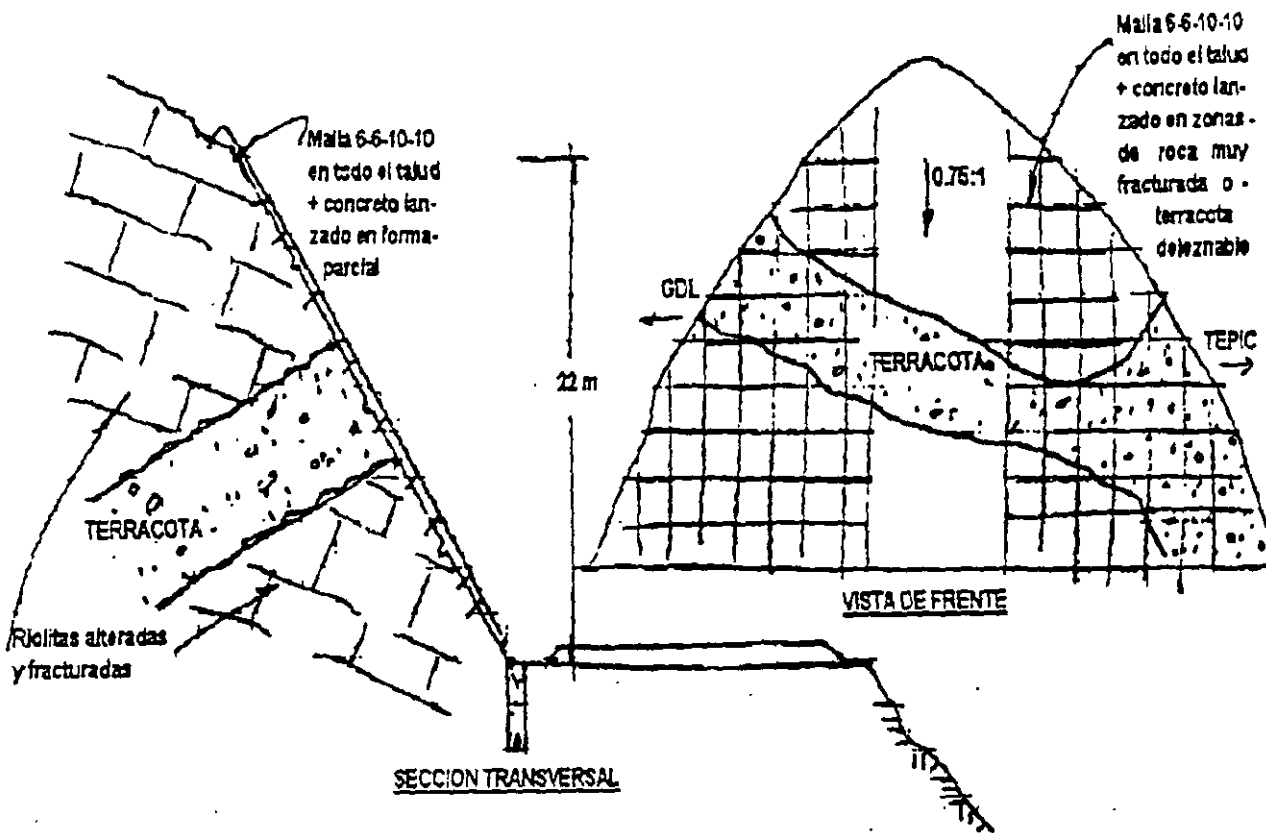
Características geotécnicas: Riolitas alteradas y muy fracturadas en bloques chicos con intercalación de una banda gruesa de piroclásticos rojos cementados (terracotas).

Estabilidad: No se observan rasgos de inestabilidad general. Se puede presentar caídos de fragmentos pequeños de roca y erosión de terracotas deleznales.

14

Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general
- b) Protección con malla sola 6-6-10-10 en todo el talud, fijándola con anclas cortas $\phi \frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2m X 2m.
- c) Concreto lanzado f'c = 200 Kg/cm², de 7.5 cm de espesor en áreas selectivas ya sea de riolita muy fracturada o de terracota deleznable.



CORTE N° 11

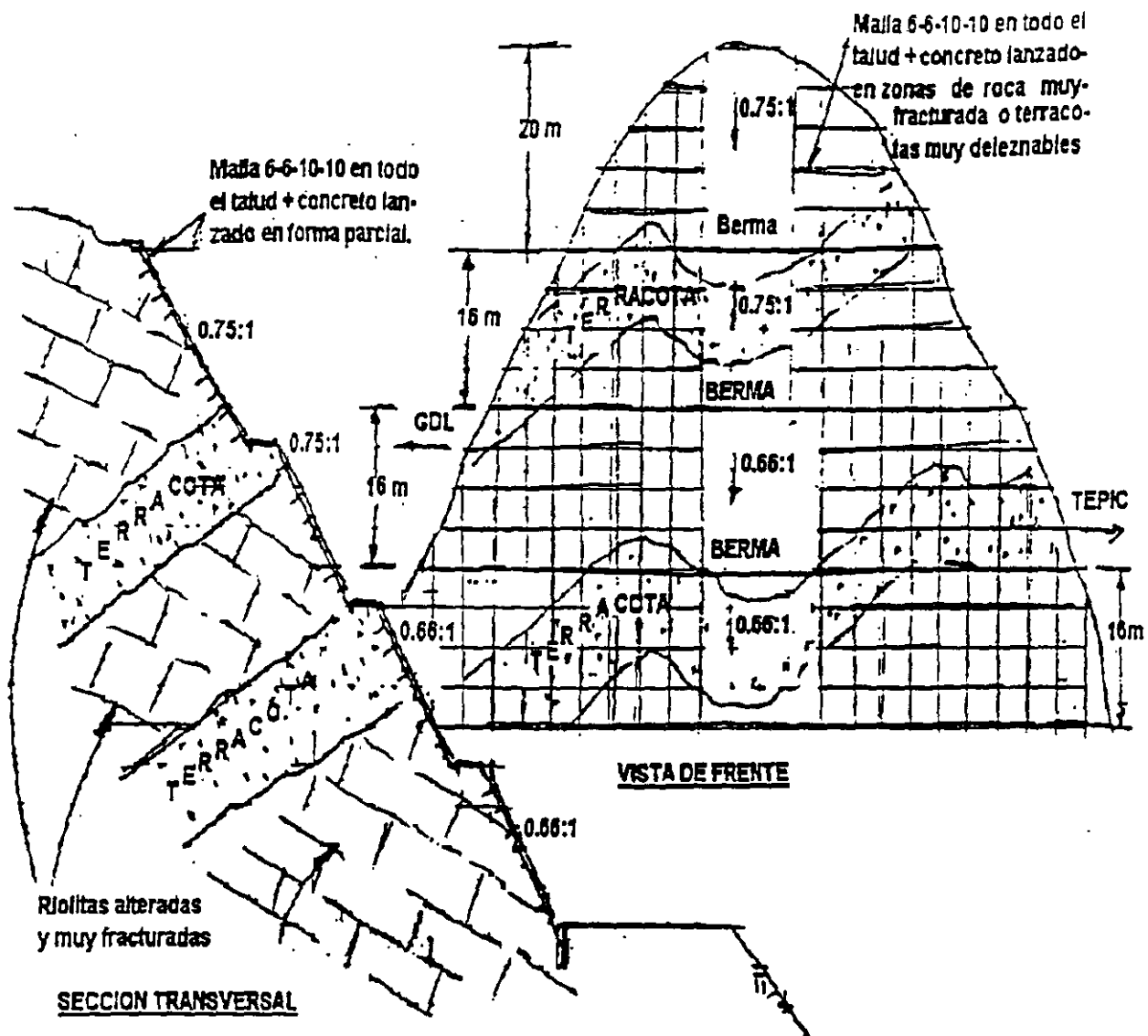
Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 68 m; 3 bermas; taludes 0.66:1 abajo y 0.75:1 arriba.

Características geotécnicas: Riolitas alteradas, muy fracturadas, en bloques chicos, con intercalación de bandas gruesas de piroclásticos rojos cementados (terracotas).

Estabilidad: No se observan rasgos de inestabilidad general, se pueden presentar caídos de fragmentos pequeños de roca y erosión en terracotas deleznales.

Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general; de bermas y cunetas revestidas.
- b) Protección con malla sola 6-6-10-10 en todo el talud, fijándola con anclas cortas $\phi \frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2m X 2m.
- c) Concreto lanzado $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, espesor 7.5 cm, en áreas selectivas ya sea de riolita muy fracturada o de terracota deleznable.



CORTE N° 12

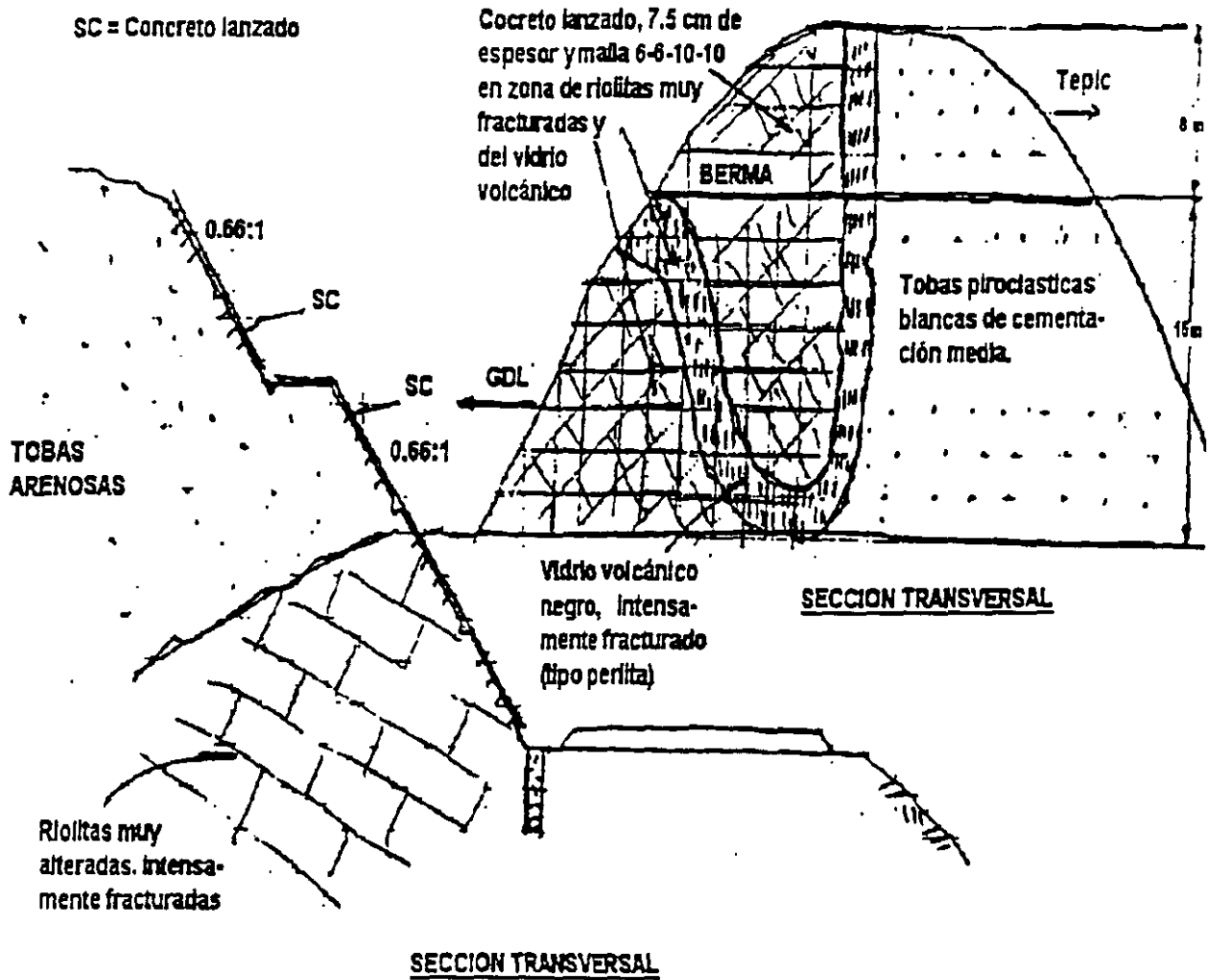
Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 24 m; taludes 0.66:1, una berma y subdrén.

Características geotécnicas: Riolitas alteradas, intensamente fracturadas formado fragmentos pequeños de roca, con lentes de vidrio volcánico, muy fracturado (tipo perlita) y tobas arenosas piroclásticas blandas de color gris claro a blanco con cementación media.

Estabilidad: No se observan signos de inestabilidad general, se pueden presentar caídos de fragmentos pequeños de roca y erosión de los vidrios volcánicos.

Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general, berma y cuneta revestidas.
- b) Protección con malla 6-6-10-10 en todo el talud, fijándola con anclas cortas $\phi 1\frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2m X 2m, solo en la zona de riolitas intensamente fracturadas y el vidrio volcánico, llevará drenes cortos $\phi 1\frac{1}{2}$ " X 30 cm @ 3m X 3m.
- c) Concreto lanzado $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, espesor 7.5 cm, en la zona de roca riolítica alterada y en la zona de vidrio volcánico.



CORTE N° 13 (Lente de vidrio volcánico inferior semejante a la Baja California).

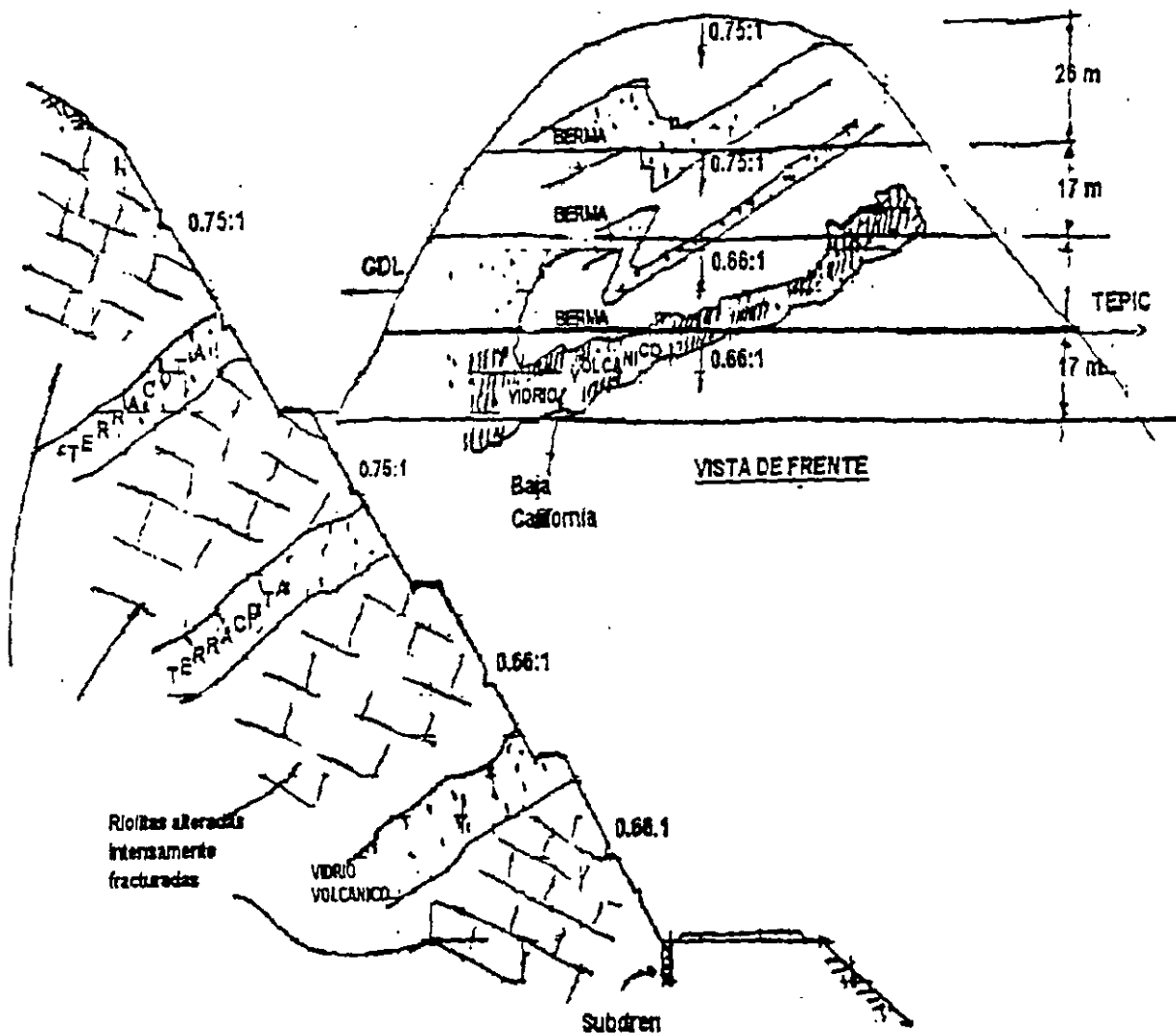
Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 77 metros; 3 bermas @ 17 m: Taludes 0.66:1 abajo y 0.75:1 arriba.

Características geotécnicas: Riolitas alteradas intensamente fracturadas, con varios lentes de tobas piroclásticas intercaladas color rojo, cementadas y lentes de vidrio volcánico negro intensamente fracturado (tipo perlita), tobas arenosas piroclásticas blandas color gris claro.

Estabilidad: No presentan rasgos de inestabilidad general. Habrá que observar el comportamiento de los lentes piroclásticos rojos (terracotas) ante los efectos de lluvias.

Tratamiento recomendable.

- a) Amacize en algunas zonas; p. ej. 1ª berma lado Guadalajara; protección de bermas y cunetas.
- b) Protección de algunas zonas pequeñas con malla 6-6-10-10 y concreto lanzado de 7.5 cm de espesor.
- c) Observación.



CORTE N° 14

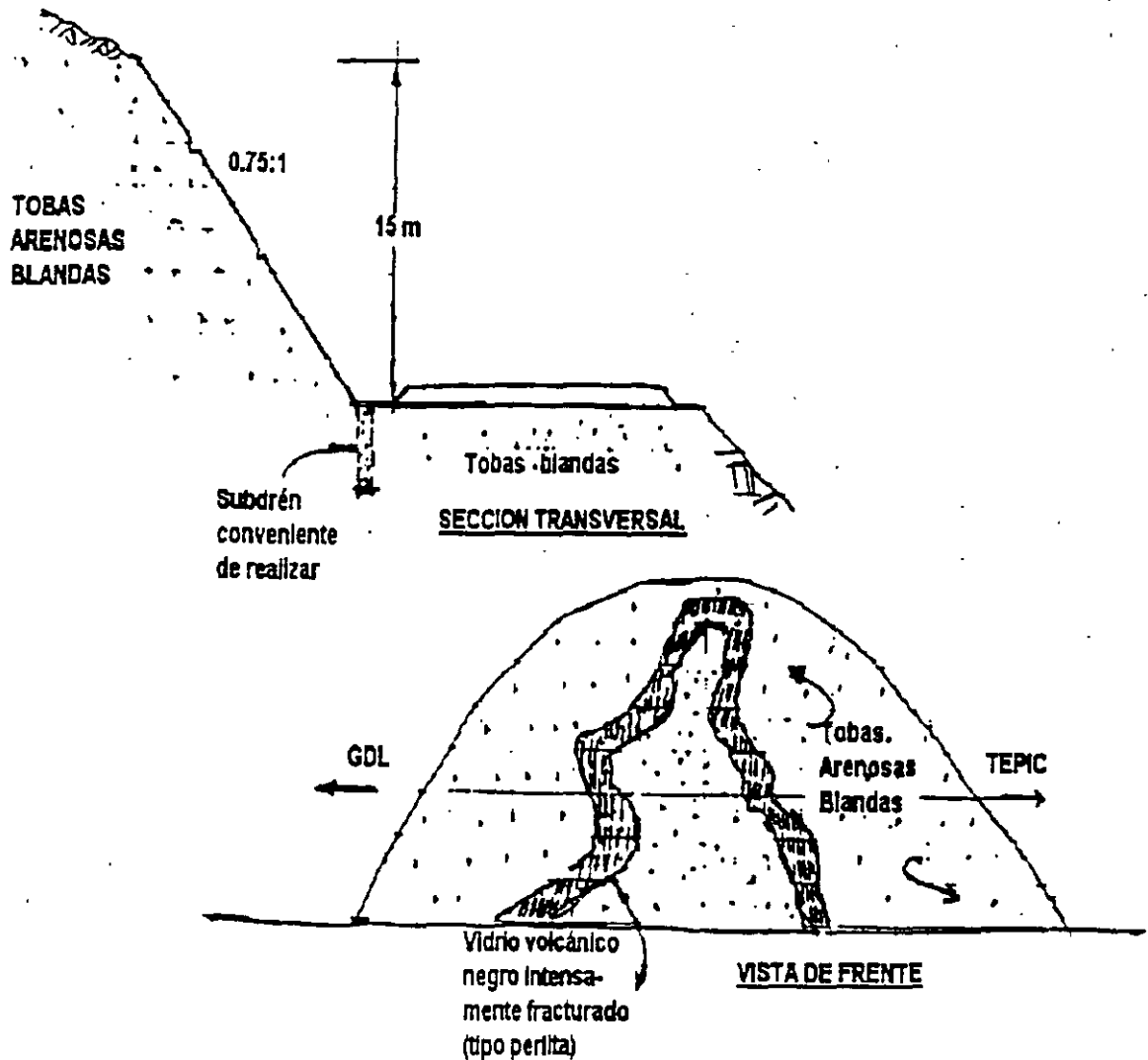
Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 15 m; talud 0.75:1 sin bermas y sin subdrén.

Características geotécnicas: Tobas arenosas de origen piroclástico de cementación media (roca blanda) color gris claro, con lentes intercalados de vidrio volcánico negro ondulado intensamente fracturado (tipo perlita).

Estabilidad: No presenta rasgos de inestabilidad general.

Tratamiento recomendable:

- a) Nada - Solo observación.
- b) Subdrén.- Parece justificarse el subdrén por tratarse de tobas ígneas blandas, susceptibles de reducir notablemente sus resistencia por saturación.



CORTE N° 16

Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 62 m, con 3 bermas, taludes 0.66:1 en la parte inferior y 0.75:1 en la parte superior.

Características geotécnicas: Riolitas muy alteradas y fracturadas en la parte inferior y depósitos de talud en la parte superior. Se presentaron filtraciones en el talud que ahora están secas.

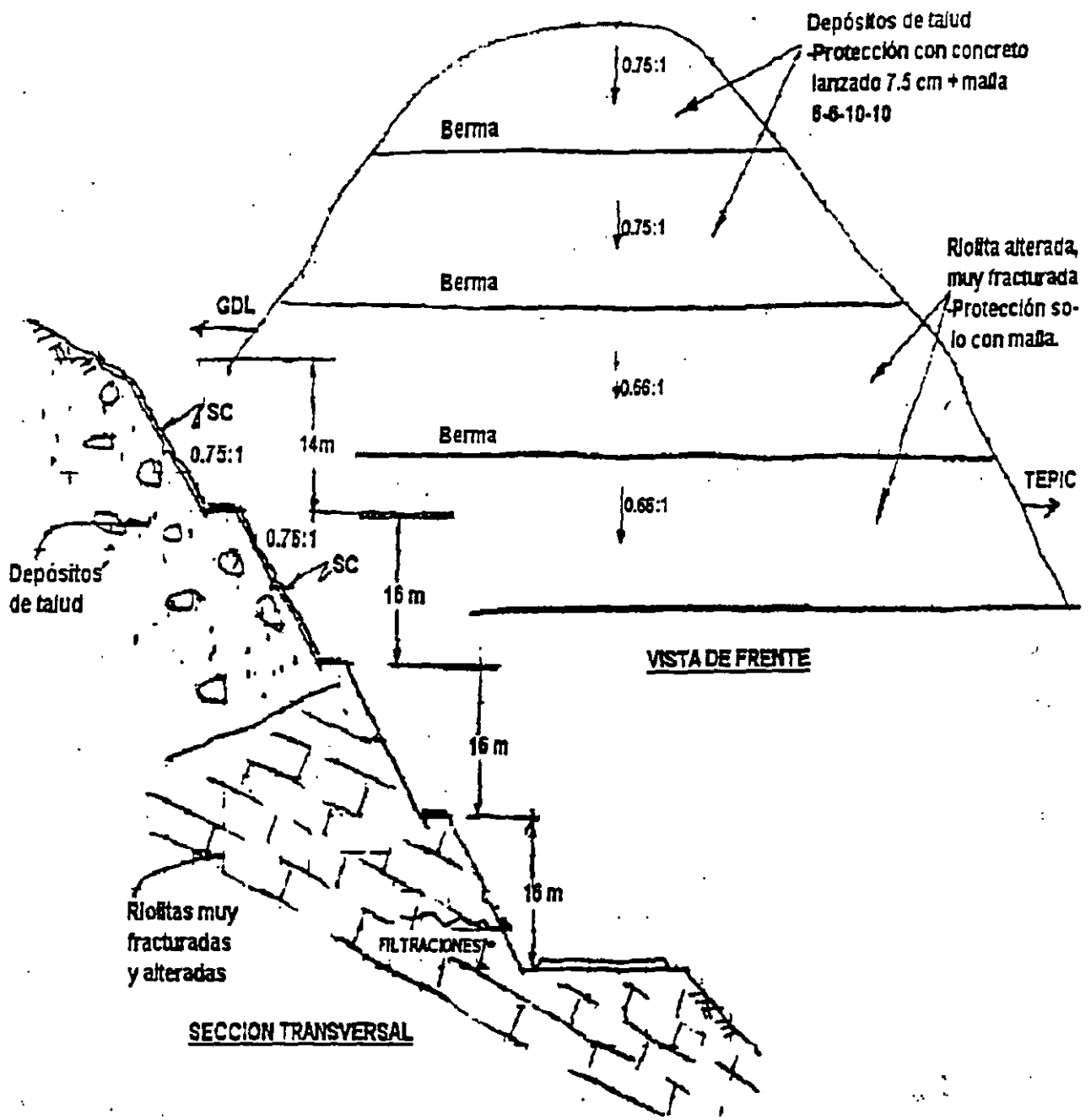
Estabilidad: No presenta rasgos de inestabilidad general, pero si de inestabilidad local en la parte superior del talud.

Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general
- b) Protección con concreto lanzado 7.5 cm de espesor y malla 6-6-10-10 en la parte superior de los depósitos de talud, la malla requiere anclas cortas de sujeción $\phi\frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2m X 2m y drenes cortos $\phi\frac{1}{2}$ " X 30 cm @ 3m X 3m.

Parece conveniente protección con malla sola de pavimento hasta la 2ª berma, con anclas cortas de sujeción $\phi\frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2m X 2m.

- c) No requiere subdrén siendo la cimentación de rocas riolíticas que no les afecta el agua.



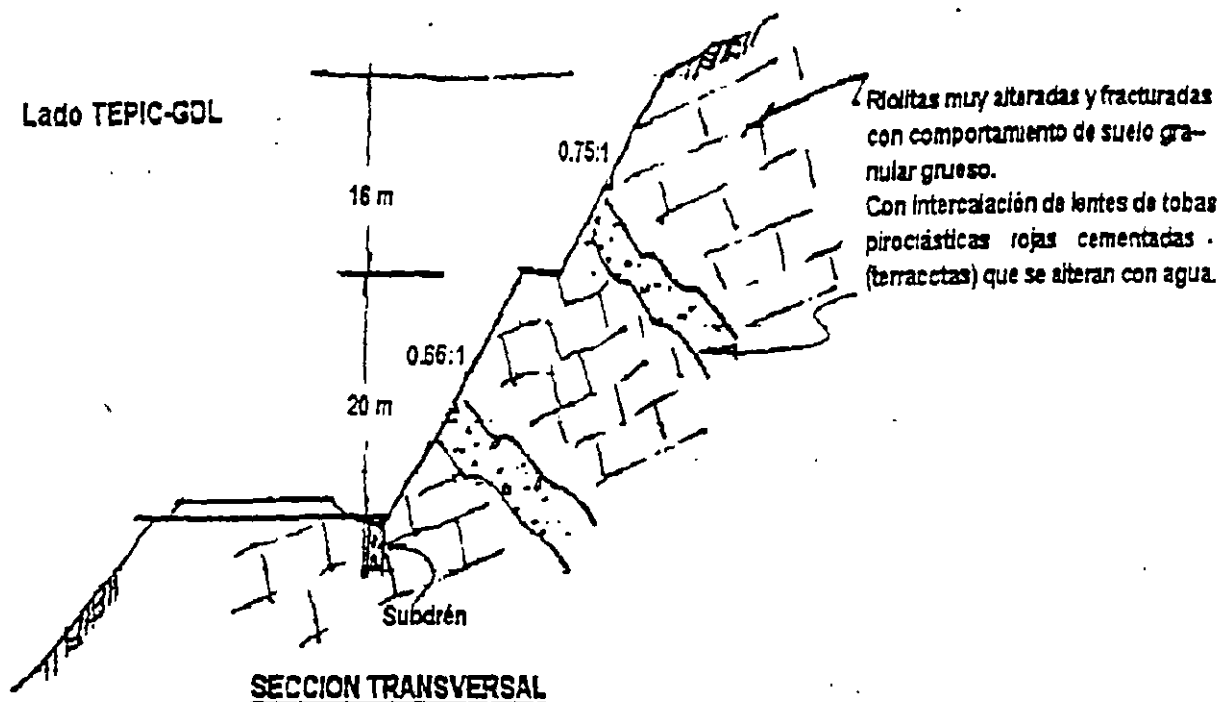
Depósitos de talud
 Protección con concreto
 lanzado 7.5 cm + malla
 6-6-10-10

Ríoñta alterada,
 muy fracturada
 Protección solo
 con malla.

VISTA DE FRENTE

SECCION TRANSVERSAL

CORTE N° 17



Condiciones de estabilidad: No se observan rasgos de inestabilidad general.

Tratamiento recomendable: Tal vez concreto lanzado con malla solo cubriendo las terracotas deleznales.

- No requiere subdrén siendo las riolitas resistentes a saturación del agua

CORTE N° 18

Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 40 m; con 2 bermas y subrén.

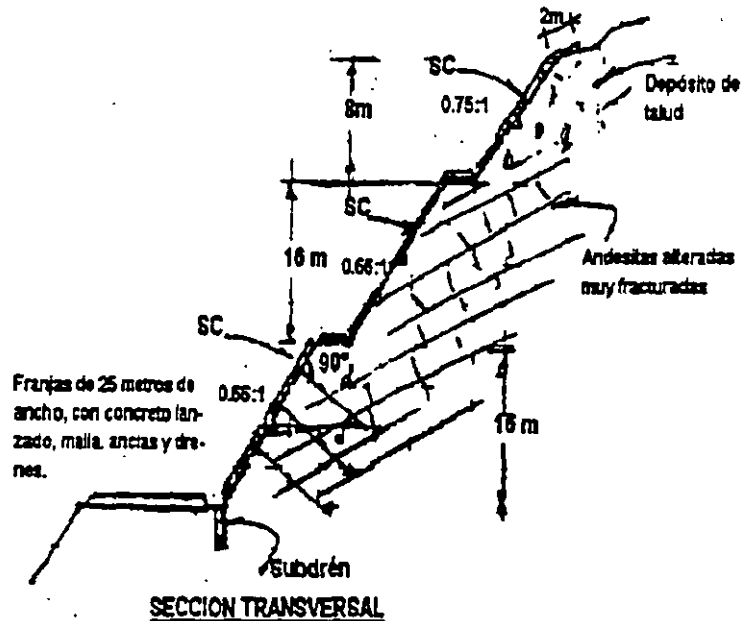
Características Geotécnicas: Andesitas fracturadas y alteradas en la parte superior, con depósitos de talud y piroclásticos cementados color gris en la parte inferior.

Estabilidad: No se observan rasgos de inestabilidad general, pero si de posibles caídos de fragmentos de roca.

Tratamiento recomendable: Concreto lanzado con malla 6-6-10-10, de 7.5 cm en la parte superior y franjas de concreto lanzado con malla 6-6-10-10 de 7.5 cm de espesor en la parte inferior de unos 25 metros de ancho cubriendo las zonas más alteradas. Reforzar con anclas fricción $\phi 1"$ X 6m @ 3 X 3m y drenes $\phi 2"$ X 6m @ 4 X 8 metros.

a = anclas de fricción $\phi 1"$ X 6 m " 3 m X 3 m en tresbolillo a 90° con el talud, dentro de perforaciones $\phi 3"$ y mortero $f'c = 200$ Kg/cm².

d = drenes $\phi 2"$ tubo PVC denso con perforaciones dentro de perforaciones $\phi 2\frac{1}{2}"$ ó $\phi 3"$ de 6 metros de largo @ 4 X 8 m, inclinados 5° a 10° hacia arriba.



CORTE N° 19

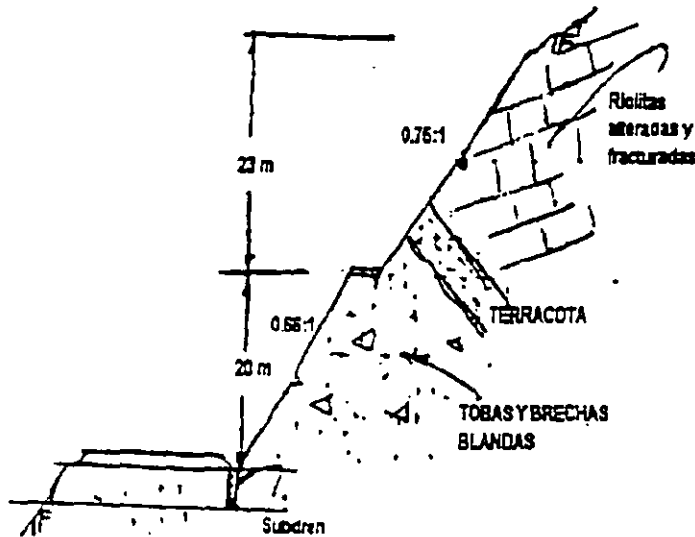
Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 43 metros; una berma, con subdrén.

Características geotécnicas: Intercalación de Riolitas alteradas y fracturadas color gris y rojo, con terracotas y vidrio volcánico (tipo perlita) muy fracturado. Hay tobas arenosas grises de cementación media y brechas piroclásticas con matriz cementada media.

Estabilidad: No se observan rasgos de inestabilidad general.

Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general
- b) protección de bermas y cunetas
- c) No requiere protección solo observación.
- d) Subdrén justificable como protector de tobas y brechas piroclásticas.



CORTE N° 20 Lado: TEPIC-GDL; H = 48 m; 2 bermas y subdrén.

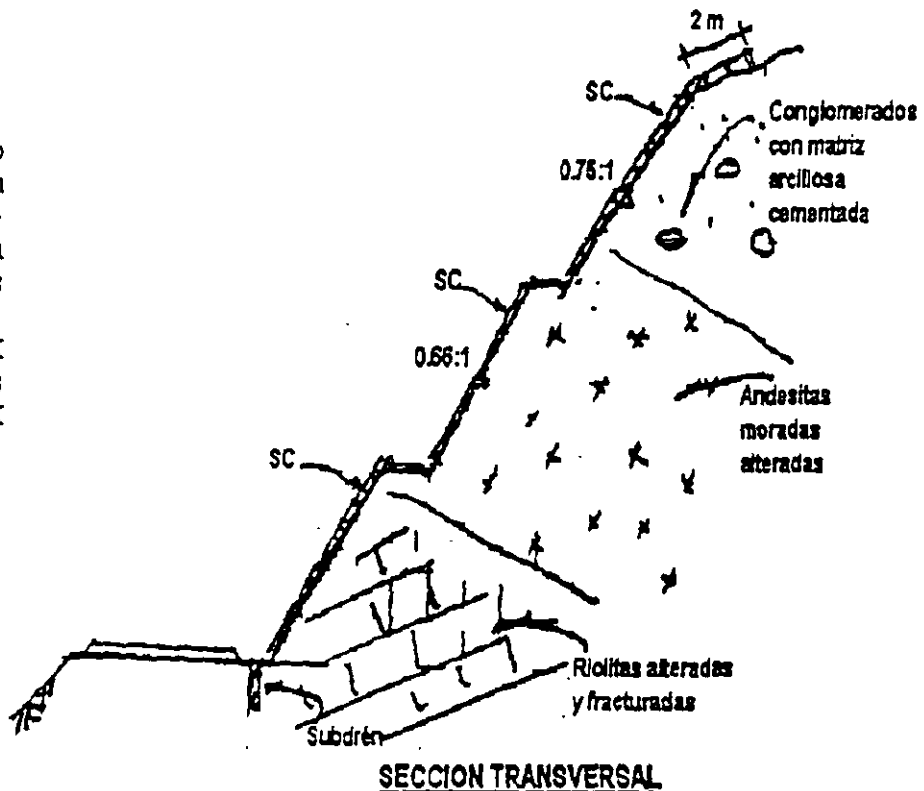
Características geotécnicas: Riolitas y andesitas color morado muy alteradas y conglomerados con matriz arcillosa cementada.

Estabilidad: No presenta rasgos de inestabilidad general.

Tratamiento recomendable

- a) Relleno con chapeo piedra zona pavimento 1ª berma a la mitad del talud.
- b) Proteger todo el talud con concreto lanzado 7.5 cm de espesor, con malla 6-6-10-10 con anclas cortas de sujeción $\phi \frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2 X 2 m y drenes cortos $\phi 1\frac{1}{2}$ " X 30 cm @ 3 X 3m.

sc = concreto lanzado 7.5 cm con malla 6-6-10-10, con anclas cortas de sujeción $\phi \frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2 X 2m y drenes cortos $\phi 1\frac{1}{2}$ " X 30 cm @ 3 X 3m.

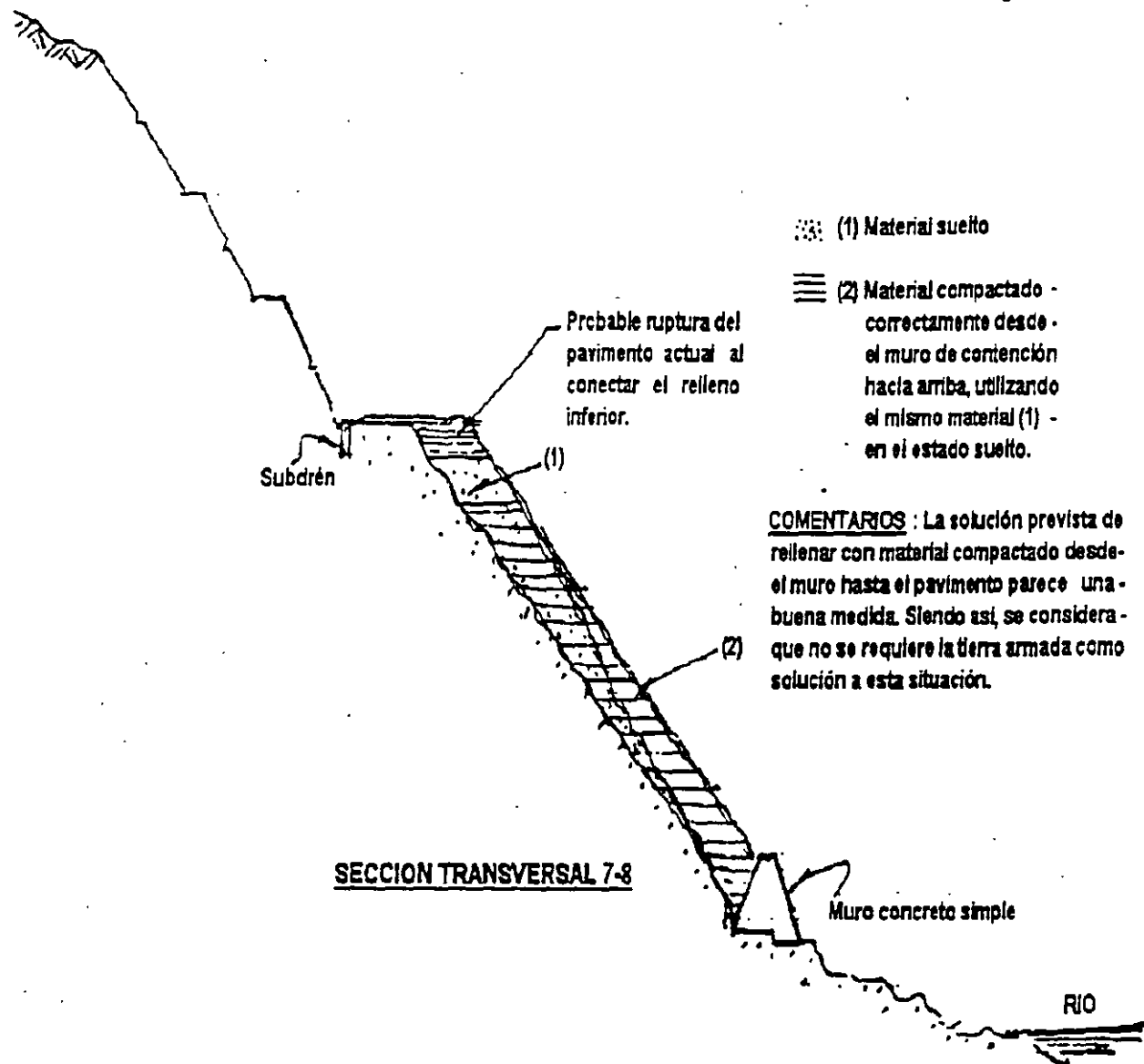


4.- CORTES EN BALCON

Para los Cortes en Balcón existen varias soluciones que a continuación se señalan:

- a) Muro de contención hasta la parte baja de talud como el que se construye entre los cortes 7 y 8.
- b) Tierras armadas.
- c) Muros de contención de concreto armado anclados a la roca, los cuales pueden tener una losa de concreto armado en la parte superior.
- d) Muro tipo diafragma, en forma de dentellones de concreto armado, anclados a la roca, los cuales llevan una losa de concreto armado en la parte superior.

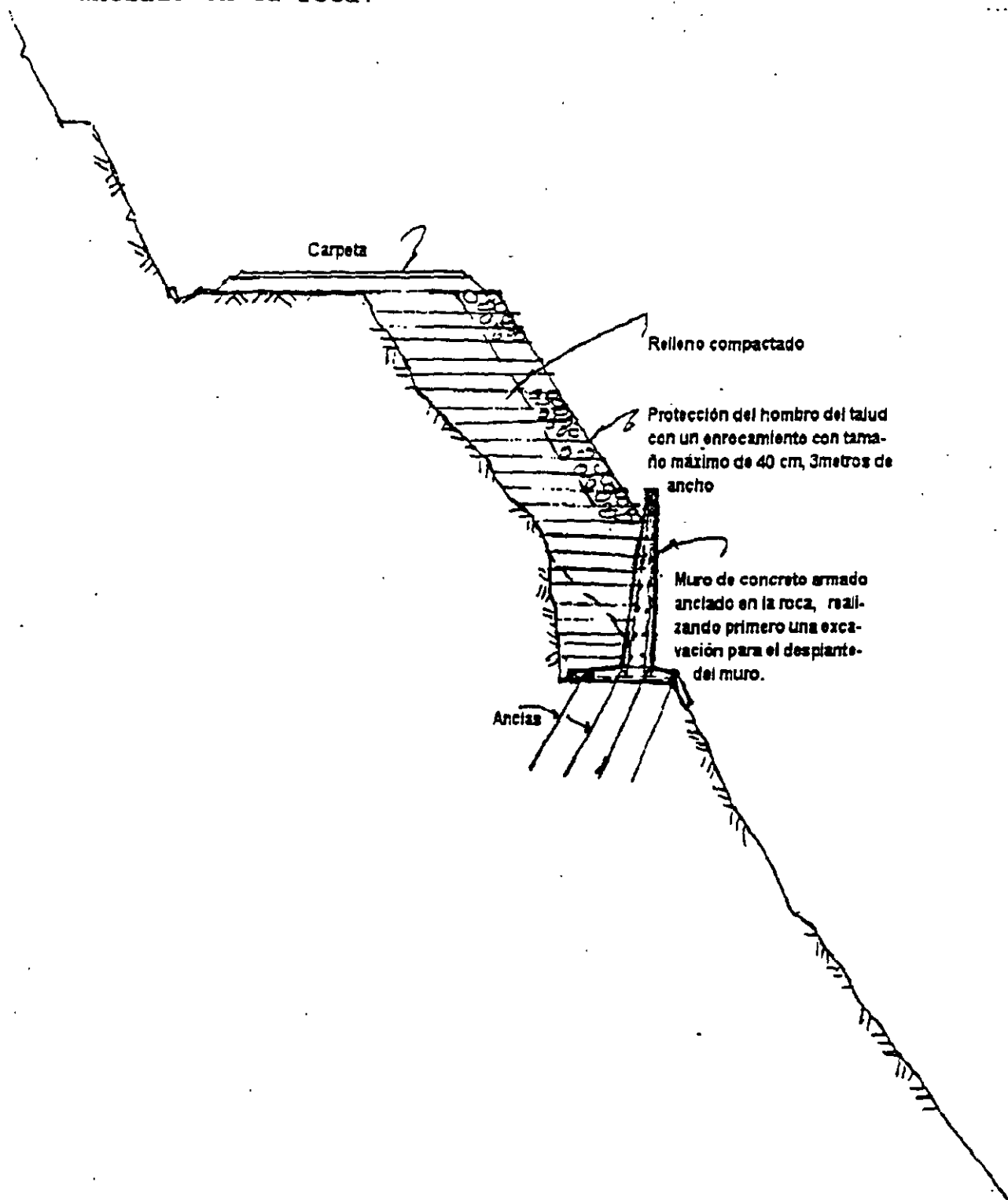
4.1.- Revisión del corte en balcón entre los cortes 7 y 8.



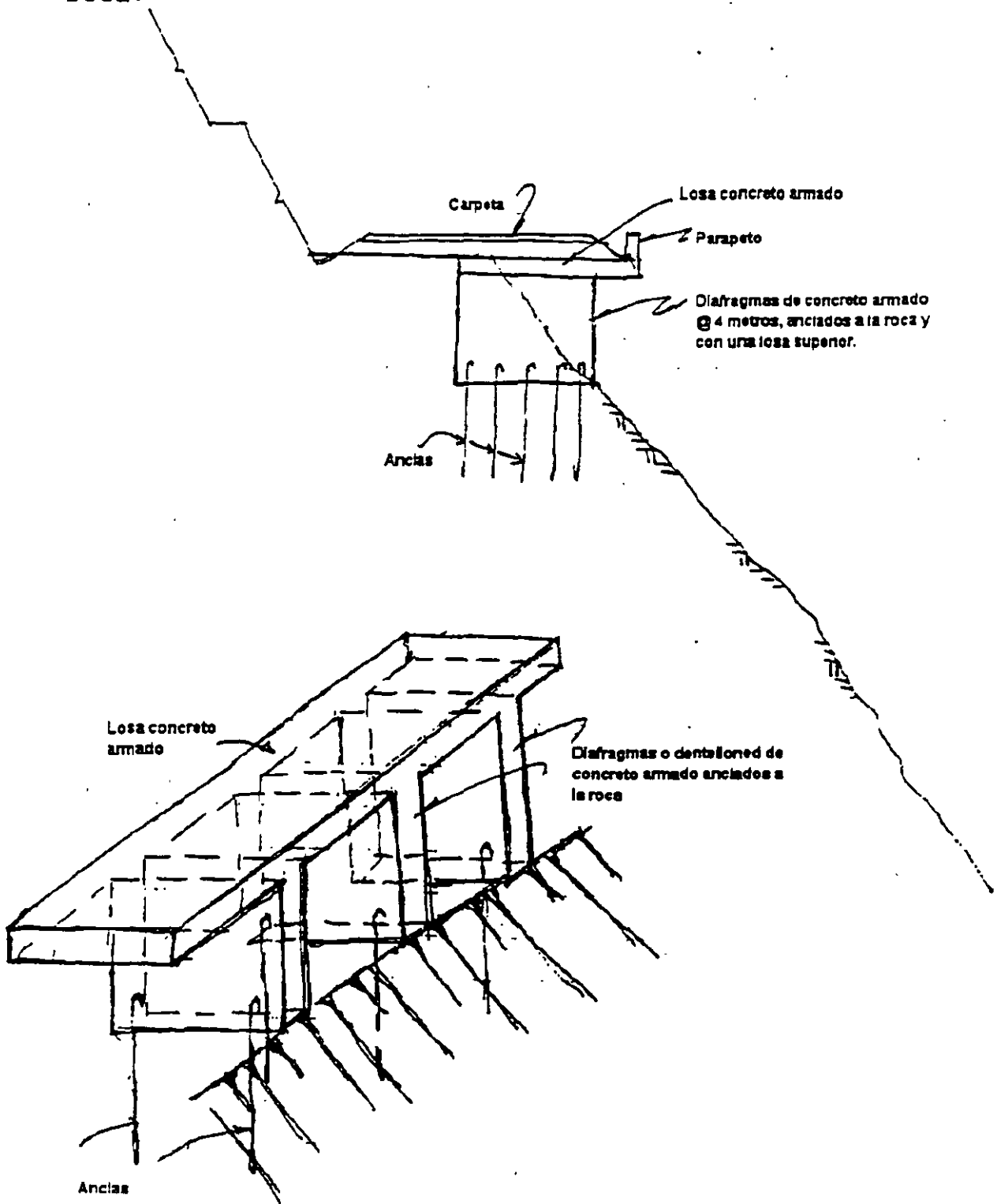
- (1) Material suelto
- (2) Material compactado correctamente desde el muro de contención hacia arriba, utilizando el mismo material (1) en estado suelto.

COMENTARIOS: La solución prevista de rellenar con material compactado desde el muro hasta el pavimento parece una buena medida. Siendo así, se considera que no se requiere la Tierra armada como solución esta situación.

4.2 Solución a base de muros de contención de concreto armado anclado en la roca.



4.3 Solución a base de dentollenes de concreto armado anclados en roca.

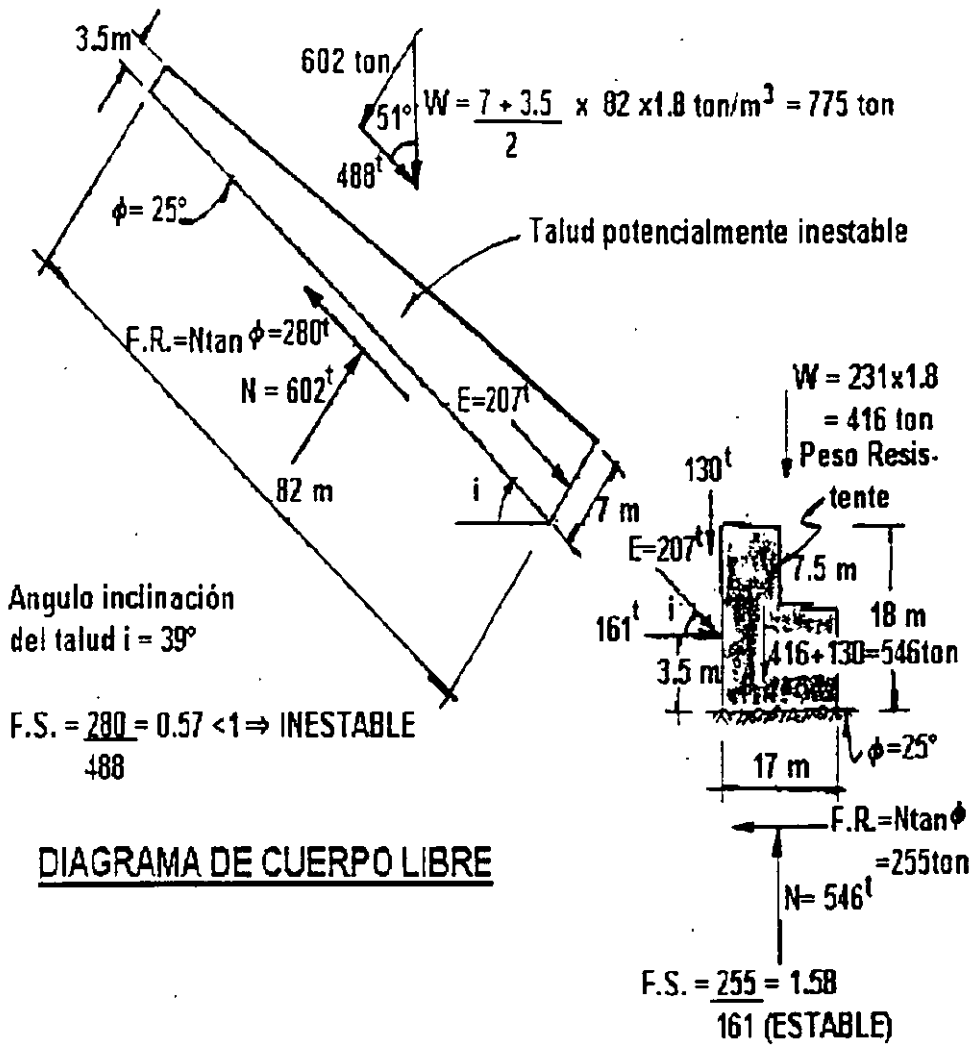


I.C.A.S.A
 AUTOPISTA GUADALAJARA-TEPIC
 TRAMO MAGDALENA-SANTO TOMAS, JAL

CORTE EN BALCON ENTRE CORTES 7 Y 8

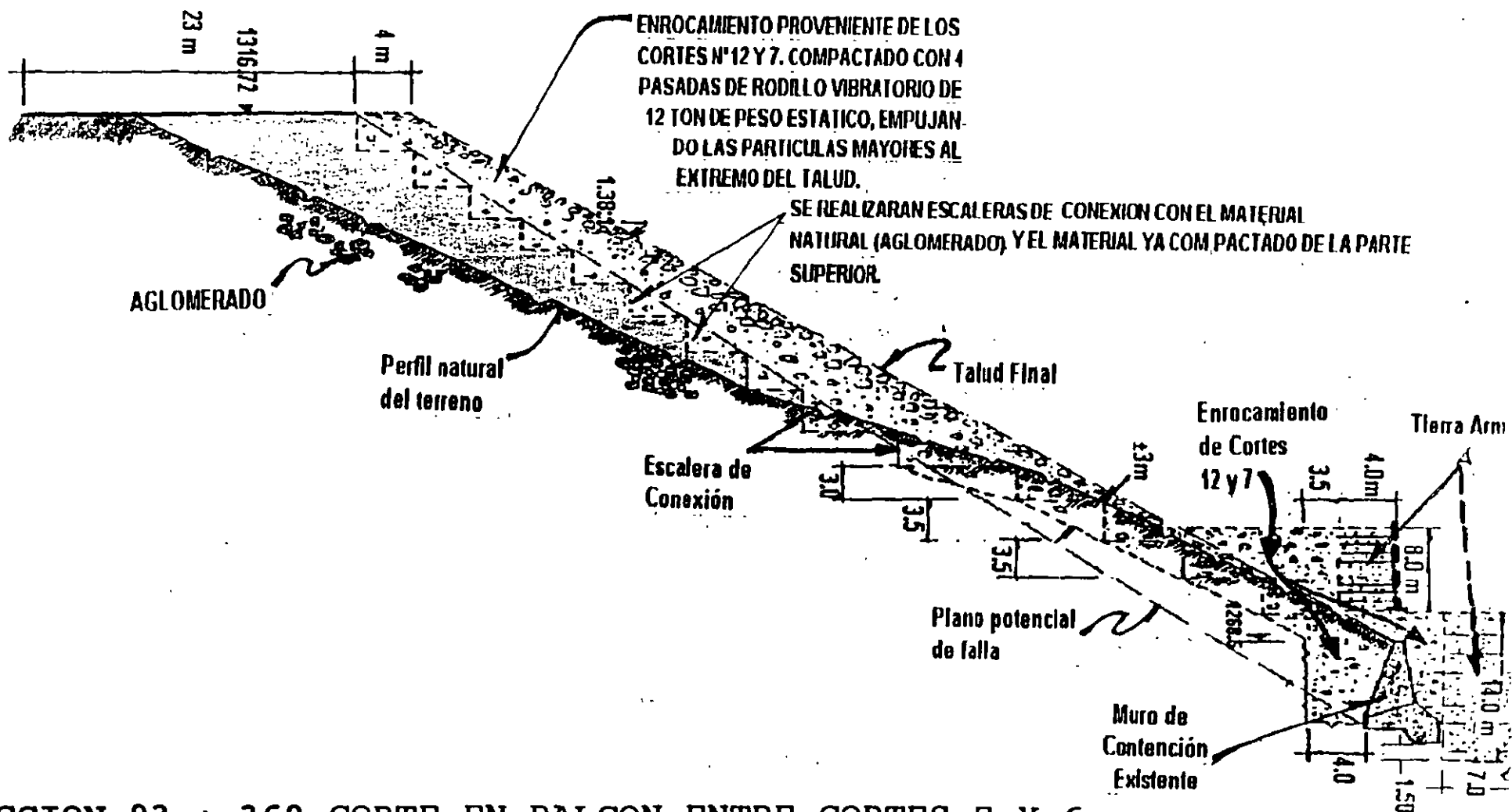
ANALISIS DE ESTABILIDAD

Raúl Cuéllar Borja



I.C.A.S.A.
AUTOPISTA GUADALAJARA-TEPIC
TRAMO MAGDALENA-SANTO TOMAS, JAL.
CORTE EN BALCON.- ENTRE CORTES 7 Y 8

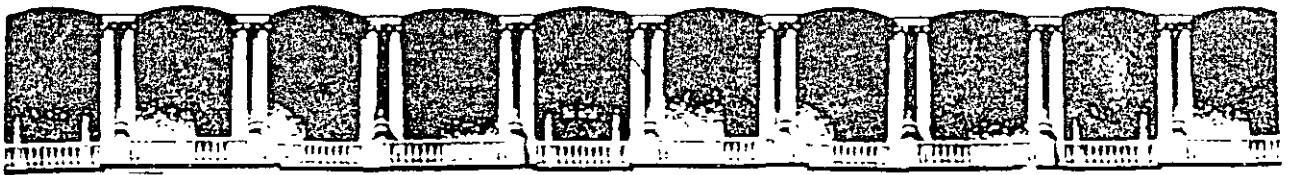
Raúl Cuéllar Borja



SECCION 93 + 360 CORTE EN BALCON ENTRE CORTES 7 Y 6

33

1972



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

ESTRUCTURAS

**ING. ADOLFO SÁNCHEZ SÁNCHEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

DIPLOMADO EN PROYECTO,
CONSTRUCCION Y CONSERVACION
DE CARRETERAS

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.

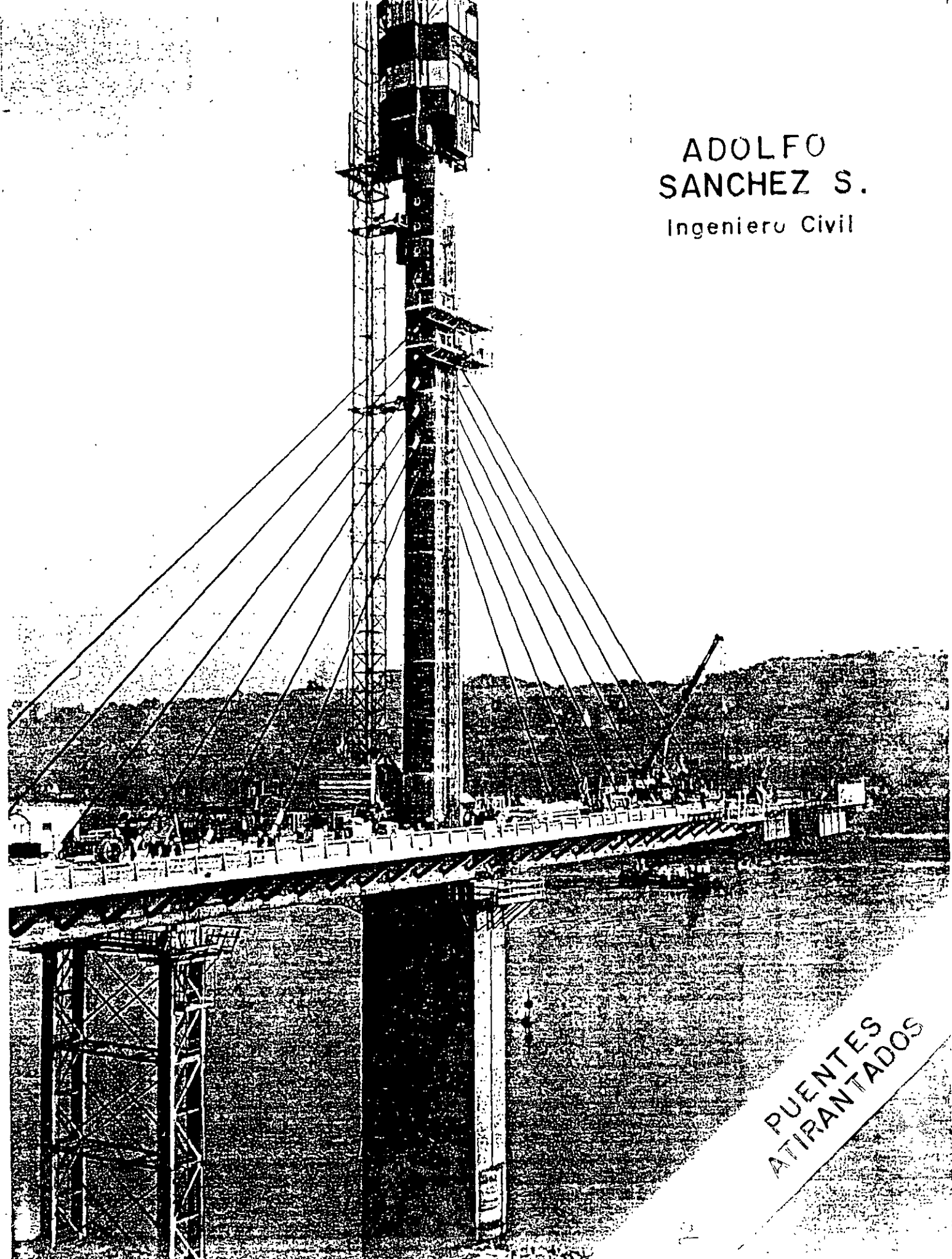
ESTRUCTURAS

ING. ADOLFO SANCHEZ SANCHEZ

MODULO II
CONSTRUCCION DE
CARRETERAS

JUNIO, 1998.

ADOLFO
SANCHEZ S.
Ingeniero Civil



PUENTES
ATIRANTADOS

En 1977 se determinó construir en México dos puentes de grandes dimensiones con superestructura suspendida mediante cables rectos, denominada "atirantada", uno de ellos sobre el Río Coatzacoalcos y el otro sobre el Río Pánuco, frente a la ciudad de -- Tampico.

Como esta tecnología era hasta ese momento desconocida en nuestro País, se realizó una serie de investigaciones sobre el particular para poder estar en condiciones de realizar los proyectos y llevar a cabo su construcción.

Fué entonces cuando empecé a hacer una recopilación de datos al respecto, dando como resultado el presente trabajo, actualizado al año de 1993, para presentarse en un Seminario sobre Puentes Atirantados que organizó el Ministerio de Obras Públicas de la República de Colombia, en la ciudad de Manizales.

De 1993 a la fecha se encuentran en construcción nuevos puentes citándose, por ejemplo, el Glebe Island, en Australia con un tramo principal de 345 m; el Zaltbommel sobre el Río Waal, en Holanda con un tramo principal de 256 m. y el puente sobre el Río Lezer, en España, con un tramo principal de 124 m. Los tres con superestructura de concreto y el último con una arquitectura muy singular.

En este mismo período se terminaron, entre otros, en México el Puente Papaloapan sobre el Río del mismo nombre, con superestructura de concreto, siendo su tramo principal de 203 m. y, en Francia, el Puente Iroise sobre el Río Elorn, también con superestructura de concreto y tramo principal de 400 m. y el Puente Normandía, que con su claro principal de 856 m. establece un nuevo récord.

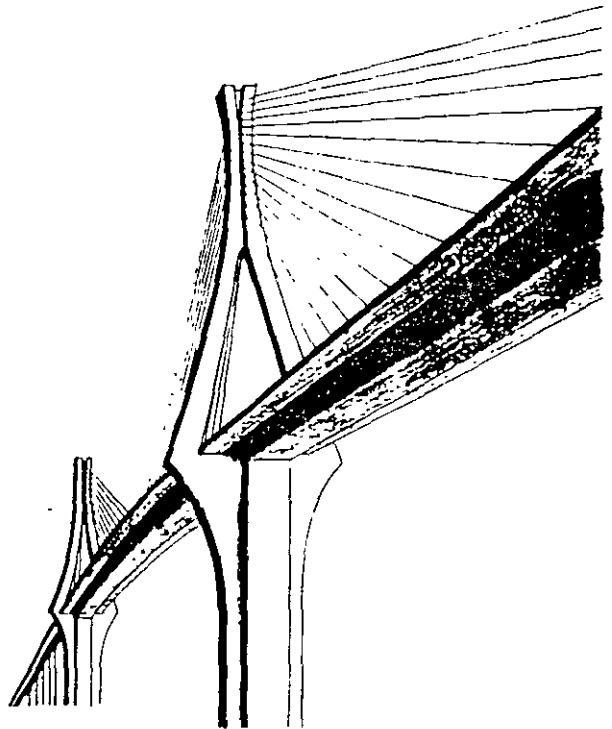
Aguascalientes, Ags.
Junio 20 de 1996

Ing. Adolfo Sánchez Sánchez

P U E N T E S

A T I R A N T A D O S

ING. ADOLFO SANCHEZ SANCHEZ



SEPTIEMBRE 1993

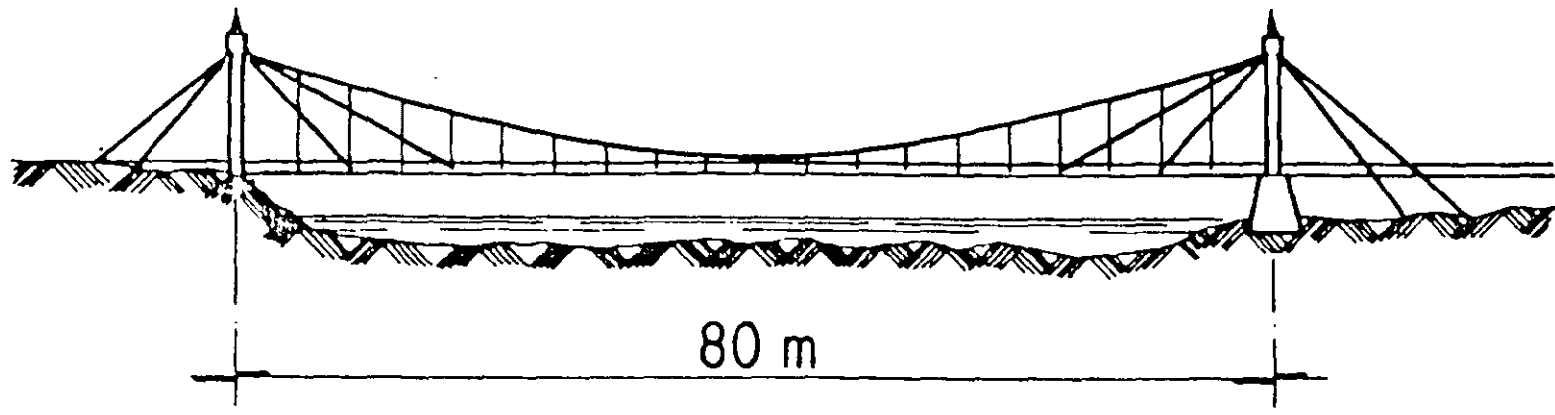
P U E N T E S A T I R A N T A D O S

Para hacer referencia a los puentes atirantados, hay que mencionar que éstos son sólo una de tantas estructuras en las que su estabilidad puede resolverse mediante la utilización de cables rectos, proporcionando apoyo a un sistema de vigas maestras para lograr grandes superficies cubiertas, edificios suspendidos, plataformas, estacionamientos, pasarelas peatonales, etc. Sin embargo, es en los puentes donde su realización es más espectacular por la magnitud de sus claros y los procedimientos constructivos que esta tecnología ha desarrollado en forma acelerada en los últimos años.

Debido a su elemental concepción, la construcción de puentes -- suspendidos por elementos rectos sujetos a tensión, se remonta a los tiempos más antiguos de la humanidad, sin embargo, su desarrollo racional comenzó realmente en los inicios del siglo -- XVIII, habiéndose logrado un avance significativo hasta principios del siglo XIX en que con motivo de dos accidentes importantes se detuvo este desarrollo; el colapso del puente Pryburg en Gran Bretaña en 1818, debido a oscilaciones por el viento y al derrumbe del puente sobre el Río Saale en 1824, en Alemania, -- provocado por la aplicación de una sobrecarga dinámica producida por una muchedumbre para observar una regata.

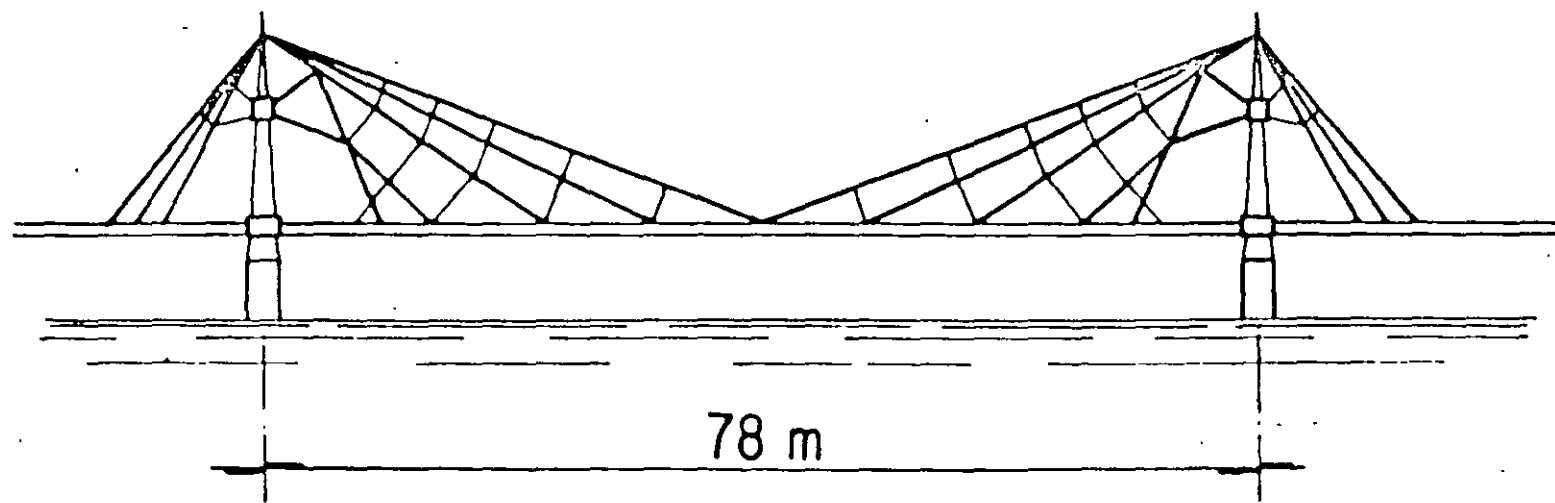
Estos accidentes fueron causados por insuficiencia tecnológica en los apoyos y conexiones del atirantamiento, compuesto por -- barras y cadenas con propiedades mecánicas pobres y adicionalmente a que los tirantes no se ponían en tensión por efecto del peso propio, lo que producía al sistema de piso deformaciones -- excesivas hasta que el tirante perdía la flexibilidad originada por su gran catenaria inicial.

Un informe de Navier, científico francés, quien estudió estos -- accidentes a mediados del siglo pasado, originó que durante --



PUENTE PRYBURG

COLAPSADO EN 1818



PUENTE RIO SAALE

COLAPSADO EN 1824

unos 100 años no se realizaran obras de estas características.

Fué Roebling el que reanudó la construcción de este tipo de puentes en los Estados Unidos. En 1846 realizó uno sobre el Río --- Ohio y en 1855 otro para ferrocarril sobre el Río Niágara con un claro de 250 m, utilizando para la suspensión de los dos tercios laterales del claro principal, cables rectos y uno curvo para el tercio central. Aplicando los resultados obtenidos, en 1883 se concluye la construcción del Puente Brooklyn en la ciudad de New York, obra que a la fecha se encuentra en operación con un claro principal de 486 m.

A principios de la década de los cincuentas y ante la necesidad de reconstruir los puentes destrizados durante la Segunda guerra Mundial, especialmente en Alemania, se restableció la aplicación de los puentes atirantados, aprovechando la disponibilidad de materiales de mejor calidad, como los alambres, cables y placas de acero de altas propiedades mecánicas y los avances en la técnica de la construcción de elementos metálicos soldados, integrando estructuras ortotrópicas.

Al construirse en Suecia en el año de 1955 el Puente Strömsund - con un tramo central de 182 m y dos laterales de 75 m con tablero metálico, se inicia la era moderna de los puentes suspendidos por cables rectos. En los años subsecuentes, Alemania construye varios de este tipo sobre el Río Rhin y a partir de la década de los sesentas empieza a generalizarse su aplicación en varios --- países de Europa, fundamentalmente con tablero metálico.

En 1962 se construye en América el primer puente con esta tecnología, con tablero de concreto. Corresponde a Venezuela el privilegio de realizar el fantástico Puente de Maracaibo, que en su estructura principal tiene 5 tramos de 235 m.

Los Estados Unidos construyen en 1977 su primer puente atirantado moderno en el Estado de Washington, para cruzar el Río Colum-

bia, entre las poblaciones de Pasco y Kennewick, con un claro -- principal de 299m y tablero de concreto, utilizando elementos -- prefabricados.

En 1983 España pone en operación el Puente Ing. Carlos Fernández Casado, sobre el embalse Barrios de Luna, con un tablero de concreto de únicamente 2.30 m de peralte y un claro principal de -- 440 m; este puente, por sus características, ocupó durante 8 --- años el primer lugar en el mundo.

México inaugura el 17 de octubre de 1984 su primer puente atirantado, que con sus 288 m de claro y tablero de concreto ocupa el 7º lugar mundial y se yergue majestuoso con su inigualable belleza sobre el Río Coatzacoalcos.

Al ponerse en servicio en 1986, en Vancouver, Canadá, el Puente Annacis, construido con tablero de acero y sistema de piso de -- concreto, con un tramo principal de 465 m, se estableció un nuevo record.

De la investigación realizada en el año de 1988 para conocer las características de los puentes atirantados construidos en diversos países del mundo, se obtuvieron datos interesantes, primero, que el número aproximado de obras de este tipo, construidas en -- un lapso de 33 años (1955 a 1988) en 32 países, era de 130: 44 -- con tablero de concreto y 86 de acero.

Los países que habían realizado un mayor número eran Japón y Alemania, con 48 y 23, respectivamente, lo que significa un 37% y un 18% del total. Respecto al material utilizado en el tablero, Alemania sólo contaba con 2 de concreto y Japón con 14.

Se tiene conocimiento que en los últimos 5 años se han construido del orden de 38 y se encuentran en proceso algunos otros, destacando 2 en Francia y uno en Inglaterra.

Los países que más obras realizaron en este período son: México con 11, Japón 8 y Francia 5. De los construídos en México destacan el Puente Tampico con un tramo principal de 360 m, superes--
tructura metálica y atirantamiento axial y el Puente Mezcala, --
que tiene tres tramos atirantados, dos de 311 m y uno de 299. -
La pila más alta tiene 165 m de altura y su pilón 77 m. La su--
perestructura es de vigas metálicas con losa de concreto y el --
atirantamiento está dispuesto lateralmente.

De las obras realizadas en Japón, 2 establecen nuevos records. -
Con estructura metálica, el Puente Tsurumi, con un claro de ---
510 m, un ancho de 29 m y atirantamiento axial; la altura de la
pila-pilón es de 172 m. Con estructura de concreto, el Puente -
Iguchí, con un claro de 490 m, su atirantamiento es lateral, su
ancho es de 24 m y la pila-pilón tiene 119 m. Otro puente impor--
tante es el Yokohama, con un claro de 460 m y 40 m de ancho, es--
tá resuelto a la manera de los puentes colgantes, mediante una -
armadura que permite el tránsito de vehículos por la parte supe--
rios y a través de ella. Su atirantamiento es lateral y la pila
pilón tiene 172 m de altura.

De los puentes en construcción destaca el que se realiza en la -
desembocadura del Río Sena, en Normandía, con una longitud total
2181 m. Su tramo principal establecerá un número record con ---
856 m. La superestructura es de concreto, con excepción de 816m
de la parte central del tramo principal que es de acero. El ati--
rantamiento es lateral, dispuesto en medio abanico. La pila-pi--
lón tendrá una altura de 210 m.

Los puentes que ocupan los primeros lugares por la magnitud de -
su claro principal se relacionan en las dos hojas siguientes y -
en las subsecuentes se presenta una relación de los puentes que
existen en el mundo, según la investigación realizada.

PUENTES QUE OCUPAN LOS PRIMEROS LUGARES EN EL MUNDO
POR LA MAGNITUD DE SU CLARO PRINCIPAL

N O M B R E	CLARO MAXIMO	PAIS	AÑO DE CONSTRUCCION
<u>TABLERO DE ACERO</u>			
1. TSURUMI	510 M.	JAPON	1990
2. HIGASHI KOBE SUIRO	485 M.	JAPON	1988
3. ANNACIS (ALEX FRASER)	465 M.	CANADA	1986
4. YOKOHAMA	460 M.	JAPON	1985
5. CHAO PHYA	450 M.	TAILANDIA	1987
6. HITSUISHI E IWAKURO	420 M.	JAPON	1987
7. NEIKONISHI	406 M.	JAPON	1989
8. NAGOYA	405 M.	JAPON	1985
9. SAINT NAZAIRE	404	FRANCIA	1975
10. RANDE	400 M.	ESPAÑA	1977
11. LULING	372 M.	ESTADOS UNIDOS	1983
12. FLENE DUSSELDORF	368 M.	ALEMANIA	1983
13. TJORN	366 M.	SUECIA	1982
14. TAMPICO	360 M.	MEXICO	1988
14. YAMATO	354 M.	JAPON	1982
15. NOVI SAD	351 M.	YUGOSLAVIA	1981
16. JINDO	344 M.	JAPON	1984
17. LOWER YARRA MELBOURNE WEST GATE	336 M.	AUSTRALIA	1974
18. ZARATE BRAZO LARGO	330 M.	ARGENTINA	1975
19. KOHLBRAND HOCH HAMBURGO	325 M.	ALEMANIA	1974
20. FARO	290 M.	DINAMARCA	1985

PUENTES QUE OCUPAN LOS PRIMEROS LUGARES EN EL MUNDO
POR LA MAGNITUD DE SU CLARO PRINCIPAL

N O M B R E	CLARO MAXIMO	PAIS	AÑO DE CONSTRUCCION
-------------	-----------------	------	------------------------

TABLERO DE CONCRETO

1.	IGUCHI	490 M.	JAPON	1991
2.	BARRIOS DE LUNA	440 M.	ESPAÑA	1983
3.	SUNSHINE SKYWAY	366 M.	ESTADOS UNIDOS	1987
4.	POSADAS ENCARNACION	330 M.	ARGENTINA	1988
5.	BROTONNE	320 M.	FRANCIA	1977
6.	PASCO KENNEWICK	299 M.	ESTADOS UNIDOS	1977
7.	COATZACOALCOS	288 M.	MEXICO	1984
8.	WADI KUF	282 M.	LIBIA	1972
9.	FERNANDO REIG	276 M.	ESPAÑA	1987
10.	EAST HUNTINGTON	274 M.	ESTADOS UNIDOS	1985
11.	WAAL BEI TIEL	267 M.	HOLANDA	1974
12.	CHACO CORRIENTES	245 M.	ARGENTINA	1973
13.	COOPER S. CAROLINA	245 M.	ESTADOS UNIDOS	1990
14.	MARACAIBO	235 M.	VENEZUELA	1962
15.	SHANDONG	220 M.	CHINA	1981

PUENTES ATIRANTADOS CON TABLERO METALICO

NOMBRE	CLAROS PRINCIPALES (M)	AÑO	PAIS
STROMSUND	75-183- 75	1955	SUECIA
BUCHENAUER	13- 59- 13	1956	ALEMANIA
THEODOR HEUSS	200	1958	ALEMANIA
REHIN DUSSELDORF	108-260-108	1959	ALEMANIA.
SEVERINS COLONIA	302-151	1959	ALEMANIA.
*	128	1960	JAPON
NORDERELBE HAMBURGO	64-172- 64	1963	ALEMANIA
JULICHERSTR DUSSELDORF	32- 99- 32	1963	ALEMANIA
REHIN LEVERKUSEN	50-280- 50	1965	ALEMANIA
USK RIVER	68-150- 68	1965	INGLATERRA
REHIN MAXAU	175-116	1966	ALEMANIA
BET MAYA KOBE	69-139	1966	JAPON
WYE ZUGE SEVERN	85-253- 85	1966	INGLATERRA
REHIN BONN FRIEDRICH EBERT	120-280-120	1967	ALEMANIA
REHIN RESS KALKAR	104-255-104	1967	ALEMANIA
BATMAN	215	1967	AUSTRALIA
ONOMISHI HIROSHINA	85-215- 85	1968	JAPON
HARMSENBRUG ROTTERDAM	109- 47	1968	HOLANDA
MASSENA PARIS	81-161- 81	1969	FRANCIA
LUDWIGSHAFEN	141-138	1969	ALEMANIA
LABLANC MONTREAL	90-241- 90	1969	CANADA
REHIN DUSSELDORF II KNIE	320-194	1969	ALEMANIA
REHIN DUISBURG NEUENKAMP	93-350- 93	1970	ALEMANIA
TOYOSATO OSAKA	80-216- 80	1970	JAPON
GOLEKOPPERBRUG	70-180- 70	1971	HOLANDA
KAMATSUGAWA TOKIO	60-160- 60	1971	JAPON
ERSKINE	110-305-110	1971	ESCOCIA
*	160	1972	JAPON
DONAU BRATISLAVA	73-303	1972	CHECOESLOVAQUIA
REHIN MANNHEIM	288-125	1972	ALEMANIA
DONAU HAINBURG	138-228	1972	AUSTRIA
DONAU LINZ	192-215	1972	AUSTRIA
REHIN OBERKASSEL	257-206	1973	ALEMANIA

PUENTES ATIRANTADOS CON TABLERO METALICO

NOMBRE	CLAROS PRINCIPALES (M)	AÑO	PAIS
DONAU DEGGENAU	290-145	1974	ALEMANIA
LOWER YARRA MELBOURNE WEST GATE	144-336-144	1974	AUSTRALIA
REHIN SPEYER	275-181	1974	ALEMANIA
KOHLBRAND HOCH HAMBURGO	97-325- 97	1974	ALEMANIA
FRANKLINSTRADEN DUSSELDORF	42-125- 42	1974	ALEMANIA
*	40- 40	1974	JAPON
ZARATE BRAZO LARGO	110-330-110	1975	ARGENTINA
SUEHIRO	110-250-110	1975	JAPON
*	100-240-100	1975	JAPON
KAMOME	91-240- 91	1975	JAPON
*	54- 83- 54	1975	JAPON
SAINT NAZAIRE	158-404-158	1975	FRANCIA
*	200	1976	JAPON
*	179	1976	JAPON
*	165	1976	JAPON
*	103	1976	JAPON
EWIJK	270	1976	HOLANDA
*	90-220- 90	1976	JAPON
RANDE	147-400-147	1977	ESPAÑA
*	144	1977	JAPON
ARNO	71-206- 71	1977	ITALIA
SAVE BELGRADO	50-254- 50	1978	YUGOESLAVIA
*	40- 40	1978	JAPON
BYBRUA	82-185	1978	
ALBERT GANAL	210	1978	BELGICA
NOVI SAD	60-351- 60	1981	YUGOESLAVIA
WILLEMS	270	1981	HOLANDA
*	127	1982	JAPON
TJORN	124-366-124	1982	SUECIA
*	150-22	1982	JAPON
YAMATO	149-355-149	1982	JAPON
FLEHE DUSSELDORF	39-368	1983	ALEMANIA
LULING	155-372-155	1983	ESTADOS UNIDOS
*	280	1984	JAPON

PUENTES ATIRANTADOS CON TABLERO METALICO

NOMBRE	CLAROS PRINCIPALES (M)	AÑO	PAIS
FLOBER FRANKFURT	42-106	1984	ALEMANIA
JINDO	70-344- 70	1984	JAPON
*	100- 58	1984	JAPON
PENANG	107-225-107	1984	MALASIA
ADHAMIYAH	183-121	1984	
MUNA	60-222-60	1984	
NAGOYA	175-405-175	1985	JAPON
CHAO PHYA	61-450- 61	1985	TAILANDIA
IGUROJIMA ARMADURA (DOBLE)	185-420-185	1985	JAPON
FARO	120-290-120	1985	DINAMARCA
*	153- 22	1985	JAPON
AKKAR	76- 76	1985	INDIA
*	45- 45	1985	JAPON
ANNACIS VANCOUVER	183-465-183	1986	CANADA
AJIRIVER	120-350-120	1987	JAPON
TAMPICO	70-360-70	1988	MEXICO
QUINCY	134-274-134	1988	ESTADOS UNIDOS
HIGASHI KOBE SUIRO	485	1988	JAPON
YASAKA	90-240-90	1989	JAPON
	184	1989	FRANCIA
SAMBRE	108	1989	BELGICA
WEIRTON STEUBENVILLE	250-210	1989	ESTADOS UNIDOS
	101-250-101	1989	JAPON
SECOND HOOGHLY	183-465-183	1990	INDIA
TSURUMI	510	1990	JAPON
ZALTBOMMEL	256	1990	PAISES BAJOS
MEIKONISHI	406	1991	JAPON
LA BARQUETA	---	1991	ESPAÑA
ROJO GOMEZ	21- 53- 21	1991	MEXICO
CANAL SAN JUAN	20- 52- 20	1991	MEXICO
TELECOMUNICACIONES	18- 50- 18	1991	MEXICO
CRISOSTOMO BONILLA	20- 52 -20	1991	MEXICO

PUENTES ATIRANTADOS CON TABLERO METALICO

NOMBRE	CLAROS PRINCIPALES (M)	AÑO	PAIS
REPUBLICA FEDERAL	18- 50 - 18	1991	MEXICO
AMADOR SALAZAR	22- 54 - 22	1991	MEXICO
YOKOHAMA	200-460 -200	1992	JAPON
MEZCALA	299-311-311	1993	MEXICO
EL ZAPOTE	176- 62	1993	MEXICO
EL CAÑON	95-166	1993	MEXICO
SEVERN	456	EN CONS- TRUCCION	INGLATERRA
NORMANDIA	856	EN CONS- TRUCCION	FRANCIA

* El nombre de esta estructura no se tiene en idioma español, ya que los datos se obtuvieron de publicaciones en japonés.

PUENTES ATIRANTADOS CON TABLERO DE CONCRETO

NOMBRE	CLAROS PRINCIPALES (M)	AÑO	PAIS
MARACAIBO	95-235- 95	1962	VENEZUELA
DNJEPR KIEV	66-144- 66	1965	RUSIA
POLCEVERA GENOVA	86-208- 86	1967	ITALIA
ANSA DE LA MAGLINA	82- 53	1967	ITALIA
ANGOSTURA		1969	VENEZUELA
MAIN HOCHST	90-115	1972	ALEMANIA
WADI KUF	97-282- 97	1972	LIBIA
CHACO CORRIENTES	163-245-163	1973	ARGENTINA
MAGDALENA	50-140- 50	1974	COLOMBIA
WAAL BEI TIEL	95-267- 95	1974	HOLANDA
DANUBIO VIENA	56-119- 56	1975	AUSTRIA
*	104	1976	JAPON
CARPINETO	50-181- 50	1977	ITALIA
BROTONNE	143-320-143	1977	FRANCIA
KWANG FU	64-134-134- 67	1977	TAIWAN
PASCO KENNEWICK	124-299-124	1977	ESTADOS UNIDOS
TUBERIA	130	1977	ARGENTINA
*	97	1978	JAPON
EBRO	32-146	1978	ESPAÑA
*	46- 85- 46	1979	JAPON
*	120	1979	JAPON
GANTER	127-174-127	1979	SUIZA
*	128	1980	JAPON
SHANDONG	94-220- 94	1981	CHINA
*	64	1981	JAPON
*	176	1981	JAPON
*	28- 57	1981	JAPON
DONAU METTEN	145- 68	1981	ALEMANIA
*	94-220- 94	1982	JAPON
*	52-200	1982	JAPON
*	30- 52	1982	JAPON
NISHIKIGAOKA		1983	JAPON
BARRIOS DE LUNA	101-440-101	1983	ESPAÑA

PUENTES ATIRANTADOS CON TABLERO DE CONCRETO

NOMBRE	CLAROS PRINCIPALES (M)	AÑO	PAIS
EIMEIKAN	67- 49	1984	JAPON
COATZACOALCOS	112-288-112	1984	MEXICO
POSADAS ENCARNACION	115-330-115	1985	ARGENTINA
EAST HUNTINGTON W.VIRGINIA	274-185	1985	ESTADOS UNIDOS
DIEPOLDSAU RHINE	40- 97- 40	1985	SUIZA
*	86	1986	JAPON
*	74	1986	JAPON
SUNSHINE SKYWAY TAMPA	147-366-147	1987	ESTADOS UNIDOS
FERNANDO REIG	276	1987	ESPAÑA
JAMES VIRGINIA	192	1987	ESTADOS UNIDOS
THE NECHES TEXAS	85-195- 85	1989	ESTADOS UNIDOS
WANDRE	168	1989	BELGICA
COOPER S. CAROLINA	45-245-45	1990	ESTADOS UNIDOS
IGUCHI	490	1990	JAPON
BORGOÑA	152	1990	FRANCIA
	---	1990	FRANCIA
AOMORI	---	1990	JAPON
MARTIRES DE GRENOBLE	120	1991	FRANCIA
	---	1991	ESPAÑA
BIDOUZE	134	1991	FRANCIA
ALZATE	130-130	1991	BELGICA
ARA DE PORTIMAO	256	1991	PORTUGAL
RIO GUADIANA	324	1992	ESPAÑA
MACAU-TAIPEK	112-112-112	1992	HONG-KONG
QUETZALAPA	105-213-105	1993	MEXICO
RIO ELORN	400	EN CONS- TRUCCION.	FRANCIA

* El nombre de estas estructuras no se tiene en idioma español, ya que los datos se obtuvieron de publicaciones en japonés.

PAISES QUE TIENEN CONSTRUIDOS PUENTES ATIRANTADOS

PAIS	NUMERO	CLARO MAXIMO	AÑO DE CONSTRUCCION
ALEMANIA	23	59 A 368	1956 A 1981
ARGENTINA	4	130 A 330	1973 A 1985
AUSTRALIA	2	215 A 336	1967 A 1974
AUSTRIA	3	119 A 228	1972 A 1975
BELGICA	4	210	1978 A 1991
CANADA	2	241 A 465	1969 A 1986
CHECOESLOVAQUIA	1	303	1972
CHINA	1	220	1981
COLOMBIA	1	140	1974
DINAMARCA	1	290	1985
ESCOCIA	1	305	1971
ESPAÑA	7	146 A 440	1977 A 1991
ESTADOS UNIDOS	9	192 A 372	1977 A 1989
FRANCIA	8	161 A 404	1969 A 1991
HOLANDA	5	109 A 270	1968 A 1981
HONG-KONG	1	112	1992
INDIA	2	76 A 465	1985 A 1990
INGLATERRA	2	150 A 253	1965 A 1966
ITALIA	4	82 A 208	1967 A 1977
JAPON	52	40 A 510	1960 A 1992
LIBIA	1	282	1972
MALASIA	1	225	1984
MEXICO	12	52 A 360	1984 A 1993
PORTUGAL	1	256	1991
RUSIA	1	144	1965
SUECIA	2	183 A 366	1955 A 1982
SUIZA	2	97 A 174	1979 A 1985
TAILANDIA	1	450	1985
TAIWAN	1	134	1977
VENEZUELA	2	240	1962 A 1969
YUGOESLAVIA	2	254 A 351	1978 A 1981
OTROS PAISES	4	183 A 256	1978 A 1990

Adicionalmente a los puentes, se tiene información de que existen más de 50 pasarelas peatonales atirantadas; en estas obras - Japón también ha construido un porcentaje muy importante.

Para analizar cómo fué el desarrollo de los puentes atirantados en los últimos 38 años, se presenta en una gráfica el número de ellos y el año en que se terminó su construcción.

De 1955 a 1965 el crecimiento promedio anual fué de 1.2; en los siguientes 8 años, aumentó a 3.5 y de 1973 a 1978 aumentó hasta 7.2, en los dos siguientes años se presentó un ligero descenso en la tasa de crecimiento, pero de 1980 a 1986 nuevamente alcanzó un valor de 7.2. La predicción para el año 2000 es de 5.7.

Por lo que respecta al crecimiento, tomando en cuenta el material que integra el tablero, se observa que para el caso de acero, el crecimiento promedio anual en los 10 primeros años fué de 1. De 1965 a 1973 de 3.2, de 1973 a 1978 de 5, de 1978 a 1983 bajó a 1.6, pero de 1983 a 1985 aumentó hasta 7.5. La predicción para 2000 es de 3.3.

Para los puentes con tableros de concreto, de 1962 a 1976 la tasa de crecimiento fué de 0.85, de 1976 a 1985 aumentó a 2.8 y la predicción para 2000 será del orden de 2.4.

Para conocer cuántos metros de puente se construyeron en promedio por año, considerando únicamente la parte atirantada, se representó en una gráfica la suma de las longitudes de las estructuras realizadas desde 1955 a la fecha.

De esta gráfica se desprende que en los primeros 10 años, el promedio anual fué de 822 m; de 1310 m/año para el período de 1965 a 1973; 2732 m/año de 1973 a 1977, de 1977 a 1980 se redujo notablemente a 804 m/año, pero de 1980 a 1984 se incrementó hasta 2323/año y en 1985 alcanzó el valor máximo de 5120/año. La predicción para el lapso 1993 a 2000 es de 1943/año.

PASARELAS ATIRANTADAS PARA PEATONES

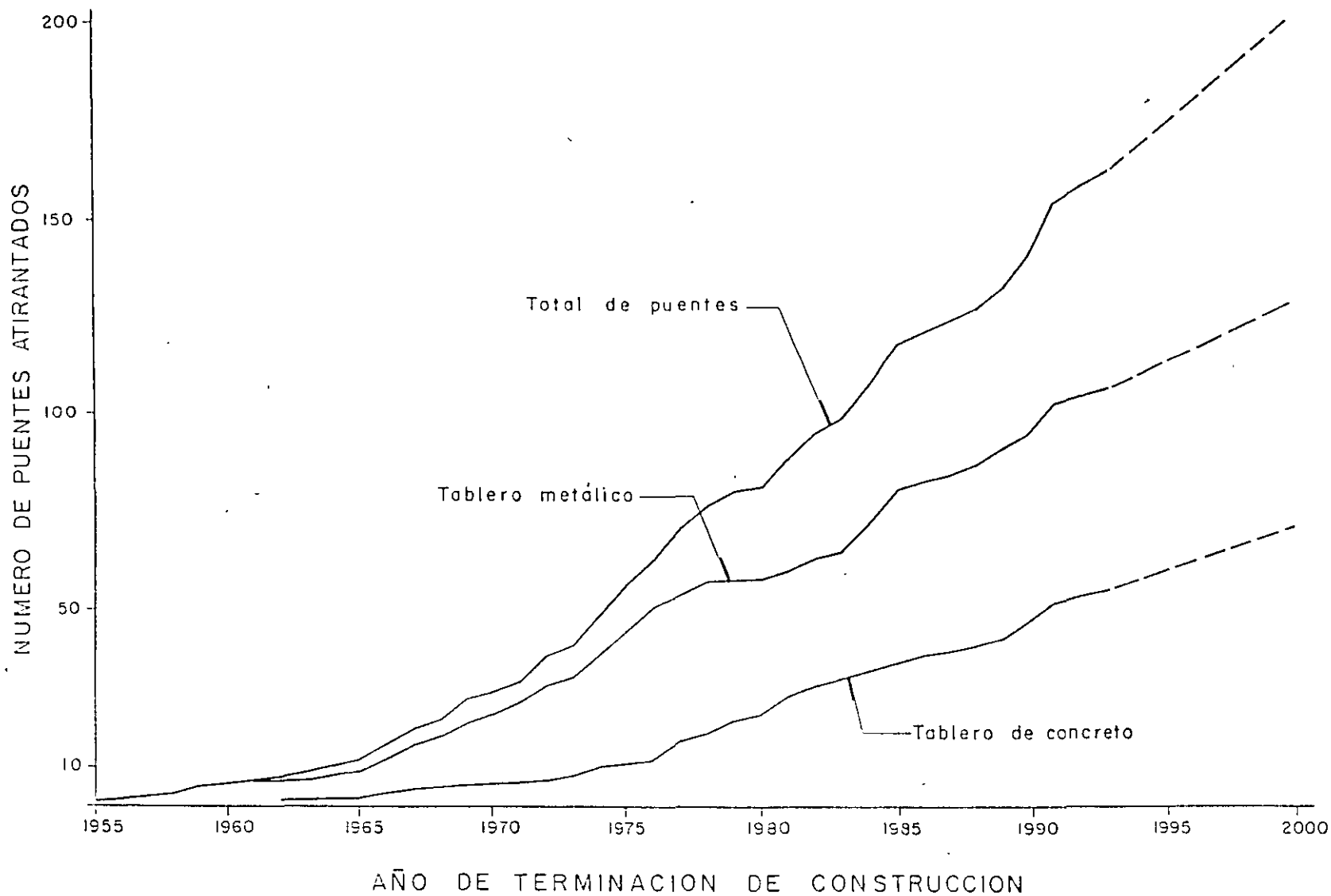
NOMBRE	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUDES DE TRAMOS (M)	AÑO	PAIS
brussels	58	36.4-21.6	1958	ALEMANIA
SCHILLER STREET	92.8	68.6-24.2	1961	ALEMANIA
BIRS - BASEL	50.0		1962	SUIZA
*	76.2	18.5-39.7-18.0	1963	JAPON
HAMBURG	92.2	17.1-54.3-20.8	1963	ALEMANIA
CANAL DU CENTRE	134.0	67.0-67.0	1966	BELGICA
BALLY CASTLE	63.5	21.4-20.7-21.4	1967	
*	217.0	57-102-57	1968	JAPON
*	86.4	37.8-37.8	1969	JAPON
BOURSE	105.1	31.6-73.5	1969	FRANCIA
*	50.0	30-20	1969	JAPON
*	173.0	48-77-48	1970	JAPON
*	101.0	24-53-24	1970	JAPON
*	59.0	27-32	1970	JAPON
BARWON	192.1	54.9-82.3-54.9	1972	AUSTRALIA
BASSIN DU COMMERCE	70.0		1972	FRANCIA
MOUNT STREET	71.2	35.6-35.6	1972	AUSTRALIA
VILLINGEN	97.5	31.0-66.5	1973	ALEMANIA
*	69.0	43-26	1973	JAPON
DIE KIRCH	65.0	15.0-50.0	1974	LUXEMBURGO
*	80.0	40-40	1974	JAPON
PLAZA DE LAS GLORIAS CATALANAS	97.0	15.0-50.0	1974	ESPAÑA
TILFF	71.5	19.0-52.5	1975	BELGICA
*	102.0	26-53-26	1975	JAPON
NECKAR CENTER	252.5	56.5-139.0-56.5	1975	ALEMANIA
DE LA PAZ	127.0	21-86-21	1976	ESPAÑA
*	55.0	55.0	1977	JAPON
*	129.0	96.6-32.5	1878	JAPON
*	80.0	40-40	1978	JAPON
*	129.0	87-41	1978	JAPON
MEYLAN	119.0	20.0-79.0-20.0	1979	FRANCIA
*	73.0	43-29	1979	JAPON

PASARELAS ATIRANTADAS PARA PEATONES

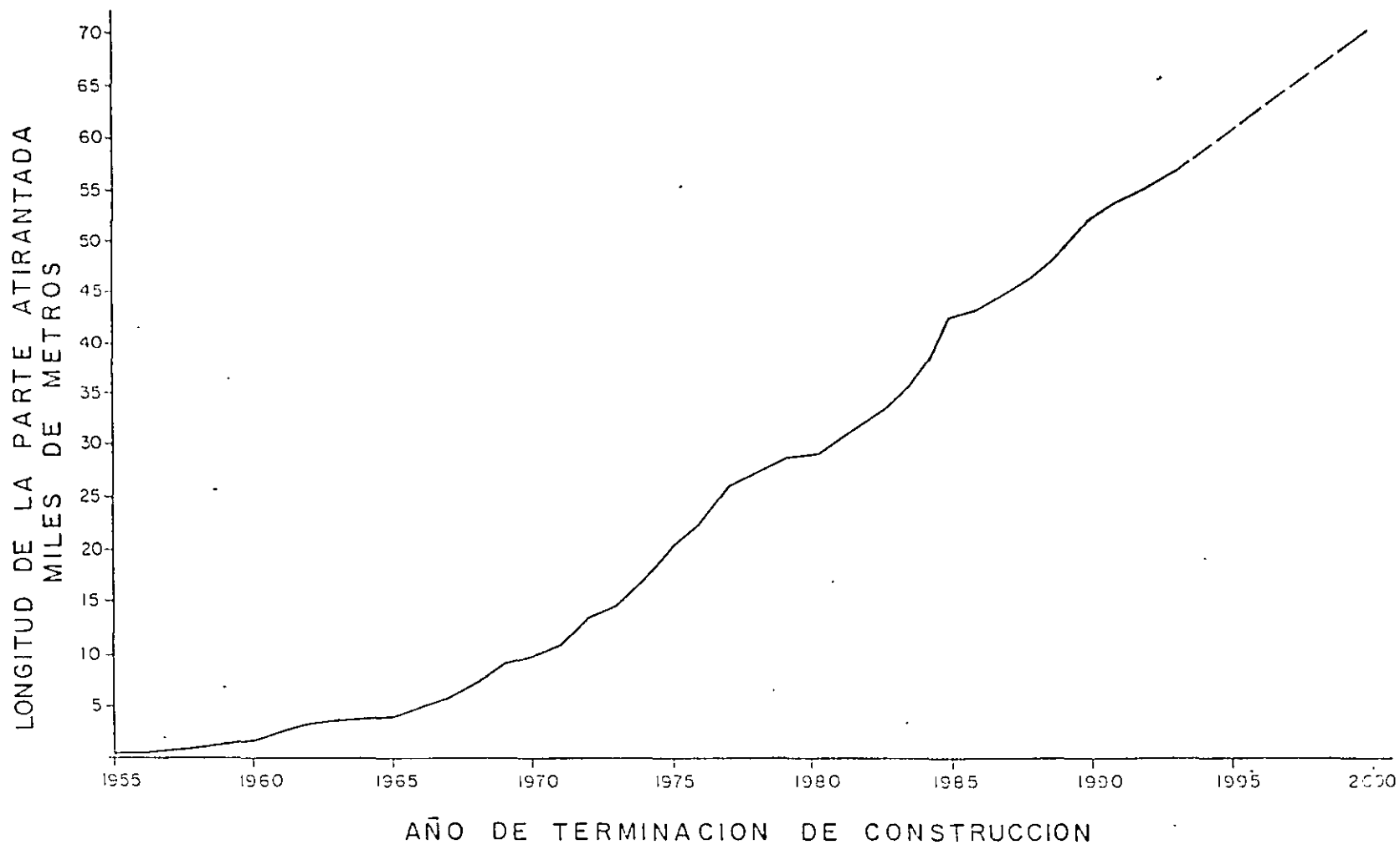
NOMBRE	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUDES DE TRAMOS (M)	AÑO	PAIS
*	49.0	25-24	1980	JAPON
*	74.0	17-38-17	1980	JAPON
*	90.0	24-42-24	1980	JAPON
*	80.5	64.0-16.5	1981	JAPON
*	64.0	43-21	1981	JAPON
*	80.0	63-17	1981	JAPON
*	136.0	34-67-34	1981	JAPON
*	85.0	57-28	1981	JAPON
*	80.0	49-30	1982	JAPON
*	83.0	14-53-16	1982	JAPON
*	41.0	41.0	1983	JAPON
LYON			1983	FRANCIA
*	120.0	40-80	1984	JAPON
*	77.0	50-27	1984	JAPON
*	63.0	27-9-27	1984	JAPON
*	46.0	46.0	1984	JAPON
*	101.0	44-57	1985	JAPON
*	168.0	28-90-50	1985	JAPON
POPLAR		45	1992	INGLATERRA

* El nombre de estas estructuras no se tiene en idioma español, ya que los datos se obtuvieron de varias publicaciones en japonés.

GRAFICA DE CRECIMIENTO DE PUENTES ATIRANTADOS



GRAFICA DE LONGITUDES DE PUENTES ATIRANTADOS



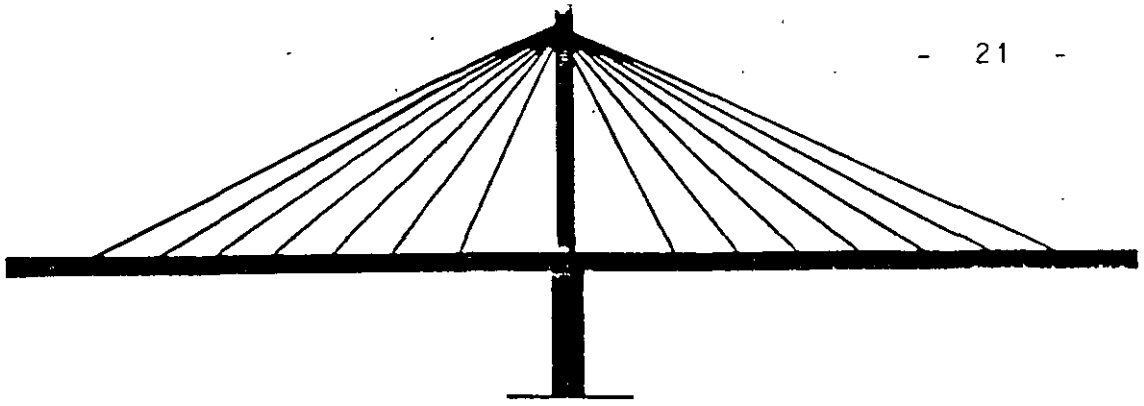
Con estos resultados se concluye que la tasa de crecimiento de los puentes atirantados en los últimos 20 años ha sido prácticamente constante y la longitud promedio construída tuvo incrementos importantes hasta llegar en 1990 a un máximo, lo que significa que la magnitud de los claros ha crecido en forma considerable.

Los elementos relevantes para la definición del proyecto de un puente atirantado son los tirantes, la pila-pilón y el tablero. Estos tres elementos están correlacionados y sus características geométricas y mecánicas dependen en gran parte de la configuración del sistema de atirantamiento. Es conveniente hacer mención de los aspectos que intervienen para su elección.

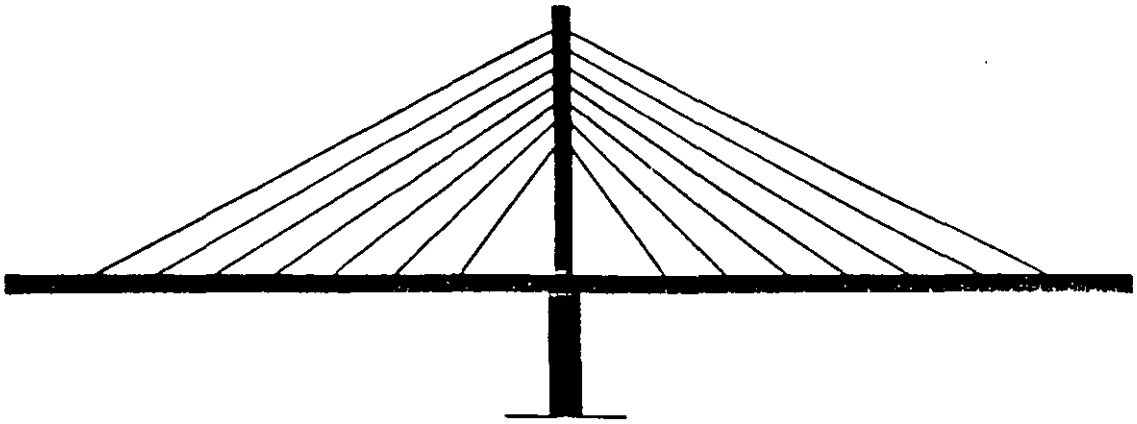
TIRANTES

Longitudinalmente, los tirantes pueden disponerse en tres posiciones: en abanico, cuando todos los tirantes convergen en el vértice del pilón, - solución aplicada en los puentes Severin, Zárate Brazo Largo, Pasco Kennewick, entre otros - en semiabanico si los tirantes se distribuyen regularmente en la parte superior del pilón. Esta disposición, poco diferente de la anterior, ofrece la ventaja de facilitar la continuidad o el anclaje en el pilón, como ocurre en los Puentes de Brotonne, Coatzacoalcos, Bonn, etc.; en arpa, cuando todos los tirantes son paralelos. Esta disposición disminuye los riesgos de inestabilidad elástica del pilón por la distribución de los tirantes en toda su altura, lo que permite simplificaciones constructivas importantes, debido a que conservan un mismo ángulo de incidencia. Con esta forma se resolvieron la mayoría de los puentes sobre el Río Rhin, en las proximidades de la ciudad de Düsseldorf.

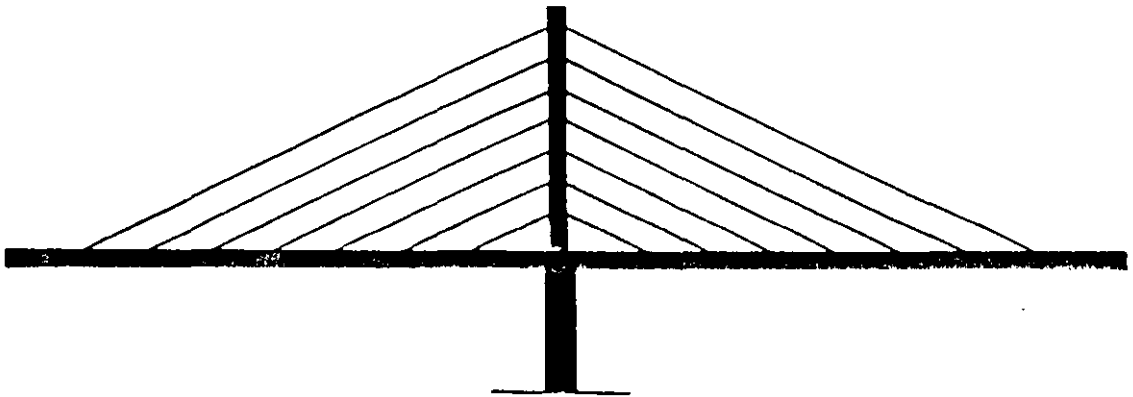
Transversalmente, los tirantes pueden disponerse contenidos en un plano situado en el eje del tablero, denominándose suspensión axial; o en dos planos laterales, paralelos o convergentes, solu



ABANICO



MEDIO ABANICO



ARPA

DISPOSICION LONGITUDINAL DE LOS
TIRANTES

ción que se le llama suspensión lateral.

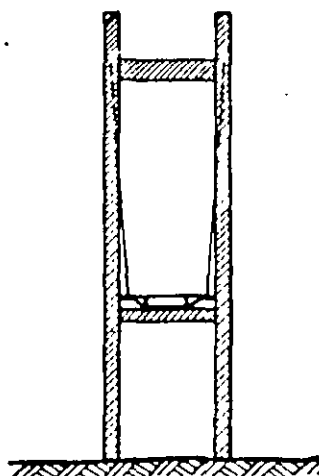
Desde el punto de vista arquitectónico, las soluciones que presentan las condiciones más satisfactorias son la disposición axial y la de arpa, aún cuando se tengan dos planos de suspensión, por permanecer todos los cables paralelos, cualquiera que sea el ángulo bajo el cual se observe la obra.

Sin embargo, la mayor eficiencia y economía se logra con la suspensión en abanico. Se ha demostrado que en el caso de suspensión total del tablero - cuando éste no se apoya en la pila - la relación entre la altura del pilón y la longitud del claro principal puede ser de 0.20 para la suspensión en abanico y llegar hasta 0.50 para la solución en arpa, lo que significa diferencias en el acero de los tirantes y en los materiales del pilón. Para esbelteces entre 0.15 y 0.25 pueden lograrse resultados muy positivos, utilizando una disposición en semiabanico, sobre todo si el número de tirantes es importante, por el problema que presenta en anclaje de éstos en el pilón.

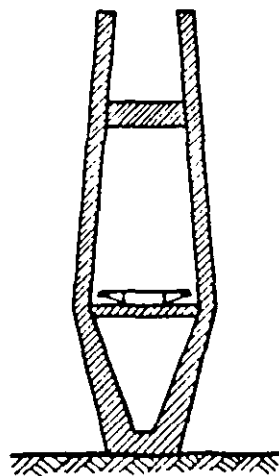
La optimización de la disposición de los tirantes requiere de estudios muy completos en los que deben tomarse en cuenta todas las condiciones para la estabilidad general de la estructura como pueden ser, los efectos dinámicos por las cargas de servicio, por el viento, el sismo, etc., el comportamiento no lineal, los efectos de fluencia y retracción y los procesos constructivos.

PILA - PILON

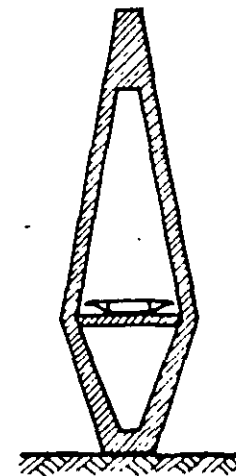
Las características geométricas del pilón dependen en gran parte, como ya se mencionó, de la configuración del atirantamiento, teniendo pilones en forma de marco cerrado, como los correspondientes a los Puentes Barrios de Luna, Anassis, Rande, etc., columnas libres empotradas a la pila o el tablero, en forma de "V" o de "Y" o en forma de "A", como los que tienen los puentes de Saint Nazaire, Coatzacoalcos, Flehe Spencer, Brotonne, etc.



SOLUCION "A"

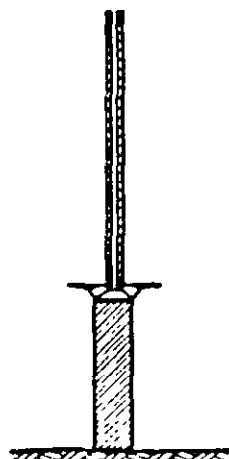


SOLUCION "B"

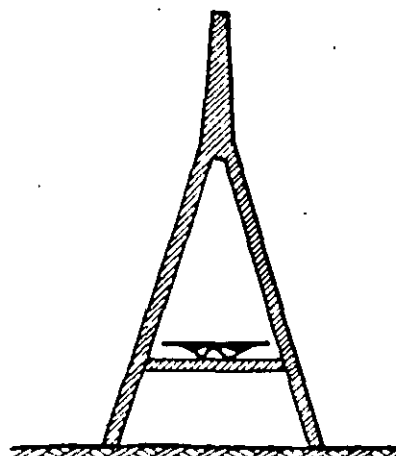


SOLUCION "C"

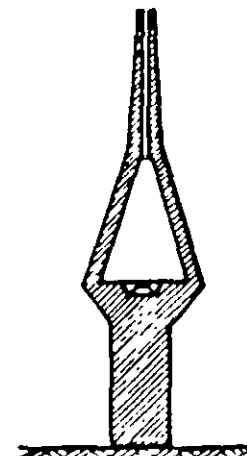
ATIRANTAMIENTO LATERAL



SOLUCION "A"



SOLUCION "B"



SOLUCION "C"

ATIRANTAMIENTO, AXIAL

TIPOS DE PILAS - PILON

Los pilones pueden quedar constituídos por una estructura metálica, como es el caso del Puente Kohlbrand, o por elementos de concreto reforzado.

TABLERO

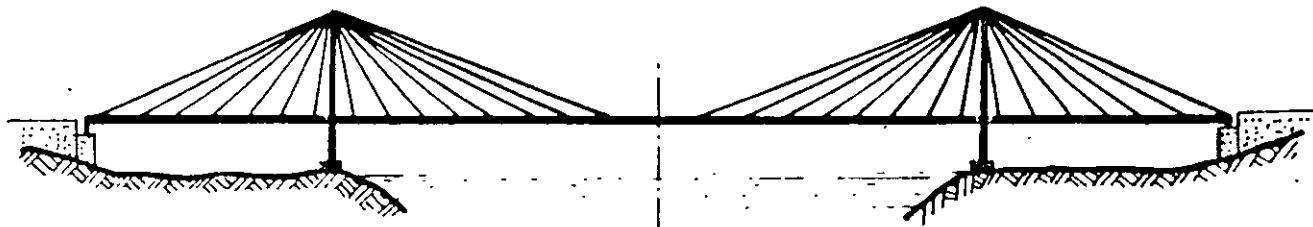
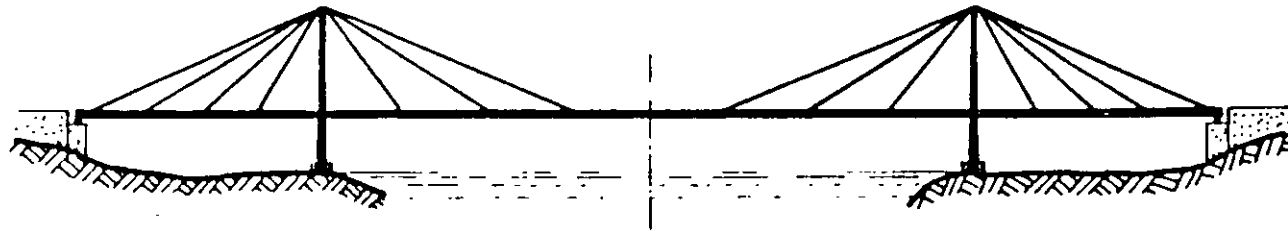
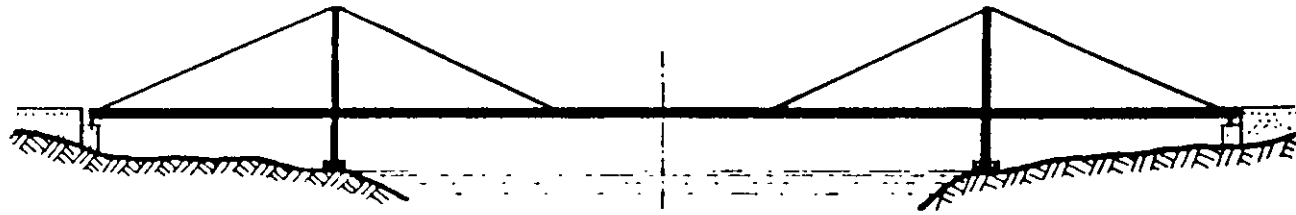
La definición de la sección transversal del tablero depende también de la configuración del atirantamiento, influyendo además en forma importante el número de tirantes y si el tablero es de concreto, metálico o mixto, procurando lograr que éste sea lo más ligero posible, pero garantizando su estabilidad aerodinámica y su facilidad de construcción.

Si el atirantamiento es axial, la sección cerrada es la más eficiente, debiendo tener un peralte suficiente para obtener la rigidez torsional necesaria. Si el atirantamiento es lateral, el efecto de torsión se reduce notablemente; la sección puede ser abierta y su peralte mínimo.

En general, en los puentes con tablero metálico se ha venido usando un número reducido de tirantes, como es el caso de los Puentes Erskine, Harmsenbrug, Mannheim. Esto produce una flexión general considerable y flexiones locales entre los puntos de suspensión, que generan momentos flexionantes importantes para las cargas permanentes y móviles, lo que motiva que los tableros requieran de grandes peraltes.

Asimismo, en los primeros puentes con tablero de concreto también se dispuso de un número mínimo de tirantes. Morandi, en el Puente de Maracaibo únicamente colocó dos tirantes para un claro de 235 m. Con esta misma tecnología se construyeron varias obras muy similares en su concepción: los Puentes Wadi Kuf, Polcevera y Chaco Corrientes.

A través del tiempo, el número de tirantes se ha venido aumentar



CONFIGURACION DEL DESARROLLO DE ATIRANTAMIENTO

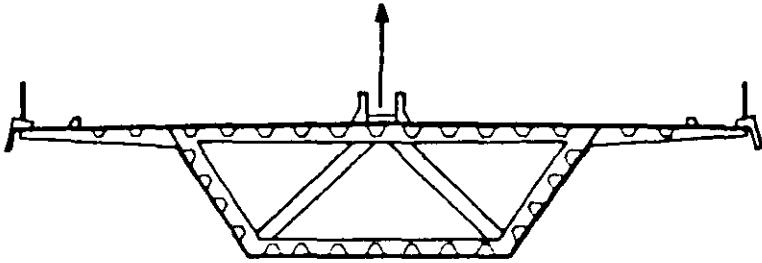
do, por las ventajas que ésto representa, sobre todo para el caso de los tableros de concreto donde lo ideal es colocar un tirante por cada dovela, con lo cual se reduce notablemente la esbeltez y el peso del tablero, sobre todo si el atirantamiento es lateral. Con esto se reduce prácticamente a cero la flexión local, al equilibrarse el efecto de las cargas de peso propio con la componente vertical de la tensión del tirante y quedar comprimida la sección por efecto de la componente horizontal, lo que le proporciona capacidad para la flexión general, que en este caso resulta mínima por la rigidez del conjunto. Sin embargo, esta solución no es práctica ni económica, ya que la longitud conveniente de cada dovela es de 3 a 4 metros, ya sea coladas en el lugar o precoladas. Además la gran cantidad de tirantes hace el efecto de una "vela" para la acción del viento transversal. El equilibrio de este problema conduce a colocar los tirantes entre 7 y 10 metros. Otra ventaja de utilizar un atirantamiento múltiple es el manejar cables de baja capacidad, con lo cual se puede simplificar los procedimientos constructivos y uniformizar los dispositivos de anclaje.

Lo anterior también tiene validez cuando se utilizan tableros metálicos, principalmente si la losa es de concreto, como es el caso del Puente de Anassis o del Puente Higashi Kobe Suiro, que tiene un tablero de armadura, de forma similar a la de los puentes suspendidos por cables curvos.

Con esta nueva morfología, las expectativas para resolver claros mayores es muy factible. Ya se ha realizado un anteproyecto para un puente en el estrecho de Messina, con un claro de 1300 m.

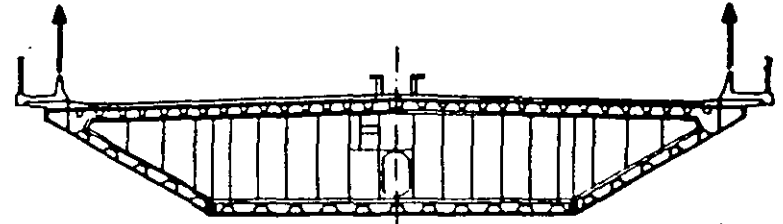
Los elementos más importantes del sistema de atirantamiento de una estructura, son los cables. De ellos depende la estabilidad de la obra, sin embargo, por sus condiciones de operación están muy expuestos a los efectos de fatiga y de corrosión. Para elegir el tipo de cable que garantice la mayor seguridad es neces-

SECCION TRANSVERSAL



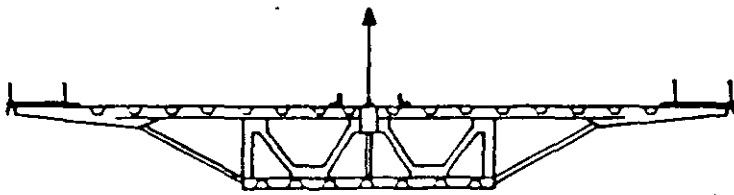
SOLUCION "A"

SECCION TRANSVERSAL



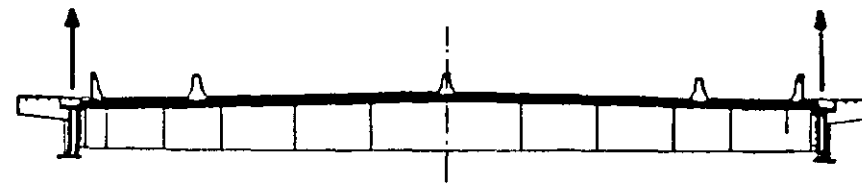
SOLUCION "A"

SECCION TRANSVERSAL



SOLUCION "B"

SECCION TRANSVERSAL



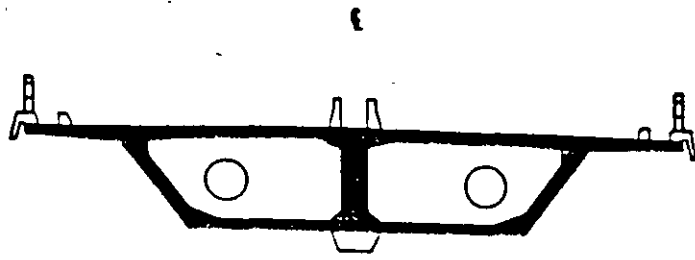
SOLUCION "B"

ATIRANTAMIENTO AXIAL

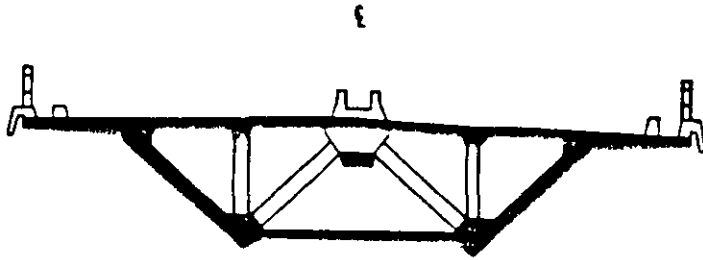
ATIRANTAMIENTO LATERAL

TABLEROS DE ACERO

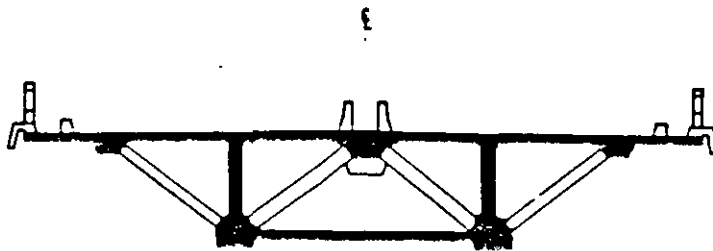
SECCIONES TRANSVERSALES



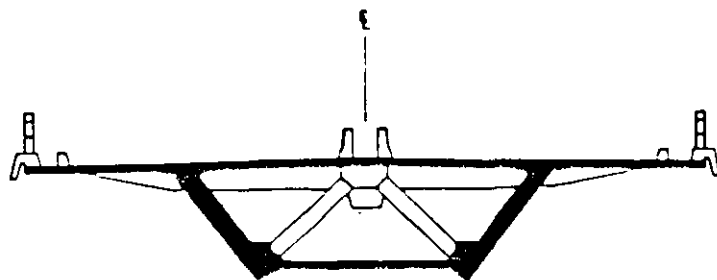
SOLUCION "A"



SOLUCION "B"



SOLUCION "C"

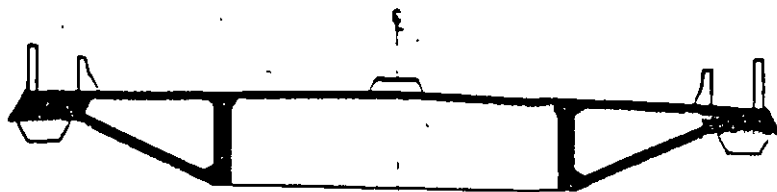


SOLUCION "D"

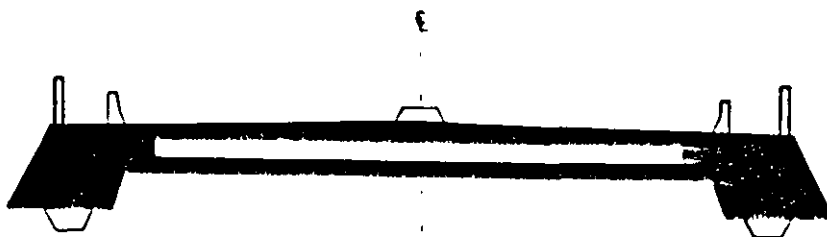
ATIRANTAMIENTO AXIAL

TABLERO DE CONCRETO

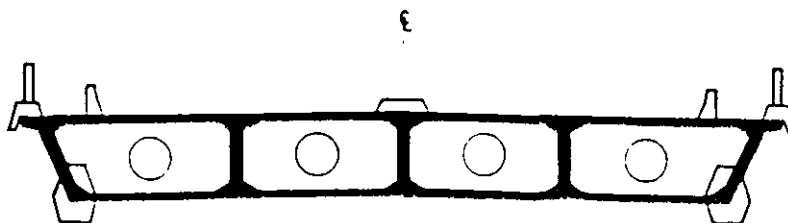
SECCIONES TRANSVERSALES



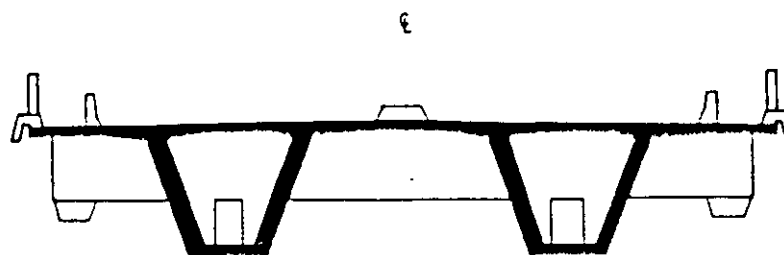
SOLUCION "A"



SOLUCION "B"



SOLUCION "C"



SOLUCION "D"

ATIRANTAMIENTO LATERAL

TABLERO DE CONCRETO

rio conocer con detalle las características y el comportamiento de todas sus partes que lo integran. Esto significa la realización de estudios especiales y de un número importante de pruebas y ensayos de laboratorio.

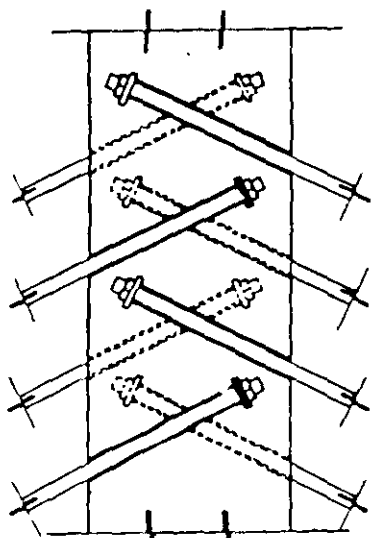
Los conceptos que requieren una atención especial son: la forma y tipo del acero, características del sistema de anclaje, capacidad de resistencia estática y a la fatiga del conjunto, procedimiento de protección contra la corrosión, formación, manejo, colocación y puesta en tensión de los cables, comportamiento dinámico por efecto de las cargas móviles, principalmente las de viento y la sustitución de los cables.

El acero se ha venido proporcionando por medio de alambres armados "cable cerrado" y alambres o torones paralelos, con resistencia a la ruptura entre 160 y 190 kg/mm², bajo grado de relajación, poco susceptible a la corrosión y una capacidad útil, determinada por un esfuerzo máximo con valor del 45% del esfuerzo de ruptura y para una acción dinámica de 2 millones de ciclos con un rango de variación de 16 a 20 kg/mm². Los cables formados por alambres o torones paralelos tienen un mejor comportamiento elástico, por presentar un módulo de elasticidad bien definido.

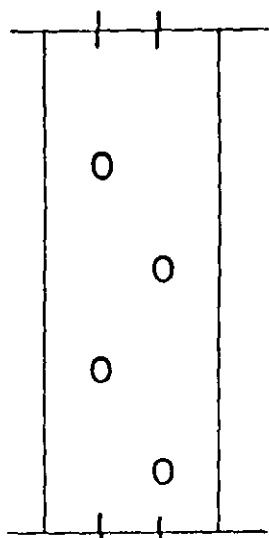
La capacidad del cable a la fatiga depende fundamentalmente de la forma de fijación del acero en los dispositivos de anclaje y de la amplitud de variación de sus esfuerzos, la cual se comprueba realizando ensayos de laboratorios.

Los dispositivos de anclaje más utilizados son los desarrollados por BBR para alambres de 7 mm de diámetro, en sus versiones BBRV, DINA y HiAm. La empresa inglesa British Rope fabricó con alambres galvanizados de 7 mm los cables y sus anclajes para el puente de Anassis.

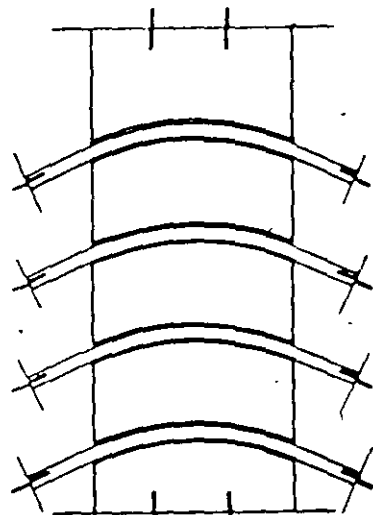
-- Para torones de 15 mm de diámetro, Freyssinet Internacional y la



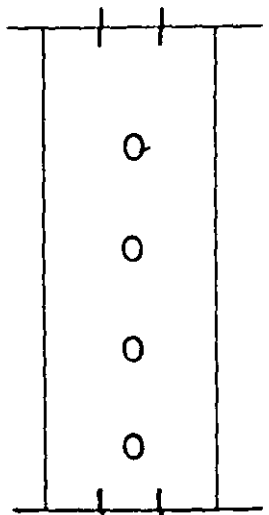
CORTE LONGITUDINAL
CRUZADOS



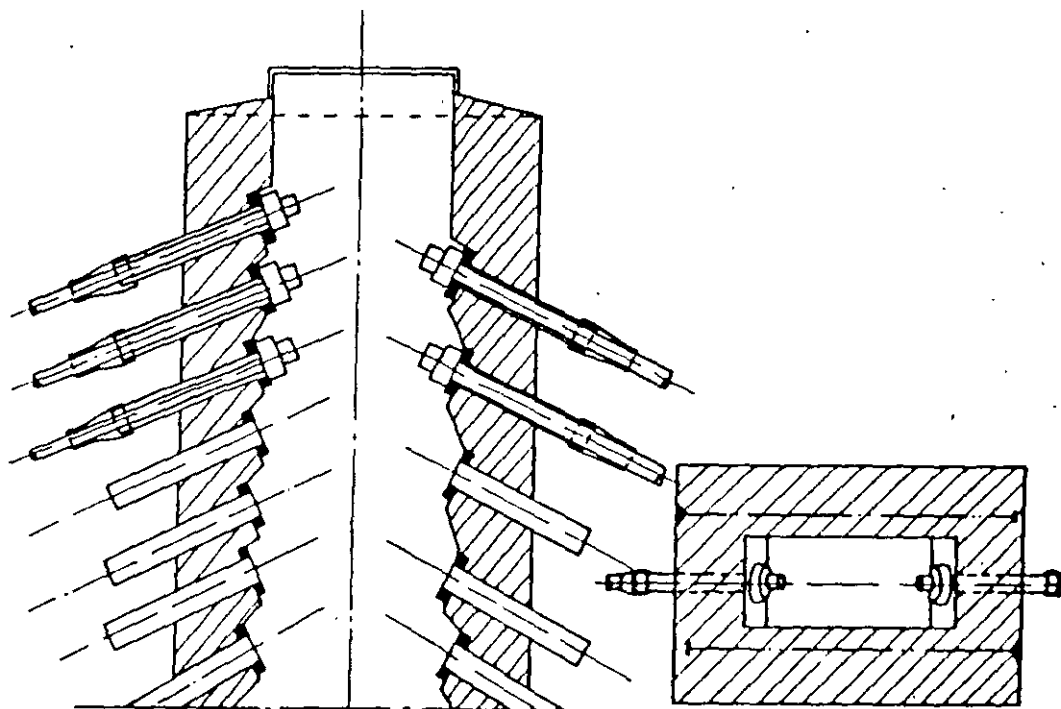
CORTE TRANSVERSAL



CORTE LONGITUDINAL
CONTINUOS



CORTE TRANSVERSAL



CORTE LONGITUDINAL
DISCONTINUOS

PLANTA

DISPOSICION DE LOS TIRANTES
EN EL MASTIL

empresa española Centro de Trabajos Técnicos han desarrollado anclajes para los cables usados en los puentes de Brotonne, Rande, Coatzacoalcos y Barrios de Luna, entre otros.

En la mayoría de los anclajes los alambres o los torones presentan una desviación dentro del cuerpo de éste y para fijarlos se usa una resina dura, en algunos casos mezclándole pequeñas esferas de metal o relleno de zinc. En otros se ha colocado dentro del cuerpo del anclaje una resina blanda como protección contra la corrosión. En la cabeza del anclaje la fijación se logra por medio de botones en el caso de los alambres y por cuñas para los torones.

En los primeros puentes atirantados modernos se utilizaron cables cerrados, protegiéndolos por medio de pintura únicamente, lo que resultó insuficiente, siendo necesario sustituir varios de ellos. En el Puente Kohlbrand, a los 6 años de haberse terminado se cambiaron todos los cables.

La protección que más garantía ha ofrecido, es el uso de tubos de acero o polietileno como ducto y la inyección de una lechada de cemento. La duración de los tubos de polietileno está garantizada por 20 años, tiempo que tienen los primeros que se usaron, pero se estima que puede llegar hasta 40 ó 50 años, si su manejo es adecuado durante su transporte, colocación e inyección. Este tipo de ductos presenta gran facilidad para su colocación y permite prefabricar los cables. Los tubos de acero requieren de una protección con pintura, su colocación es lenta y difícil, sobre todo cuando los cables son de gran longitud.

Ultimamente se han realizado pruebas con resultados muy satisfactorios para utilizar cera en lugar de lechada de cemento, material que presenta ventajas y garantiza una mejor protección. La aplicación de este procedimiento de protección se inició a fines del año de 1987 en un puente construido en Bélgica y se utilizó

en los tirantes del puente Tampico.

Las Empresas fabricantes de acero para cables están produciendo torones protegidos individualmente por un recubrimiento a base de cera y forrados con polietileno.

El efecto dinámico en los cables también es muy importante, especialmente por el comportamiento aerodinámico, que puede llegar a ser peligroso para puentes con pocos tirantes y gran claro al producirse oscilaciones con una frecuencia que llegue -- hasta la resonancia. Para un sistema de atirantamiento múltiple la posibilidad de inestabilidad es muy reducida, por la interferencia de la diferente frecuencia de oscilación de los cables.

Otro problema dinámico es la oscilación de los mismos cables, - como ocurrió en algunos del puente Brotonne, donde fué necesario instalar sobre el tablero un sistema de amortiguadores. En otros puentes se han usado amortiguadores a base de neopreno.

En el diseño de la estructura y la elección de los cables debe preverse la sustitución de éstos, por motivos, entre otros, de posibles accidentes de tránsito o deterioro debido a corrosión.

ANTECEDENTES HISTORICOS DE LOS PUENTES

Ing. Adolfo Sánchez Sánchez

Desde épocas remotas los puentes han significado una seria preocupación y un mágico atractivo. Para el hombre primitivo porque caminaba hacia todos los rumbos y distancias en tanto no se interpusiera el caudaloso río. Más tarde significaron un reto para los más brillantes constructores de la época y al realizarlos pasaron a la posteridad como un alarde de su sabiduría y de su profundo sentido estético.

En la actualidad, el puente sigue siendo una estructura muy importante, no tanto por la mayor o menor dificultad que ofrezca su diseño y construcción, sino porque significa una obra de alto costo respecto al resto de la carretera u obra vial. Además, se le sigue considerando como una gran inquietud estética; en muchos casos jerarquiza la manifestación artística de todo el conjunto vial.

Franklin D. Roosevelt señaló, en una ocasión, que "la historia de la construcción de los puentes es la historia de la civilización; por ella podemos medir gran parte del progreso humano".

Los puentes han jugado un papel primordial en el dominio que el hombre ha buscado sobre la naturaleza desde las más remotas edades. Convertidos en fenómenos inherentes al paisaje común, aparecen por doquier como representación histórica. Elementos de comunicación fundamental, transforman su fisonomía, en sí al

32

relacionarse con los avances de la civilización y al desarrollo de la tecnología. Desde un simple tronco tendido sobre una vía de agua, hasta un diseño cada vez más ambicioso repercute en el estilo moderno de los colosos que hoy aparecen ante nuestra vista. Conjunción de ciencia y arte, funcionalidad y belleza, disfraces son, no sólo de los gabinetes especializados de ingenieros y arquitectos, sino de las galerías pictóricas y la imaginación; fantasía aprisionada por poetas y troveros.

La historia, en sus relatos, siempre ha hecho referencia a los puentes. Herodoto muestra cómo los palacios babilónicos se hallaban enlazados a través del Río Eufrates por medio de un puente. La propia historia griega habla que para invadir la Hélade, los ejércitos de Jerjes requerían cruzar el Estrecho de los Dardanelos; intentándolo con la construcción de un puente constituido mediante la utilización de barcas como pontones, en este intento perdió la vida el ejecutor de este proyecto.

Los chinos, mucho antes, usan sampanes atados para ir de una ribera a otra de sus anchos ríos. Curiosamente, la cultura de la Grecia clásica no muestra gran interés en los puentes -aunque quizá el Coloso de Rodas pudiera considerarse como un equivalente- o en su desarrollo porque el tráfico tradicional del pueblo se efectúa a partir del mar.

Los romanos fueron maestros en el arte y construcción de los puentes. Con el descubrimiento de un cemento natural o argamasa

y la aplicación del arco semicircular como elemento arquitectónico básico, construyeron importantes obras; imperecederas hasta nuestros días, como es el Acueducto de Segovia, el Puente Gard al sur de Francia, el cruce del Tajo en Alcántara y muchos otros.

Más tarde el Cristianismo contribuye en cierto modo a la progresiva difusión de los puentes. Los monjes preservan y desarrollan un conocimiento a la vez espiritual y práctico que los conduce a llamar al Papa el Constructor de Puentes entre Dios y la Humanidad y a formar asociaciones específicas y que construyeron el primer paso sólido sobre el Río Arno. También se atribuye a estas asociaciones la construcción del precioso Puente Avignon sobre el Río Ródano.

El Renacimiento aporta métodos más científicos, logrados por los arquitectos y los ingenieros, quienes recurren a la práctica de los estudios y preceptos establecidos por Galileo y Newton. Antonio de Ponte termina el Puente Rialto en Venecia, hacia 1591, mucho después de que Tadeo Gaddi concluye el Puente Vecchio en Florencia, por el año de 1340, creando el arco como parte de un semicírculo. Giovanni Giocondo emplea el primer arco de segmentos, en París en 1507.

Durante estas centurias, los puentes resultan más una rama del arte que de la ciencia y la técnica incipiente. Así, los estilos clásicos, barroco y rococó van superponiéndose o

sucedíéndose en los Puentes Pont Neuf, Pont Marie o el Pont Royal sobre el Río Sena, en Francia.

En el siglo XVIII, Francia despliega gran interés por el estudio de los puentes. En 1747 Jean Rodolphe Perronet maneja por vez primera la Escuela de Puentes y Caminos. Perronet sustituye el segmento de arco por la forma elíptica, más plana y atrevida, como se observa en los puentes de Nevilly y de la Concordia, sobre el Río Sena.

En Inglaterra se inicia una era revolucionaria que brinda a la humanidad el sentido de la ingeniería civil y mecánica, donde John Rennie y Thomas Telford se convierten en los máximos constructores de puentes, dando aplicación al puente levadizo, reformado desde luego en relación al de las fortalezas y castillos de la Edad Media.

Con la aparición de la locomotora se incrementan notablemente los puentes y viaductos monumentales de mampostería o de hierro; este último material se ve afectado por esfuerzos de tensión. A pesar de los estudios de Gustave Eiffel realizados en Francia acerca de los efectos que el viento ejerce sobre las estructuras metálicas se presentaron dos accidentes importantes, uno al derrumbarse el puente para cruzar el Río Dee, al fallar los cálculos de Robert Stephenson de Inglaterra y el otro en 1879 al desplomarse el Puente Tay, ocasionando la muerte de 75 personas. De ambos fracasos se intuyen dos conclusiones: el cambio

indispensable en el empleo de los materiales usuales y la necesidad de formación de un mayor número de ingenieros civiles especializados en el diseño, análisis y construcción de puentes.

Con el nacimiento del acero, se genera un cambio en el material básico, al ser más manejable, soporta a la vez tensiones y compresiones. Su manejo coincide casi con el descubrimiento del cemento Portland, ingrediente fundamental para la elaboración del concreto. Con el uso de estos dos materiales, aislados o conjugados, se derivan puentes tan importantes como el Eads sobre el Mississippi, el Glasgow sobre el Missouri y el de Brooklyn en Nueva York, en 1874, 1878 y 1883, respectivamente.

Para principios del siglo XX los ajustes en la técnica producen materiales y diseños que conducen a la realización de estructuras menos pesadas y más económicas. Surgen los puentes "cantilivers", puentes en voladizo de estructura metálica, destacando, entre otros, el Puernte East Bay de San Francisco, y el que cruza la Bahía de San Pablo en California, desde Richmond a San Rafael, con dos pisos, inaugurados en 1956. Sin embargo, en este tipo de estructuras también ocurrieron un par de reveses acaecidos en el Puente Quebec por los años de 1907 y 1916.

Los puentes colgantes resuelven los claros más grandes. El primero data de 1846-1847, construído sobre el Río Ohio en Wheeling por Charles Ellet, se inauguró en 1852, pero a los dos

años se desplomó habiéndose reconstruido de inmediato por John Augustos Roehling, quien tecnificó este tipo de estructuras. Así se construyeron varios puentes que son joyas entre las obras de arte, testifican la energía y el esfuerzo desplegado por sus constructores, además de la riqueza de las comunidades que los gozan. Entre los principales, se pueden mencionar: El Golden Gate, Verrazano, Humber, Veinticinco de abril y Bósforo.

Como material, el concreto es más un complemento del acero que un competidor. Hoy en día puede decirse que gracias a ambos elementos, los puentes relevantes resultan estructurados según los procedimientos de: vigas, marco, arco, colgante, cantiliver y atirantado.

Después del desarrollo del concreto reforzado generado principalmente en Francia, en los años de 1908 a 1910, Eugéne Freyssinet realiza estudios sobre la aplicación de una precompresión al concreto, profundizando sus investigaciones sobre las deformaciones diferidas del concreto, definiendo las condiciones teóricas de aplicación de esta técnica a partir del año de 1928 con la construcción del Puente de Luzancy, en Francia. En España Eduardo Torroja utiliza en el año de 1927 y quizá en forma más intuitiva que consciente, la idea del pretensado para evitar la fisuración y limitar el alargamiento de los tirantes de suspensión del tramo central del Acueducto de Tempul.

Ante la necesidad de construir nuevamente los puentes destruidos durante la Segunda Guerra Mundial y con la disponibilidad de materiales con mejores características de capacidad, especialmente los aceros con alta resistencia, se desarrollaron técnicas de construcción y métodos de diseño que permitieron realizar puentes con claros mayores. En los puentes metálicos se introdujo el sistema ortotrópico y en puentes de concreto presforzado, el procedimiento de construcción en doble voladizo. Fué Alemania la que inició este desarrollo, extendiéndose rápidamente en Europa y en la actualidad la gran mayoría de los países del mundo han venido aplicando estas tecnologías.

México, D. F., a 19 de octubre de 1992

EL CONCRETO EN LA INFRAESTRUCTURA

EL CONCRETO EN PUENTES CARRETEROS

ING. ADOLFO SÁNCHEZ SÁNCHEZ
CONSULTOR

Guadalajara, Jal.

Junio de 1997

EL CONCRETO EN PUENTES CARRETEROS

Ing. Adolfo Sánchez Sánchez

La construcción de puentes de concreto se inició en Europa a fines del siglo pasado, a partir del desarrollo que tuvo el acero y al descubrimiento del Cemento Portland, ingrediente fundamental para la elaboración del concreto; continuando con la tradición de resolver los puentes mediante arcos, fué en este tipo de estructuras -- donde se inició la utilización del concreto, como fué el caso del puente construído en el año de 1897 en Steyer, Austria con un arco rebajado de tres articulaciones de 42.20 metros, imponiendo un récord en la construcción de puentes en arco. En ese mismo año, en Francia, se impartió en la Escuela Nacional de Puentes el primer Curso de Concreto en el Mundo, dictado por el maestro Rabat, con lo cual se inició propiamente la tecnología del uso del concreto.

Con el advenimiento del nuevo siglo se erigió una serie notable de puentes, correspondiendo a Francia el país que generó un mayor desarrollo en las estructuras de concreto armado. También en este país se establecieron de forma definitiva los principios que hicieron posible la aplicación práctica de introducir una precompresión al concreto para evitar su fisuración. En 1924 Eugene Freyssinet, a partir de los estudios y experimentos que realizó, pudo establecer la teoría sobre el comportamiento del concreto sometido a cargas permanentes, demostrando que la deformación diferida es varias veces mayor que la deformación instantánea producida al aplicarle las cargas. Comprobó también que la retracción y fluencia lenta -- son menores en concretos compactos y, en consecuencia, de alta resistencia.

La tecnología de los arcos de concreto armado prevaleció en Europa hasta los 40's, habiéndose construído grandes obras como pueden citarse, entre otras, las siguientes:

Puente "Plougastel", realizado por Eugene Freyssinet en el año de 1928 sobre el Río Elorn en la cercanía de su desembocadura en la Bahía de Brest en Francia, mediante tres arcos de 186 metros de --

claro, obra que impuso un récord por la magnitud de sus arcos.

Puente "Salginatobel", construido en 1930 para cruzar una barranca de gran altura, cerca de Shiers, Suiza con un arco tipo Maillart - de 90 metros de claro. Las características espectaculares del sitio y la arquitectura de la obra originaron que fuera la más famosa del mundo.

Puente "Traneberg" construido en Suecia en 1934, con un tramo en Arco de 181 metros sobre un brazo del Lago Malaren, para conectar la parte central de la ciudad de Estocolmo con la parte Sub-urbana occidental.

Puente "Sandoe", construido en Suecia en 1943, sobre el Río Angerman, con un arco de 265 metros de claro.

Puente de Ferrocarril sobre el Río Esla, realizado en España en -- 1942, para soportar la doble vía entre Zamora, Orense y La Coruña, con un arco de 210 metros de claro.

La sección del arco de estas obras es celular, los espesores de -- sus paredes varían de 30 a 90 cm. y el peralte entre 3.00 y 5.70 - metros; la cantidad del acero de refuerzo es relativamente baja, - del orden de 25 kg/m³ para el Puente "Plougastel" y de acuerdo con los esfuerzos que se presentan, se requería que la resistencia de compresión a la ruptura del concreto a los 28 días fuera de 150 -- Kg/cm²; sin embargo, el concreto utilizado alcanzó una resistencia cercana a los 600 Kg/cm². En el Puente "Traneberg", el concreto - alcanzó una resistencia a los 90 días de 450 Kg/cm².

Otro puente importante de esa época es el "Podolko", sobre el Río Vltava en Checoslovaquia, que fué considerado como el de mayor claro en Europa Central; tiene una longitud total de 510 metros con -- un arco principal de 150 metros de claro y 42 metros de flecha. Su

construcción se inició a principios de 1938 y se terminó hasta --- 1942 debido a dificultades originadas por el régimen de Hitler y a condiciones climáticas desfavorables.

Probablemente el primer puente de concreto presforzado, o al menos el más importante entre los primeros construídos empleando elementos de acero anclados al concreto para establecer las compresiones iniciales, sea el Puente AUE, abierto al tránsito en Alemania en - 1937. Este puente constaba de 11 tramos, de los cuales 3 eran --- presforzados, con 25.20, 69.00 y 23.40 metros de claro, respectivamente, dispuestos según una estructura articulada tipo Gerber. En el tramo central estaban suspendidas vigas de 31.50 metros de claro. El proyecto fué realizado por Dischingen y para el anclaje -- del acero se empleó un sistema diseñado por él mismo.

Un año más tarde, en 1938, se construyó también en Alemania otro - puente con un tramo de 32.00 metros de claro, utilizando para el - anclaje del acero un sistema originado por Freyssinet.

El primer puente importante de concreto presforzado construído por Eugene Freyssinet en Francia fué el "Luzancy", de 55 metros de claro, utilizando segmentos prefabricados; con anterioridad Freyssinet en 1936, había construído uno en Algeria de 19 metros de claro.

El Puente "Luzancy" se inició en 1941, pero con motivo de la ocupación se interrumpió y fué terminado hasta 1946; de 1947 a 1950 se reconstruyeron cinco puentes con soluciones prácticamente iguales a las del "Luzancy".

Ante la necesidad de construir nuevamente los puentes destruídos - durante la Segunda Guerra Mundial y con la disponibilidad de materiales con mejores características de capacidad, especialmente los aceros de alta resistencia, se desarrollaron técnicas de construcción y métodos de diseño que permitieron realizar puentes con claros mayores. En los puentes metálicos se introdujo el sistema ortotrópico y en puentes de concreto presforzado, el procedimiento

de construcción en doble voladizo. Fué Alemania la que inició es te desarrollo, extendiéndose rápidamente en Europa. Posteriormente, la gran mayoría de los países del mundo empezó a utilizar la tecnología de construcción de superestructuras en doble voladizo para claros de 70 a 180 metros, habiéndose realizado así varios - cientos de puentes en los últimos 45 años.

A continuación se describen algunos de cierta relevancia:

En Francia.- El "Viaducto de Oleron" de 2862 metros de longitud, realizado en 1965 sobre el mar con tramos de 79 metros, utilizando elementos prefabricados.- Puente y Viaducto "Saint Cloud" sobre el Río Sena, al sur de la ciudad de París, con una longitud total de 305 metros y un tramo principal en curva horizontal, de 100 metros.- Puente "Ottmarsheim", al sur del gran canal de ---- Alsace, construído en 1989, con una longitud de 430 metros y un tramo de 144 metros.- Distribuidor Vial "Saint Maurice" que tiene dos cuerpos principales en curva horizontal de tramos contí--- nuos con 1376 y 1197 metros de longitud total, respectivamente, y anchos de 12.43 y 13.43 metros, el tramo principal de la estructura tiene claros de 74.65-117.50-74.65 metros y el viaducto de acceso de 31.00-4 de 49.00-31.00, el peralte máximo es de 8.00 me tros y el mínimo de 2.00.- Puente "Gennevilliers", sobre el Río Sena, al sur de la ciudad de París, tiene dos tramos principales en curva horizontal de 172.00 metros de claro.- Viaducto "Magnan" con tres tramos de 120.00 metros y uno de 70.00 metros con una al tura máxima de 92 metros sobre el fondo del río.

En otros países.- Puente "Felsenau" sobre el Río Aare, en las -- cercanías de la ciudad de Berna, Suiza, con dos tramos principa-- les de 156 metros.- Viaducto "Kocher" en la autopista Heilbronn-Nürnberg, en Alemania, tiene una longitud total de 1128 metros y pasa a 185 metros sobre el nivel del río, con tramos de 138 me--- tros de claro, de sección cajón de 8.60 metros de ancho y peralte constante de 6.50; el ancho total es de 31.00 metros y para soste ner las losas en voladizo tiene unas tornapuntas inclinadas de -- 7.66 metros de longitud.- Puente "Bubiyan" sobre el mar en ----

Kuwait, con superestructura espacial continua, compuesta por elementos prefabricados con un ancho total del tablero de 18.20 metros. Puente sobre el Río Wulong en Fuzhou, Fujan, China, de tres tramos de 144 metros.- "Viaducto Khurays en Arabia Saudita, con dos estructuras paralelas de 13.00 metros de ancho cada una, de 390 y -- 1860 metros de longitud con una sección celular muy singular de peralte variable, la magnitud de los tramos es de 102.50 metros integrados por segmentos prefabricados.- Puente "Narbada" en la India, de 1347 metros de longitud, compuesta por tramos de 96 metros de -- claro.- Puente sobre un brazo de mar en Suecia, con seis tramos -- principales de 90.00 metros.- Puente "Sallingsund", en Dinamarca.- Puente "Tuxpan" sobre el Río Pantepec, en México, con tres tramos - de 92.00 metros de claro.- Puente "Niteroi" en Río de Janeiro, --- Brasil, con una longitud total de 8200 metros con tramos de 80.00 - metros y ancho de 26.40.- Puente "Ship Channel" en Houston, Tex., E.U.A., con tramos principales de 114-229-114 metros de claro.- Quizá el puente de mayor magnitud de claro realizado por el procedi--- miento de doble voladizo sea el construido en Japón, con un tramo - de 260 metros.

La utilización del concreto en los puentes modernos se ha incrementado al reducirse en forma importante las soluciones de estructuras metálicas por su alto costo inicial y especialmente el de su mantenimiento. Este tipo de estructuras tuvo su máxima utilización en - el período de 1930 a 1960, especialmente en los Estados Unidos; con ellas se resolvieron infinidad de puentes de grandes claros, como - es el caso de las armaduras cantilivers y las superestructuras suspendidas por medio de arcos metálicos; como ejemplo pueden citarse las grandes armaduras de los puentes que cruzan la Bahía de San --- Francisco, en California, otros sobre el Río Columbia en los estados de Washington y Oregon y en el Río Misisipi, en Nueva Orleans. Entre los grandes arcos metálicos están el Puente "Kill Van Kull", para comunicar las ciudades de Nueva York y Nueva Jersey y el de la Bahía de Sydney, en Australia.

Con el desarrollo de procedimientos constructivos cada vez más ing

niosos y un mejor aprovechamiento del concreto y del acero para su refuerzo, se han resuelto estructuras que han permitido cubrir claros mayores.

Utilizando más racionalmente elementos prefabricados de concreto de muy alta resistencia, elaborados con mejores técnicas y empleando procedimientos más adecuados de transporte y colocación, así como sistemas de presfuerzo más eficientes y seguros, como puede ser el caso del procedimiento de presfuerzo exterior, se ha logrado obtener una mejor calidad total y reducir en forma muy importante el tiempo de ejecución, el costo de la obra y el importe de su mantenimiento.

Cabe hacer mención que también con las estructuras de concreto se han logrado obras más arquitectónicas, como puede observarse en los puentes construidos recientemente en España sobre los Ríos Guadalquivir en Sevilla y Lerez en Galicia y el Puente "Coatzacoalcos II", en México.

Las tecnologías desarrolladas en los últimos 30 años han hecho posible construir puentes con superestructuras de concreto hasta de 500 metros de claro mediante un tablero de sección celular con peralte no mayor de 3,50 metros, suspendido por medio de cables rectos y construido por el procedimiento de doble voladizo. El primer puente de concreto con estas características se construyó en 1962 en Maracaibo, Venezuela, con cinco tramos de 235 metros. Posteriormente, en 1977 se terminaron dos, uno en Estados Unidos y otro en Francia denominados "Pasco Kennewick" y "Brotonne", con un claro de 299 y 320 metros, respectivamente, en los dos se aplicaron elementos prefabricados; en el primero, elementos del orden de 4.00 metros de longitud que cubren todo el ancho de la sección transversal de la superestructura y en el segundo, elementos de 3.50 metros de longitud correspondientes al alma (inclinada) y a una pequeña porción de las losas superior e inferior para formar la sección cerrada del tablero con otras porciones coladas en sitio.

Desde 1955 en que se construyó el primer puente moderno con esta técnica - Puente "Strömsund", en Suecia - utilizando en el tablero vigas metálicas y losa de concreto para un claro central de 182 metros y dos laterales de 75, se han realizado aproximadamente 180 puentes en todo el mundo, correspondiendo del orden de 60 a los resueltos íntegramente de concreto.

En las siguientes dos hojas, en forma tabulada, se describen los puentes más relevantes de este tipo, terminados recientemente.

Otras técnicas de construcción para puentes con superestructura de concreto con tramos continuos y claros de 40 a 70 metros, utilizando secciones prefabricadas, son la de voladizo suspendido por cables provisionales y la de lanzamiento o empujada; esta última permite la construcción de puentes en curva horizontal, las dos tienen la ventaja de un control de calidad muy bueno y de realizar la obra en un tiempo muy reducido. Con el procedimiento de lanzamiento se han construido en Europa, especialmente en Alemania y Francia, un número importante de viaductos para autopistas y vías de ferrocarril.

La utilización del concreto para la construcción de puentes en México, se puede decir que se inicia a partir del año de 1925 al formular el Gobierno del Presidente Calles por conducto de la Comisión Nacional de Caminos, los planes, programas y normas para la integración de una red carretera.

La resistencia de ruptura a la compresión del concreto empleado en los primeros puentes, fué de 110 Kg/cm² para superestructuras resueltas por medio de losas planas, losas sobre viguetas de acero y losas con nervaduras, cubriéndose tramos libremente apoyados de 5 a 15 metros de claro, con un ancho de calzada de 5.70 m.

No obstante lo anterior, el primer puente construido de concreto armado fué el realizado por el Ing. Rebolledo en el año de 1907 sobre el Gran Canal del Desagüe en el camino a Pachuca, cimentado sobre pilotes del mismo material.

CON TABLERO DE CONCRETO

País	Nombre del Puente	Tipo de Atirantamiento	Claro Máximo (metros)	Ancho del Tablero (metros)	Año de Terminación
España	Barrios de Luna	Lateral	440	18.00	1983
México	Coatzacoalcos	Axial	288	18.10	1984
Estados Unidos	Sunshine Skyway	Axial	366	31.00	1987
Argentina	Posadas Encarnación	Lateral	330	---	1988
España-Portugal	Internacional sobre el Río Guadiana	Lateral	324	18.00	1991
Portugal	Río Arade	Lateral	256	17.00	1991
Japón	Iguchi	Lateral	490	24.00	1991
Japón	Aomori Bay	Lateral	240	25.00	1992
Francia	Bourgogne	Lateral	152	15.50	1992
España	Colindres	Axial	125	29.40	1993
* España	Viaducto Arena	Axial	5 de 105	27.30	1993
** México	Quetzalapa	Lateral	213	20.00	1993
*** Francia	Río Elorn	Axial	400	23.10	1994
Holanda	Zaltbommel	Lateral	256	33.66	1995
México	Papaloapan	Lateral	203	18.00	1995
Australia	Glebe Island	Lateral	345	32.00	1996

* Cuatro de sus tramos se ubican en un trazo de doble curva horizontal

** Construido con elementos prefabricados

*** Está localizado a un lado del Puente Plougastel

CON TABLERO MIXTO DE ACERO Y CONCRETO

País	Nombre del Puente	Tipo de Atirantamiento	Claro Máximo (metros)	Ancho del Tablero (metros)	Año de Terminación
Japón	Nagoya	----	405	---	1985
Tailandia	Chao Phya	Axial	450	20.00	1985
Dinamarca	Faro	Lateral	290	19.00	1985
Canadá	Annacis	Lateral	465	22.00	1986
México	Tampico	Axial	360	18.10	1988
Japón	Higashi Kobe Suiro	----	485	---	1988
Japón	Tsurumi	----	510	---	1990
Japón	Meikonishi	----	406	---	1991
México	Mezcala	Lateral	2 de 312	18.50	1993
México	Barranca El Zapote	Lateral	176	20.00	1993
Japón	Yokohama	Lateral	460	40.00	1994
* Francia	Normandía	Lateral	856	21.20	1996

* Esta obra impuso un récord para puentes atirantados por su tramo de 856 metros de claro.

Para resolver los casos de puentes con grandes claros, en las décadas de los años 30's y 40's se utilizaron las armaduras metálicas para tramos de 25 a 60 metros, habiéndose construido una de 104 metros para dos líneas de vehículos automotores en el año de 1947.

Al igual que en otros países, la tecnología para la construcción de puentes en México ha evolucionado y desarrollado procedimientos de acuerdo con la disponibilidad de mejores materiales, equipos y sistemas para analizar de manera más fácil y precisa el comportamiento estructural de estas obras. La inquietud, la capacitación y la creatividad de los ingenieros especialistas en esta materia han permitido encontrar en cada caso la solución más adecuada, oportuna y económica, garantizando su seguridad y su belleza.

En la década de los 50's se realizaron varias estructuras en arco, de paso superior, de concreto reforzado para cubrir claros hasta de 80 metros y otras de paso inferior con arcos metálicos, de los cuales se suspenden vigas también metálicas con un sistema de piso de concreto reforzado. El claro de estas obras es de 70 metros.

También se construyeron algunas obras con superestructura de tramos continuos de concreto reforzado y con la realización en 1953 del Puente "Zaragoza" en la ciudad de Monterrey, se inició la técnica del concreto presforzado.

El puente más importante de esta década fué el de Tuxpan, cuya construcción se inició en 1959 y se puso en servicio en 1961. Tiene una longitud total de 321 metros, integrada por tres tramos centrales de 92 metros y dos extremos de 22.50, apoyados en 6 cuerpos de concreto reforzado con cimentación de tipo profundo en 4 de ellos y superficial en los otros dos; la superestructura es de concreto presforzado con una sección de doble cajón de peralte variable y su construcción se ejecutó por el procedimiento de doble voladizo. Este puente fué el primero que se realizó en toda América aplicando esta tecnología.

Para fines de la década de los 50's, utilizando concretos y acero para refuerzo de mejores características de resistencia, se incrementó el diseño y la construcción de superestructuras continuas -- con claros de 30 hasta 50 metros. También se desarrolló la utilización de vigas de concreto presforzado, aplicándose para tramos libremente apoyados hasta de 45 metros y en algunos proyectos con estructuración tipo Gerber, se llegaron a dar tramos de 70 metros.

Entre los puentes con superestructuras de tramos continuos de concreto reforzado construidos en el período 1955-1959 están: "Mocorito", "El Fuerte", "Río Mayo", en la Carretera Costera del Pacífico en su tramo Culiacán-Hermosillo; Puentes "Corona" y "Conchos", de la Carretera Ciudad Victoria-Matamoros; "Tecpan", Carretera Acapulco-Zihuatanejo; "Jaltepec", Carretera Coatzacoalcos-Salina Cruz. - La longitud total de estos puentes es desde 180 hasta 313 metros, integrada por dos tramos extremos de 25 a 30 metros y varios tramos intermedios de 30 ó 40 metros; su ancho de calzada es de 6.70 metros, el peralte es constante y la carga móvil de diseño fué para dos líneas de camiones tipo HS-15, según Especificaciones ---- AASHTO. El Puente "Jaltepec" tiene tres tramos, dos extremos de - 43.50 metros y uno central de 58.00; su ancho de calzada es de --- 8.20 metros, el peralte es variable y para la carga móvil de diseño se consideraron dos camiones tipo HS-20 de las Especificaciones citadas.

Utilizando vigas de concreto presforzado para resolver tramos libremente apoyados hasta de 45 metros de claro, se construyeron en diversas carreteras no menos de 20 puentes en ese mismo período, - pudiendo citarse: los Puentes "Coyuquilla" y "San Jeronimito" en - la Carretera Acapulco-Zihuatanejo; "Catemaco", en la Carretera Veracruz-Acayucan; "Majahua", Villahermosa-Tuxtla Gutiérrez; "Tonallá", "Samaria" y "Coatzacoalcos I", en la Carretera Coatzacoalcos-Puerto Juárez, este último con una longitud total de 960 metros incluyendo un tramo metálico levadizo de 66 metros de claro para permitir el paso de las embarcaciones que navegan por el río; el tránsito sobre el puente es de dos líneas de vehículos automotores y

una vía de ferrocarril, la carga móvil de diseño aplicada fué para dos camiones tipo HS-15 y una locomotora Cooper E-50. Otros dos puentes con vigas presforzadas de 40 y 43 metros de claro son el "Pánuco" y el "Alvarado", con una longitud total de 179 y 530 metros, respectivamente, integrada por tramos Gerber; el primero con dos laterales de 54.75 metros y uno central de 69.50 y el segundo tiene un tramo máximo de 105.56 metros y otro de 78.50 con una armadura metálica de 66 metros de claro prevista para hacerse levadiza y permitir el paso de embarcaciones; el Puente "Pánuco" está ubicado en la Carretera Tuxpan-Tampico y el "Alvarado" sobre el Río Papaloapan, en la Carretera Veracruz-Acayucan. También se construyeron dos de concreto reforzado con estructura en arco; el Puente "Belisario Domínguez", en la Carretera Panamericana, para cruzar el Río Grijalva cerca de Tuxtla Gutiérrez, de 135 metros de longitud, con un arco de 88 metros de claro; esta obra se abrió al tránsito en el año de 1958. Con un arco tipo Maillart de 60.60 metros de claro, en 1959 se inauguró el Puente "Aguacatillo", en la Carretera México-Acapulco, su longitud total es de 91.50 metros, está ubicado en una curva horizontal de 3 grados, en pendiente y con un esviajamiento de 45 grados.

En el año de 1973, después de 12 años de haberse construido el primer puente con superestructura de concreto presforzado aplicándose el procedimiento de doble voladizo, se realizó otro con el cual se dió inicio propiamente al desarrollo de esta tecnología. Este puente, de nombre "San Juan", se ubica en la carretera Reynosa-Matamoros, tiene tres tramos con un claro central de 72 metros. A la fecha se han construido más de 30 puentes aplicando este procedimiento, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes:

Con un claro de 55 metros y articulado al centro, se construyó uno con la superestructura empotrada en la roca de una barranca que cruza uno de los caminos de la Sierra de Chihuahua para comunicar las poblaciones de Creel y Guachochic.- Puente "Totolapa", de la carretera México-Tuxpan con un tramo central de 74 metros, formando un marco con sus dos pilas principales de más de 50 metros de

altura; su longitud total es de 225 metros con superestructura con t \dot{u} nua, siendo una parte en curva horizontal.- Los Puentes "San -- Juan Evangelista" y "Tlacotalpan" de 114 y 593 metros de longitud total, respectivamente, ambos tienen tramos de 72 metros de claro.- Puente "Samaria" de la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa con -- longitud total de 274 metros y tramos de 68 metros de claro.- Puente "Alamo" con longitud total de 401 metros y un tramo principal - de 80 metros.- Puente "Carrizal" de 170 metros, con un tramo central de 84 metros.- Puente "Barranca Beltrán" en la carrelera Guadalajara-Colima, con longitud total de 296 metros con un tramo de 135 metros.- Puente "Papagayo" de la autopista Cuernavaca-Acapulco, que tiene dos tramos laterales de 76 metros y uno central de - 141.

La tecnolog \dot{a} de construcci \acute{o} n de superestructuras de concreto en - doble voladizo tambi \acute{e} n se ha empleado en puentes para ferrocarril, habi \acute{e} ndose realizado varios, cubri \acute{e} ndose tramos desde 65 hasta 90 metros de claro.

En el a \acute{n} o de 1978, para definir la elecci \acute{o} n del tipo de estructura de dos grandes puentes, se plante \acute{o} , entre otras, la soluci \acute{o} n de -- superestructura suspendida por cables rectos (atirantada), la que result \acute{o} la m \acute{a} s conveniente.

As \acute{i} , en 1980, se inici \acute{o} la construcci \acute{o} n del Puente "Coatzacoalcos II" y el d \acute{i} a 17 de octubre de 1984 se inaugur \acute{o} este majestuoso --- puente, orgullo de la Ingenier \acute{i} a Mexicana, que permite cruzar el - R \acute{i} o Coatzacoalcos simult \acute{a} neamente con la navegaci \acute{o} n de embarcaciones de gran calado, estableciendo una comunicaci \acute{o} n fluida hacia el sureste del pa \acute{i} s. En su construcci \acute{o} n se aplicaron las tecnolog \dot{a} s m \acute{a} s avanzadas para la realizaci \acute{o} n de puentes de grandes claros, -- ocupando actualmente, por sus caracter \acute{i} sticas, el d \acute{e} cimo lugar en el mundo. Toda la estructura es de concreto y tiene un claro principal de 288 metros suspendida por cables rectos. La longitud total del puente es de 1170 metros, con un ancho total de 18.10 metros y el tablero es de secci \acute{o} n caj \acute{o} n presforzado; sobre sus dos

pilas principales se levantan mástiles en forma de "Y" invertida, donde se fijan los cables que suspenden el tablero axialmente, dispuestos en forma de medio abanico. Este puente ha sido reconocido mundialmente por su arquitectura.

El otro puente, de características excepcionales, es para cruzar el caudaloso Río Pánuco, dentro de la población de Tampico, también se inauguró un 17 de octubre pero del año de 1988. Tiene una longitud total de 1543 metros y un ancho total de 18, con dos calzadas que permiten la circulación de cuatro líneas de vehículos, dos en cada sentido. Su tramo principal tiene 360 metros de claro y para el paso de embarcaciones se dispone de un espacio libre vertical mínimo de 50 metros, la estructuración es similar a la del puente descrito anteriormente, con excepción del tablero para los 300 metros centrales del claro principal, que es metálico y de tipo ortotrópico.

Cabe citar que este puente se hizo merecedor al Premio de Excelencia concedido por la Portland Cement Association para la mejor obra de ingeniería construida en Estados Unidos, Canadá y México en 1988, así como al Premio Internacional Puente de Alcántara, otorgado por la Fundación San Benito de Alcántara de España, para la obra más significativa construida en los países de Latinoamérica y España, en ese mismo año.

El concreto utilizado en estos dos últimos puentes alcanzó la cifra de 65,000 metros cúbicos.

De 1990 a la fecha se han construido once puentes del tipo atirantado, nueve con tablero resuelto con vigas metálicas y losa de concreto y dos totalmente de concreto, uno de ellos mediante elementos prefabricados. Cuatro de estos puentes se localizan en la autopista Cuernavaca-Acapulco, siendo el más importante el "Mezcala" que pasa a 152 metros de altura sobre el fondo del río, tiene una longitud total de 874 metros, formada por seis tramos, dos de ellos de 299 metros de claro.- Otro de los puentes de esta carre-

tera es el "Quetzalapa" totalmente de concreto, con tablero constituido con elementos prefabricados; tiene una longitud total de 424 metros, con un tramo central de 213 metros de claro, a una altura de 152 metros sobre el fondo de la barranca.

La construcción de puentes con superestructura de concreto presforzado realizada por el procedimiento de lanzamiento o empujada, se inició a principio de la década de los 80's, tanto para puentes carreteros, como para ferrocarril. En la autopista México-Toluca, en 1987, se terminó el puente "La Marquesa", ubicado en curva horizontal con dos cuerpos de 330 metros de longitud total, integrada por dos tramos extremos de 45 metros y cuatro centrales de 60.- En 1990 se pusieron en operación los Puente "Atentique I" y "Atentique II" en la Autopista Guadalajara-Colima, con longitudes de 320 y 440 metros, respectivamente, los dos cruzan unas barrancas con una profundidad máxima de 77 y 80 metros, la magnitud de sus tramos centrales es de 60 metros..

Para dar continuidad a la Carretera Costera del Golfo en su tramo Villahermosa-Campeche y permitir la comunicación rápida a través de los canales que unen el Golfo de México con la Laguna de Términos, se construyeron dos puentes de concreto con superestructura formada con vigas presforzadas, prefabricadas para claros hasta de 35 metros. Estos puentes son los más largos construidos en México; el correspondiente al canal lado Campeche, Puente "La Unidad", se puso en servicio en 1982 y tiene una longitud total de 3297 metros; el del lado Villahermosa, Puente "Zacatal", se terminó en el año de 1994 y tiene una longitud total de 3812 metros.

Después de la anterior reseña histórica de la evolución de los puentes de concreto en México, debe hacerse notar que en gran parte el avance tecnológico se debió a la disponibilidad de concretos de mayor resistencia y mejores características cada día, hace algunos años era normal utilizar concretos con resistencias de ruptura a la compresión de 200 a 300 Kg/cm² para estructuras reforzadas y

de 350 a 400 Kg/cm² para presforzadas; actualmente la resistencia mínima que se utiliza es de 250 Kg/cm² y una máxima de 450 Kg/cm². Para el futuro es deseable disponer en forma regular de concretos con resistencias de 500 a 800 Kg/cm² para desarrollar mejores diseños, nuevos procedimientos constructivos y obtener obras más eficientes y duraderas.

Junio de 1997.

SEMINARIO INTERNACIONAL DE PUENTES

TECNICAS MODERNAS PARA
LA CONSTRUCCION DE PUENTES

ADOLFO SANCHEZ SANCHEZ
INGENIERO CIVIL

SANFANDILA, QUERETARO.

OCTUBRE 1991

TECNICAS MODERNAS PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES EN MEXICO

Ing. Adolfo Sánchez Sánchez

Al igual que en otros países, la tecnología para la construcción de puentes en México ha evolucionado y desarrollado procedimientos, de acuerdo con la disponibilidad de mejores materiales, equipos y sistemas para analizar de manera más fácil y precisa el comportamiento estructural de estas obras. La inquietud, la capacitación y la -- creatividad de los ingenieros especialistas en esta materia han per_umitido encontrar en cada caso la solución más adecuada, oportuna y económica, garantizando su seguridad y su belleza.

Para resolver los casos de puentes con grandes claros, en las décadas de los años 30's y 40's se utilizaron las armaduras metálicas - para tramos de 25 a 60 metros, habiéndose construído una de 104 metros para dos líneas de vehículos automotores en el año de 1947.

En la década de los 50's se realizaron varias estructuras en arco, de paso superior, de concreto reforzado para cubrir claros hasta de 80 metros y otros de paso inferior con arcos metálicos, de los cuales se suspenden vigas también metálicas con un sistema de piso de concreto reforzado. El claro de estas obras es de 70 m.

Para fines de la década de los 50's, utilizando concretos y acero - para refuerzo de mejores características de resistencia, se incre--mentó el diseño y la construcción de superestructuras continuas con claros de 30 hasta 50 metros. También se desarrolló la utilización de vigas de concreto presforzado, aplicándose para tramos libremente apoyados hasta de 45 m. y en algunos proyectos con estructura--ción tipo Gerber, se llegaron a dar tramos de 70 m.

A partir de los años 70 se empezó a generalizar la construcción de superestructuras de concreto presforzado con el procedimiento de do

ble voladizo. Ya se había construido uno en el año de 1961 y del cual se hará referencia más adelante.

Fuó en el año de 1978, cuando para definir la elección de tipo de estructura en dos grandes puentes, se planteó, entre otras, la solución de superestructuras suspendidas por cables rectos (atirantados). Resultando esta solución la más conveniente, entre los años de 1980 a 1988 se construyeron estas dos importantes obras, aplicando una de las tecnologías más avanzadas actualmente en el mundo. También, en estos años, se inició la construcción de puentes con superestructuras lanzadas (empujadas) de concreto presforzado, tanto en vías carreteras como de ferrocarril, algunos de ellos en curva horizontal.

A continuación me voy a permitir exponer en forma muy general algunos aspectos relativos a la construcción de superestructuras de puentes por el procedimiento de doble voladizo y presentar las principales obras realizadas en México; posteriormente el Ing. Juan Manuel García Chávez les hablará sobre los puentes atirantados y empujados.

El procedimiento de construcción de puentes en doble voladizo, permite la ejecución de los trabajos de la superestructura sin tener que utilizar obra falsa, empleando a cambio, un dispositivo de molde móvil para vaciar el concreto en segmentos de tres a cuatro metros de longitud en forma simétrica y sucesiva a cada lado de los apoyos del puente, haciendo autosoportables los elementos denominados dovelas, por medio de la aplicación de presfuerzo.

Un aspecto importante en el diseño de estas superestructuras, es el efecto de la fluencia del concreto y la redistribución de los momentos flexionantes, al comportarse como una estructura continua.

El primer puente construido en México por este procedimiento fuó el de "Tuxpan", sobre el río Pantepec, frente a la población del misr

nombre, para dar continuidad a la Carretera Costera del Golfo. Cabe mencionar que esta obra fué la primera en América que se realizó con esta técnica, utilizando concreto presforzado.

La longitud total de este puente es de 321 m., integrada por tres tramos centrales de 92 m. y dos extremos de 22.50 m., apoyados en seis cuerpos de concreto reforzado con cimentación de tipo profundo en 4 de ellos, dos por medio de cilindros en una de las márgenes, -- dos mediante cajones en el centro del cauce y los otros dos mediante zapatas.

La superestructura se compone por una sección de dos cajones con peralte variable, tiene un ancho total de 11.50 m. que permite alojar dos carriles de circulación para vehículos automotores y dos banquetas laterales para el paso de peatones, está conectada rígidamente a las pilas y en el centro de los tramos de 92 m. se tienen articulaciones para permitir los desplazamientos horizontales y giros verticales. La construcción sobre las dos pilas centrales se realizó en doble voladizo y las partes laterales de los tramos extremos en un solo voladizo anclado y equilibrado por los tramos de 22.50 m. y un contrapeso.

Para el presfuerzo longitudinal, vertical en las almas de los cajones y transversal para la losa superior, se utilizaron barras de acero con diámetros de 13 a 25 milímetros, con una resistencia a la ruptura de 10,500 kg/cm². La continuidad de las barras longitudinales se hizo mediante coples roscados.

Para la estabilidad de los dispositivos móviles de colado de las dovelas, se utilizó un lastre a base de bloques de concreto.

Con objeto de conocer y controlar los efectos producidos por la contracción de fraguado del concreto, en el contacto de dos dovelas, debido a la diferencia de edad entre ellas, se realizaron diversas -- pruebas a pie de la obra y se determinó cómo controlar la temperatu-

ra del fraguado inicial, así como garantizar una resistencia de ruptura a la compresión de 350 kg/cm².

En el año de 1969 se terminaron dos puentes con estructura metálica, empleando en la construcción de la superestructura el procedimiento de voladizo, con elementos o dovelas prefabricadas: uno sobre la carretera Zapotlanejo-Guadalajara, denominado Puente "Ing. Fernando Espinosa", para cruzar una barranca de 135 m de profundidad. Su estructura es un marco rígido todo metálico con una distancia entre sus apoyos de 206 m. Los claros de la superestructura son de 95 - 110 - 95 m. y su ancho permite alojar 4 carriles de circulación. El otro, sobre la Barranca de Metlac, denominado "Ing. Mariano García Sela", en la carretera México-Veracruz, con una altura de 110m, tiene una superestructura continua con un tramo central de 140 m. Para la colocación de los elementos prefabricados de las vigas principales, se utilizó un dispositivo móvil que tomaba dos piezas simultáneamente y las bajaba hasta ponerlas en su posición y conectarlas con las anteriores. Este procedimiento permitió la ejecución de la obra en un tiempo reducido.

Después de 10 años de construido el primer puente de concreto con el sistema de doble voladizo, en el año de 1973 se realizó otro que dió inicio propiamente al desarrollo de esta tecnología. Este puente, llamado "San Juan", se ubica en la carretera Reynosa-Matamoros, tiene 3 tramos con un claro central de 72 m; la superestructura se apoya libremente por medio de dispositivos de neopreno. Para la construcción de los dobles voladizos, la dovela sobre pila se fijó provisionalmente por medio de un presfuerzo vertical. Los dispositivos móviles de colado que se utilizaron fueron similares a los del Puente "Tuxpan" y el equilibrio se dió también mediante un lastre.

El presfuerzo longitudinal y el transversal para la losa se proporcionó con cables formados por 12 alambres de 7 milímetros de diámetro, con resistencia a la ruptura de 15,000 kg/cm².

En uno de los caminos de la Sierra de Chihuahua que comunica las poblaciones de Creel y Guachochic, sobre una barranca, se construyó un puente con un solo tramo de 55 m articulado en el centro, realizándose por medio de dos voladizos con sus extremos de arranque empotrados a una estructura celular lastrada con piedras y anclada al terreno rocoso por medio de presfuerzo vertical.

El presfuerzo utilizado en toda la obra se dió con cables integrados por 12 alambres de 7 milímetros de diámetro.

Otra obra importante, por su altura, es el Puente "Totolapa", en la carretera México-Tuxpan; tiene un tramo central de 74 m, formando un marco con sus dos pilas principales de sección hueca. Su longitud total es de 225 m y toda la superestructura es continua, con una parte en curva horizontal. Para el presfuerzo longitudinal se emplearon cables formados por 12 torones de 13 milímetros de diámetro, con una resistencia de 18,000 kg/cm².

A la fecha se han construido del orden de 25 puentes aplicando esta tecnología, entre los cuales mencionaré los siguientes:

Puente "San Juan Evangelista", con una longitud total de 114 m y un tramo central de 72 m.

Puente "Samaria II", con tramos de 68 m y longitud total de 274 m.

Puente "Tlacotalpan", de 593 m con tramos de 72 m. En esta obra la superestructura tiene una sección transversal abierta de losa con dos nervaduras y peralte constante, sólo en la proximidad de las pilas tiene losa inferior y se incrementa el espesor de las nervaduras. Esta solución tiene ventajas constructivas, pero tiene el inconveniente de requerir mayor cantidad de presfuerzo y proporcionar baja capacidad al efecto de torsión.

Puente "Alamo", con longitud total de 401 m y un tramo principal de 80 m; formando marco con las pilas resueltas con dos elementos de -

poco espesor para hacerlas flexibles.

Puente "Carrizal", de 170 m y un tramo central de 84 m. La estructu ración de las pilas con la superestructura es similar a la del puen te anterior, sólo que en este caso los elementos son inclinados por razones de cimentación que es a base de un cilindro de 6 m de diáme tro.

En los puentes con superestructura construída en doble voladizo el tiempo normal de ejecución de un par de dovelas, una a cada lado - de la pila es de una semana, dedicando viernes, sábado y domingo pa ra el fraguado del concreto y realizándose la operación de presfuer zo el lunes; entre martes, miércoles y jueves se efectúa el movi--- miento de los dispositivos, ajuste del molde y la colocación del re fu erzo y presfuerzo. Si las dovelas tienen 3.50 m de longitud, se puede decir que el avance es de un metro diario.

La dovela sobre pila requiere de mayor tiempo, porque una parte de ésta necesita colarse sobre una obra falsa apoyada sobre la propia pila, que podrá ser simple o complicada, dependiendo de su geome--- tría y de las partes que queden en voladizo y además del tiempo ne- cesario para el armado y colocación de los dispositivos móviles.

En los primeros puentes, debido a las características y forma de es ta bilizar los dispositivos móviles, después de construída la dovela sobre pila, sólo se colocaba uno de ellos; se colaba la primera do- vela y se desplazaba para dar cabida al segundo dispositivo; des--- pués de colada la primera dovela de este extramo y corrido el dispo si tivo se iniciaba en forma simultánea el doble voladizo.

Los dispositivos actuales son más sencillos y ligeros, no requieren de lastre y para su equilibrio se utilizan barras que lo fijan a la propia estructura de concreto y se pueden adaptar para unirse dos - en forma provisional en la dovela sobre pila.

Durante el proceso de construcción del doble voladizo, es necesario

llevar un control cuidadoso de las deformaciones que se producen -- por efecto de las cargas de peso propio, el dispositivo de colado, de los materiales y equipos de construcción; acción del presfuerzo y la contracción y flujo del concreto que se presenta, por la variación del módulo de elasticidad, debido a las diferentes edades de las dovelas, además el efecto del gradiente térmico.

Las nivelaciones de control conviene realizarlas todos los días, -- muy temprano, para tener una temperatura constante en el concreto. Con esta información se retroalimenta un programa de cómputo, para obtener los ajustes procedentes de su perfil.

Entre los problemas que se presentan en este tipo de obras, cuando son muy altas, es el suministro del concreto.

Las obras más recientes construidas con la tecnología de doble voladizo son:

El viaducto de acceso de la margen izquierda del puente atirantado "Ingeniero Antonio Dovalí Jaime", sobre el río Coatzacoalcos, viaducto que tiene una longitud de 472 m, compuesta por tramos continuos de 60 m. La superestructura es de sección cajón con paredes inclinadas, peralte constante de 3.30 m y voladizos laterales de 4.05 m; el ancho total es de 18.10 m. Para el presfuerzo longitudinal se utilizaron cables formados por 12 torones de 15 milímetros de diámetro con resistencia a la ruptura de 18,500 kg/cm².

Los viaductos de acceso del Puente "Tampico", en ambas márgenes, con tramos de 70 y 63 m, con una superestructura de sección prácticamente igual a la descrita para la obra anterior. También en este caso el presfuerzo se dió con cables de 12 torones de 15 milímetros de diámetro.

Asimismo, en el tramo atirantado de estos dos puentes se utilizaron dispositivos móviles; en la parte de concreto, los mismos usados para los viaductos y para la parte de acero del puente "Tampico", uno

con características especiales.

En la carretera Guadalajara-Colima, el puente "Barranca Beltrán", - de 296 m de longitud, con un claro máximo de 135 m y una pila de -- 80 m de altura. El peralte máximo de la superestructura es de --- 7.50 m y su ancho total de 10.50 m. La profundidad de la barranca de 145 m, es la más grande sobre la cual se haya construido un puente en México.

El puente "Piaila", que a partir de su pila única, de 85 m de altura, se construyeron voladizos a cada lado de 78.80 m, con un peralte máximo de 8.00 m y 3.00 m en sus extremos.

El puente "Papagayo", en la nueva autopista Cuernavaca-Acapulco, -- con un claro central de 141 m y dos laterales de 76 m. La configuración de la superestructura, localización y aplicación del pres--- fuerzo son diferentes al resto de las obras citadas.

La sección transversal tiene 3 celdas triangulares, dos laterales y una central, en la cual en el vértice superior se dispone de un mogote que sirve para el anclaje del presfuerzo longitudinal; el pe-- ralte es constante con 3.40 m, el ancho total es de 20.30 m y la -- longitud de las dovelas es de 3.50 m. El presfuerzo se proporcionó mediante cables formados con torones de 15 mm. de diámetro, dispuestos en una costilla central de 74 cm. de espesor, con una altura -- máxima de 10 m sobre las pilas. Los dispositivos móviles de colado son prácticamente iguales a los utilizados en los puentes "Ing. Dovalí Jaime" y "Tampico".

La tecnología de construcción de superestructuras en doble voladizo también se ha empleado en puentes para ferrocarril.

A continuación me voy a permitir citar los más importantes:

El primero fué el puente "Los Chivos", de la vía México-Lázaro Cárdenas, que tiene una longitud de 174 m, con un tramo de 74 m.

Posteriormente, en esta misma vía se construyó un viaducto denominado "Caltzontzin" en curva horizontal y de 210 m de longitud, con un tramo central de 91 m. La superestructura es de sección cajón y forma marco con las pilas constituidas por dos paredes de 1.60 m de espesor.

En la nueva vía México-Veracruz se tienen: el puente "Azumbilla", con tres tramos, uno libremente apoyado y dos construídos en voladizo de 41 m de longitud. Está en curva horizontal y la superestructura tiene un peralte máximo de 5.20 m.

El puente "Vaquerías", también en curva horizontal, con tres tramos de 50 m, uno libremente apoyado y dos contínuos, formando marco con las pilas de 66 m de altura y el tramo principal de 74 m. La sección de la superestructura es de cajón con peralte constante de 5.20 m.

El puente más importante de esta vía es el viaducto sobre la barranca de Metlac, que tiene una amplia historia respecto a las obras realizadas para cruzar este sitio.

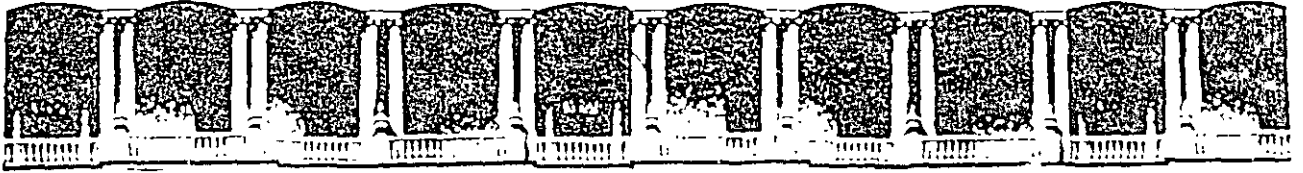
Pasa paralelo al carretero ya descrito con el nombre de "Ing. Mariano García Sela"; tiene una longitud total de 430 m, integrada por tramos de 65 y 85 m y uno central de 90 m. La sección transversal de la superestructura es un cajón con peralte constante de 6.50 m, y un ancho total de 10 m, que permite alojar 2 vías. Para su presfuerzo se utilizaron cables formados por 19 torones de 13 mm. de diámetro y concreto de 400 kg/cm².

Lo más relevante de este puente radica en la altura de sus pilas principales de 125 m, que lo ubica como uno de los más importantes a nivel mundial entre las obras de este tipo y representa un orgullo de la Ingeniería moderna.

Como conclusión y proyección a futuro, puede afirmarse que esta tecnología que se inició en Alemania a fines de los años 40's, se ha

generalizado en todo el mundo y para resolver claros de 70 a 140 m continuará siendo la solución más conveniente, económica y práctica, si se toma en cuenta que se podrán proporcionar concretos hasta de 800 kg/cm² y mejorarse la colocación y capacidad de los cables de presfuerzo.

México, D.F., octubre 22 de 1991.



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

*DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS*

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

MECÁNICA DE SUELOS
APLICADA

ING. JOSÉ LUIS LEÓN TORRES
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998

DIPLOMADO EN PROYECTO,
CONSTRUCCION Y CONSERVACION
DE CARRETERAS

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.

MECANICA DE SUELOS APLICADA

ING. JOSE LUIS LEON TORRES

MODULO I:
CONSTRUCCION DE
CARRETERAS

JUNIO, 1998.

1.- GEOLOGIA

En el tramo comprendido entre los kilómetros 150 y 180 aproximadamente, se tendrán 19 taludes de altura superior a la señalada, en el sitio de cada futuro corte se realizaron los siguientes trabajos:

- 1.- Trabajos de exploración
 - Levantamiento geológico superficial.
 - Perforación de uno o dos sondeos con recuperación de núcleos.
 - Geofísica: sísmica de refracción y eléctrica.
- 2.- Trabajos de laboratorio
 - Determinación del porcentaje (%) de recuperación y el RQD.
 - Clasificación del suelo y roca recuperados.
 - Análisis petrográficos de las rocas representativas del sitio.
 - Pruebas de laboratorio para determinar propiedades índice en los suelos y resistencia mecánica en la rocas.

A continuación se describe la geología encontrado en los sitios donde se efectuaron los cortes.

GEOLOGIA DEL CORTE No. 1

Se localiza entre los Km. 150+108 y 150+372.(ver fotografías 1,1.1,2 y 3)

La orientación del talud será N-S

Los trabajos de exploración así como las pruebas de laboratorio efectuados se indican a continuación:

- 1.- Trabajos de exploración
 - Reconocimiento geológico superficial
 - Dos sondeos con recuperación de núcleos en diámetro BX (SM-1 y SM-2 de 12.15m de profundidad.)
 - Geofísica sísmica de refracción.
- 2.- Trabajos de laboratorio
 - Determinación del % de recuperación y el RQD.
 - Tres análisis petrográficos
 - Cinco pruebas de resistencia a la compresión simple en roca.

De acuerdo con los análisis petrográficos realizados , en el corte se excavará en rocas andesíticas y conglomerados que se encuentran superficialmente alteradas. Son rocas duras y de resistencia media cuando están sanas.

El espesor de roca alterada es del orden de 3 m en la mayor parte del corte, incrementándose el espesor hasta 8.5m entre los Km. 150+280 y 150+372, de acuerdo con el estudio de geofísica. Este estudio señala que la velocidad Vp de la roca alterada es variable entre 300 y 1000 m/s. Por debajo de la roca alterada se tiene una roca fracturada con velocidades Vp de 2000 m/s cuyo espesor es de 12 a 13m, en este material se excavará la mayor parte del corte.

El porcentaje de recuperación e índice de calidad RQD promedios fueron

Sondeo	Recuperación(%)	RQD(%)
SM-1	58	5
SM-2	45	7

En general, ambos valores se van incrementando con la profundidad, sin embargo el valor determinado para el RQD debe ser mayor al que se obtuvo, debido al diámetro de perforación empleado.

Existen cuatro sistemas de fracturamiento más el plano de estratificación del conglomerado Infiernillo:

Sistema	Rumbo y echado
F1	NE45° a 65° SW/60° a 80°SE
F2	NW50° a 70° SE/75 a 80 NE
F3	NW30SE/30 a 50 SW
F4	NE25SW/85 NW y SE
F5	NW35SE/20 NE (planos de estratificación)

GEOLOGIA DEL CORTE No. 2

Se localiza entre los Km. 154+482 y 154+650.

La orientación del talud será NW10 SE

En el sitio de cada futuro corte se realizaron los siguientes trabajos:

1.- Trabajos de exploración

- Reconocimiento geológicos superficial
- Dos sondeos con recuperación de núcleos en diámetro BX
 - SM-1 de 13.05m de profundidad.
 - SM-2 de 11.10m de profundidad.
- Geofísica sísmica de refracción eléctrica.

2.- Trabajos de laboratorio

- Determinación del % de recuperación y el -RQD.
- Un análisis petrográficas

De acuerdo con el análisis petrográfico realizado y al levantamiento geológico de campo, el corte se excavará en rocas del conglomerado Infiernillo. Los clastos que forman el conglomerado están cementados con sílice por lo que la roca es dura y de resistencia a la compresión de clase media a alta.

El espesor de roca alterada es de 3 a 10 m de acuerdo con el estudio de geofísica. La velocidad Vp de la roca alterada es variable entre 300 y 1200 m/s. Por abajo de la roca alterada se tiene la roca sana con velocidades Vp de mas de 4000 m/s.

El porcentaje de recuperación e índice de calidad RQD promedios fueron:

Sondeo	Recuperación(%)	RQD(%)
SM-1	33	9
SM-2	52	24

El valor determinado del RQD debe ser mayor al que se obtuvo en el levantamiento del barreno debido esto a que el diámetro de perforación empleado fue BX.

Existen cuatro sistemas de fracturamiento que afectan el macizo rocoso. Los planos de estratificación del conglomerado Infiernillo están cerrados y es muy difícil observarlos en los afloramientos

Sistema	Rumbo y echado
F1	NW12SE/80NE
F2	NW48SE/85NE
F3	NE55SW/vertical
F4	NW10SE/38

GEOLOGIA DEL CORTE No. 3

Se localiza entre los Km. 155+02.4 y 155+318.

La orientación del talud será NW5 SE

En el sitio de cada futuro corte se realizaron los siguientes trabajos:

1.- Trabajos de exploración

- Reconocimiento geológico superficial
- 2 sondeos con recuperación de núcleos en diámetro BX
 - SM-1 de 22.10m de profundidad en el Km. 155+064
 - SM-2 de 12.10m de profundidad en el Km. 155+230
- Geofísica sísmica de refracción y eléctrica

2.- Trabajos de laboratorio

- De cada sondeo se determinó el % de recuperación y el RQD
- 1 análisis petrográfico:

De acuerdo con el análisis petrográfico realizado y al levantamiento geológico de campo, el corte se excavará en rocas del conglomerado Infiernillo que se encuentra intrusionado por diques de composición andesítica y espesor que varía de 1 a 4m.

Los clastos que forman el conglomerado están cementados con sílice, por lo que la roca es dura y de resistencia a la compresión de clase media a alta. Los intrusivos están generalmente alterados en la parte superficial y sano son de resistencia media.

El espesor de roca alterada es en general de 3m de acuerdo con el estudio de geofísica, sin embargo, se incrementa el espesor donde afloran los diques ígneos hasta 10m (km. 155+090). La velocidad V_p de la roca alterada es variable entre 300 y 700 m/s, por abajo de la roca alterada se tiene la roca sana con velocidades V_p variable de 2300 a 4000 m/s.

El porcentaje de recuperación e índice de calidad RQD promedios fueron:

Sondeo	Recuperación(%)	RQD(%)
SM-1	40	15.5
SM-2	46	0

El valor determinado del RQD debe ser mayor al que se obtuvo en el levantamiento del barreno debido a que diámetro de perforación empleado fue BX.

Existen cuatro sistemas de fracturamiento que afectan el macizo rocoso mas la estratificación.

Sistema	Rumbo y echado
F1	NW50 SE/vertical 80NE
F2	NE20 SW/80 SE a vertical
F3	NE75 SW/vertical
F4	NE48 SW/65SE(diques)
F5	NE20 SW/18 SE (planos de estratificación)

SECRETARÍA DE
COMUNICACIONES
Y
TRANSPORTES

CARRETERA:
ESTUDIO GEOFÍSICO

DIRECCIÓN
GENERAL DE
CARRETERAS
FEDERALES

OBRA	ESTUDIO GEOFÍSICO	CARRETERA	_____	FECHA	DICIEMBRE / 1996
KM	150.000 A 151.000	TRAMO	_____	TABLA	RESUMEN
		ELABORO	_____		

UNIDAD	VELOCIDAD (M/S)	ESPESOR (M)	OBSERVACIONES	CLASIFICACIÓN	TALUD PROPUESTO
U 1	211 - 418	0.00 - 3.00 / 4.00	SUELOS, RELLENOS Y/O DEPÓSITOS DE TALUD. RESISTIVIDADES VARIABLES SITUADAS ENTRE 49 Y 94 OHM-M.	60 - 40 - 00	1 : 1
U 2	1,009 - 2,672	3.00 / 4.00 - 19.00	CONGLOMERADO DESCOMPRESO. VALOR RESISTIVO VARIABLE ENTRE 95 A 295 OHM-M	00 - 40 - 60	3/4 : 1
U 3	1,835 - > 4,500	19.00 - INDEFINIDO	CONGLOMERADO SANO FRACTURADO. LOS VALORES RESISTIVOS SE UBICAN ENTRE 400 A 450 OHM-M	00 - 00 - 100	1/2 : 1

SECRETARÍA DE
COMUNICACIONES
Y
TRANSPORTES

CARRETERA:
ESTUDIO GEOFÍSICO

DIRECCIÓN
GENERAL DE
CARRETERAS
FEDERALES

OBRA:	ESTUDIO GEOFÍSICO	CARRETERA:		FECHA:	
KM:	154.000 A 155.000	TRAMO:		TABLA:	RESUMEN
		ELABORO:			

UNIDAD	VELOCIDAD (M/S)	ESPESOR (M)	OBSERVACIONES	CLASIFICACIÓN	TALUD PROPUESTO
U 1	215 - 576	0 00 - 1.00 / 5 00	SUELOS, ALUVIÓN Y/O DEPÓSITOS DE TALUD. RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 50 Y 199 OHM-M	60 - 40 - 00	1 : 1
U 2	1,074 - 2,307	0 00 - 24.00	ROCA ANDESÍTICA DESCOMPRIMIDA. RESISTIVIDAD VARIABLE ENTRE 384 Y 395 OHM-M	00 - 40 - 60	3/4 : 1
U 3	2,103 - > 4,500 .	INDEFINIDO	ROCA ANDESÍTICA SANA POCO FRACTURADA Y ALTERADA. RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 747 Y 923 OHM-M	00 - 00 - 100	1/2 : 1

8

SECRETARÍA DE
COMUNICACIONES
Y
TRANSPORTES

CARRETERA:
ESTUDIO GEOFÍSICO

DIRECCIÓN
GENERAL DE
CARRETERAS
FEDERALES

OBRA	ESTUDIO GEOFÍSICO	CARRETERA	FECHA
KM	155.000 A 156.000	TRAMO	
		ELABORAD	TABLA RESUMEN

UNIDAD	VELOCIDAD (M/S)	ESPLSOR (M)	OBSERVACIONES	CLASIFICACIÓN	TALUD PROPUESTO
U 1	228 - 678	0.00 - 5.00	SUELOS, ALUVIÓN Y/O DEPÓSITOS DE TALUD. RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 50 Y 199 OHM-M	60 - 40 - 00	1 : 1
U 2	750 - 2,322	0.00 - INDEFINIDO	ROCA ANDESÍTICA DESCOMPRESIONADA Y ALTERADA. RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 132 Y 393 OHM-M	00 - 40 - 60	3/4 : 1
U 3	2,103 - > 4,500	INDEFINIDO	ROCA ANDESÍTICA SANA POCO FRACTURADA Y ALTERADA. RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 599 Y 1,212 OHM-M	00 - 00 - 100	1/2 : 1

2.- EXPLORACION GEOFISICA

En este estudio de geofísica se analizaron una serie de cortes y terraplenes entre los kilómetros 150+000 al 183+000 mediante la ejecución de 35 Sondeos Eléctrico Verticales y 229 tendidos de sísmica de refracción con 458 puntos de tiro y 5,496 sismogramas, cubriendo un total de 14,427m lineales de exploración sísmológica.

A continuación se presenta una serie de tablas que resumen los resultados del estudio concentrando las características principales de velocidad y espesores para cada kilómetro estudiado.

KM 150+000 AL KM 151+000.- En este cadenamiento existen dos cortes y dos terraplenes, se estudio con un total de 13 tendidos sísmicos y 3 SEV, los cuales se ubicaron entre los cadenamientos 150+100 a 150+400, en esta zona la roca detectada corresponde a una secuencia de suelos y rellenos, seguida de posibles conglomerados con diferente grado de alteración, el primer corte se ubica entre los cadenamientos 150+100 a 150+370, en este corte se puede determinar que la rasante de la autopista estará enclavada básicamente en materiales de la U₂ compuesta por conglomerados fracturados con velocidades de 1289 m/s a 2046 m/s, aunque del cadenamiento 150+200 a 150+350 la rasante se encuentra sobre el conglomerado sano con velocidades de 3277 m/s.

La información anterior concuerda con los barrenos efectuados en el km 150+135 y 150+332 en donde se describe a la roca como roca fracturada gris.

El terraplén que le sigue al corte descrito con anterioridad descansará básicamente sobre los conglomerados, alterados y fracturados con un espesor de hasta 20m antes de llegar a los conglomerados sanos fracturados con una velocidad de 2227 m/s.

El corte detectado entre los cadenamientos 150+600 a 150+760, la rasante se encuentra prácticamente sobre materiales de la U₂ compuesta por los conglomerados alterados fracturados.

Por último, el terraplén ubicado entre los cadenamientos 150+830 a 151+000 tendrá como base una roca alterada fracturada con velocidades de 1448 m/s a 1607 m/s formada por conglomerados con un espesor de hasta 15m.

Los resultados anteriores se muestran en la siguiente tabla.

UNIDAD	RESISTIVIDAD OHMS-M	VELOCIDAD M/SEG	ESPEJOR M
U1	---	211-418	0.0-4.0
U2	---	1009-2672	3.0-19.0
U3	---	1835-5882	Indefinido
I	49-94	---	1.0-3.0
II	95-295	---	7.0-19.0
III	400-450	---	Indefinido

KM 154+000 AL KM 155+000.- En esta zona se ejecutaron un total de 11 tendidos de sismica de refracción y cinco SEV, además que es en esta zona donde se presenta ya una transición a roca andesítica. En este kilómetro se estudiaron cuatro cortes y tres terraplenes, el más importante es el que se encuentra entre los cadenamientos 154+500 a 154+650 en donde la rasante se encuentra en materiales denominados U₃ formados por una roca andesítica sana fracturada con velocidades de 3008 a 4171 m/s y que presenta resistividades de 881 a 923 ohm-m lo que indica que las andesitas se encuentran fracturadas. En esta zona se tiene un barreno a 13.05m de profundidad en el cadenamiento 154+510 el cual describe un relleno de hasta 3.60 de ancho seguido de andesitas fracturadas color gris claro.

En el corte ubicado entre el cadenamiento 154+780 a 154+900 se tiene una zona de interfase en que la roca de la U₃ pasa de 2322 m/s a 1729 m/s, por lo que aumenta el grado de fracturamiento de la roca andesítica. En el cadenamiento 154+614 se tiene un barreno de 11 10m de longitud en el cual se detectan suelos y rellenos hasta una profundidad de 1.32m seguido de andesitas fracturadas color gris, el resumen de los resultados son :

UNIDAD	RESISTIVIDAD OHMS-M	VELOCIDAD M/SEG	ESPESOR M
U1	---	215-576	1.0-5.0
U2	---	1074-2307	0.0-24.0
U3	---	1729-4691	Indefinido
I	50-199	---	2.0-5.0
II	384-395	---	19.0-Indef.
III	747-923	---	Indefinido

KM 155+000 AL KM 156+000.- En este cadenamamiento, se realizaron siete tendidos de refracción y cinco SEV, en esta zona siguen aflorando rocas andesíticas, el corte ubicado entre los cadenamamientos 155+000 a 155+320 tendrá un máximo de 12m de material deleznable hacia la zona más alta, este material tiene una velocidad de 488 m/s, la rasante se encuentra enclavada en materiales de la U₃ los cuales presentan velocidades de 2322 a 3039 m/s y resistividades de 720 a 599 ohm-m, por lo que se considera fracturado.

En el km 155+064 se tiene un barreno de 22.10m de profundidad que detecta por lo menos 4.15m de suelos y rellenos seguidos de una roca andesítica fracturada gris verdosa.

Del km 155+160 a 155+320 la rasante se encuentra enclavada en una roca con velocidades mayores a los 4000 m/s, por lo que se considera una roca sana.

En la zona del terraplén ubicado entre los cadenamamientos 155+500 a 155+700 la roca sana se encuentra a una profundidad de 10m con respecto al terreno natural, esta roca presenta velocidades de 2103 a 3466 m/s.

Por último, entre los cadenamamientos 155+870 a 156+000 se ubican dos SEV, en los cuales la rasante se encuentra en materiales con resistividades de 762 a 1212 ohm-m por lo que la roca se encuentra fracturada.

UNIDAD	RESISTIVIDAD OHMS-M	VELOCIDAD M/SEG	ESPEJOR M
U1	---	228-678	0.0-5.0
U2	---	750-2322	0.0-Indef.
U3	---	2103-5000	Indefinido
I	17-427	---	0.0-3.0
II	132-393	---	5.0-Indef.
III	599-1212	---	Indefinido

Este corte es otro de los más importantes dada su longitud y su tamaño, ya que se tendrán cortes de hasta 38m. Hacia la parte final del km 156+650 a 157+000 se tiene un terraplén sobre roca caliza de la Fm. Morelos, esta roca en su parte más sana presenta velocidades de 2550 a 3272 m/s con resistividades de 323 ohm-m.

UNIDAD	RESISTIVIDAD OHMS-M	VELOCIDAD M/SEG	ESPESOR M
U1	---	218-406	0.0-5.0
U2	---	845-2034	0.0-Indef.
U3	---	2550-3952	Indefinido
I	40-150	---	0.0-5.0
II	323-980	---	0.0-Indef.

RECOMENDACIONES

CORTE 1. 150+108 - 150+372

A) Taludes

A.1) Lado izquierdo

- Talud $\frac{3}{4}:1$ hasta los ceros

- Recomendaciones especiales

En forma selectiva colocar 20 anclas de fricción entre los cadenamientos 150+150 y 150+240 en las zonas donde se localicen fisuras que definan bloques que puedan caer el camino.

- Longitud de anclas = 12 m
- inclinación de anclas = variable según el caso.
- orientación de anclas : variable según el caso.

Ver Especificaciones Generales.

A.2) Lado derecho

- Talud : 5/8:1 entre la rasante y 10 m de altura

- Berma : 4.0m con pendiente del 2% hacia adentro y pendiente longitudinal hacia atrás y hacia adelante del 2% según nota 1

- Arriba de la berma talud : 1/2:1 hasta los ceros, entre la entrada y el cad 150+300 y más adelante, el talud debe ser $\frac{3}{4}:1$.

- Recomendaciones especiales

- Concreto lanzado: Entre el nivel de la berma y 2.0m abajo en toda la longitud del corte, $e = 8.0$ cm, $f'c = 150$ kg/cm²
malla electrosoldada : 6x6 - 10/10
- Entre la berma y los ceros en forma selectiva cubrir un área del 20% del área total a partir de la berma.
Concreto hidráulico : $f'c = 100$ kg/cm² en berma
 $e = 8$ cm

Formar cuneta en la parte interior con ancho de 80 cm y profundidad de 20 cm, según croquis 1.

- Anclaje de fricción : 1.0m debajo de la berma @ 4.0m
longitud = 8.0m
inclinación : entre 0 y 5° hacia abajo
orientación : perpendicular a la cara, salvo en casos excepcionales en los que por presencia de alguna grieta natural se considere que convenga que sea perpendicular a ésta.
- En forma selectiva colocar 40 anclas con el mismo criterio mencionado en el lado izquierdo. Se considera que estas anclas podrán ser colocadas tanto arriba como abajo de la berma.
- Del km. 150+280 aproximadamente los ceros derechos quedarán ubicados en un corte de acceso a un túnel de la vía férrea Uruapan - Nva. Italia, se recomienda precaución durante los trabajos de excavación.

B) Contracunetas

B.1.- Lado izquierdo : no es necesario

B.2.- Lado derecho : ancho = 50cm con murete de 30 cm de altura según croquis 2.

ubicación : a 2.0m de los ceros

en la zonas con pendiente mayor a 10% colocar anclas de 1.0m de profundidad con varilla de $\varnothing = \frac{1}{2}'' @ 3.0m$ y también rompedor de energía.

D) Subdrenes : NO

NOTA 1 La elevación de la borma podrá variar hasta en 1 2.0m en relación con la recomendada con objeto de poder dar la pendiente longitudinal indicada.

ESPECIFICACIONES GENERALES

- \varnothing perf = 2.5 a 3.0"
- \varnothing var = 1.0"
- placa = 30 x 30 cm
- e_{placa} = 1/2"
- rosca y tuerca
- colocar pintura anticorrosiva
- relleno de las anclas : mortero $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ con aditivo expansor

C R T E F

STA 150 + 10.8 — 150 + 37.2

155

125 FEET

DIRECTION

170

160

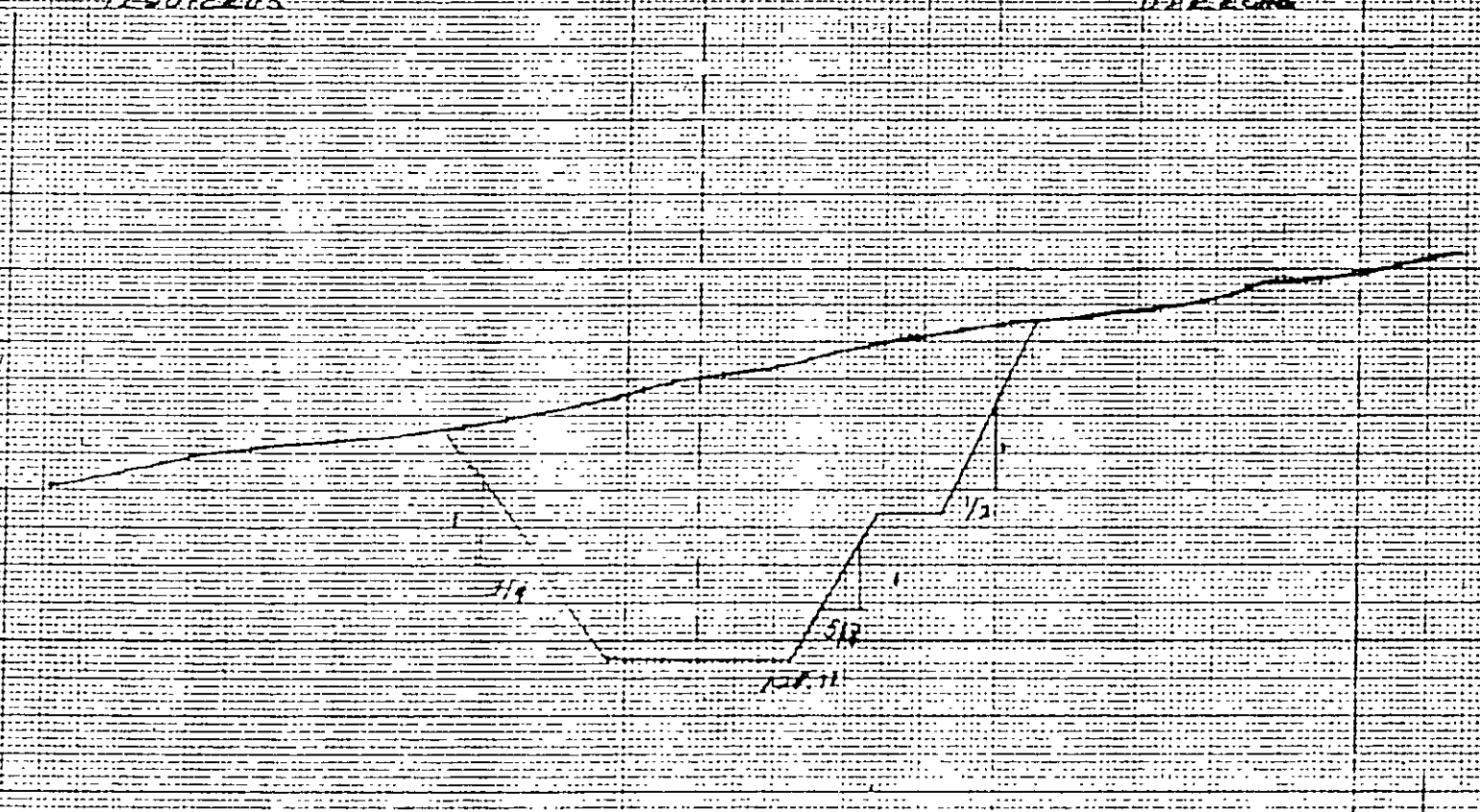
150

140

130

120

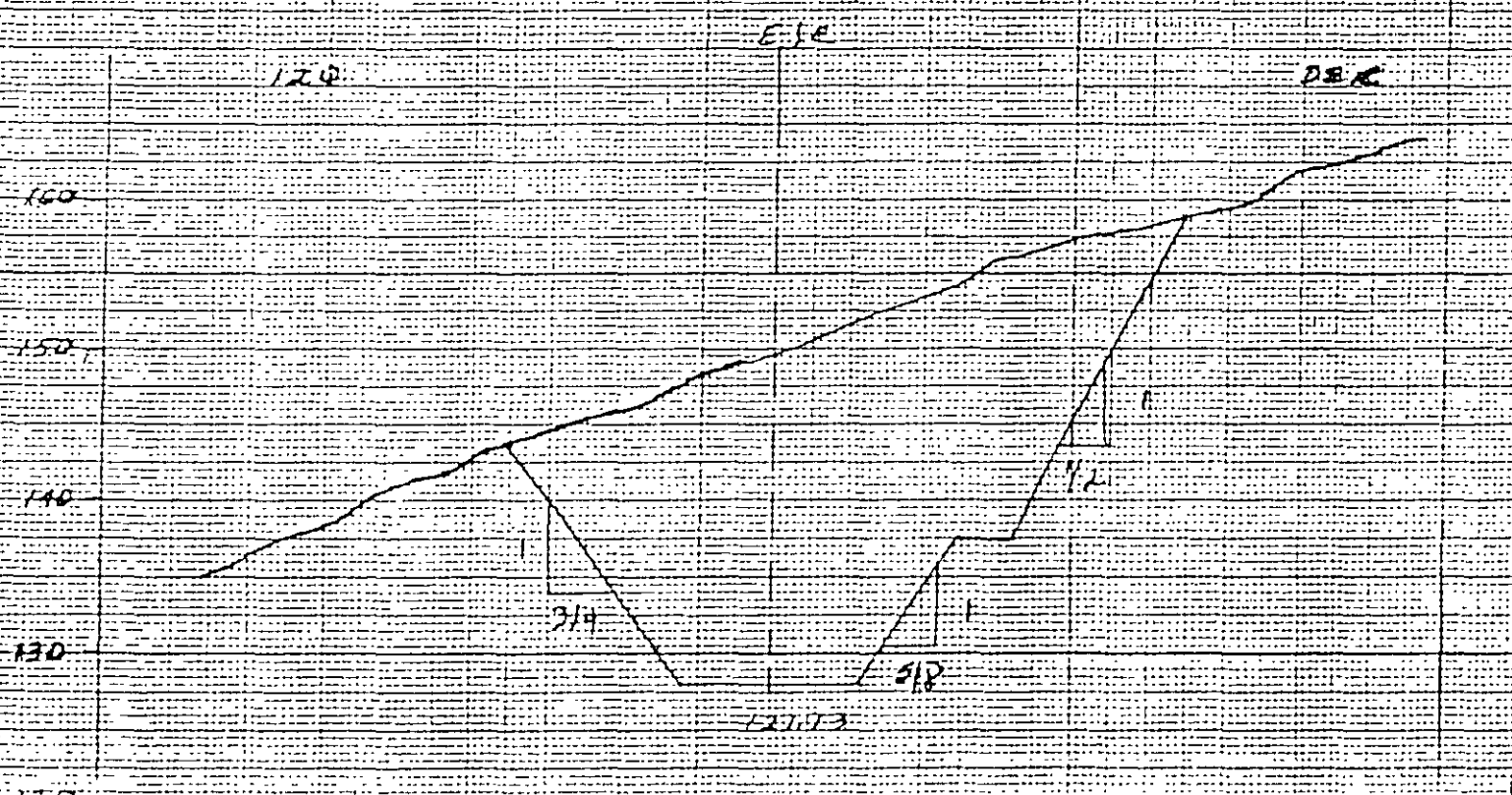
7



SECTION 150 + 10.0

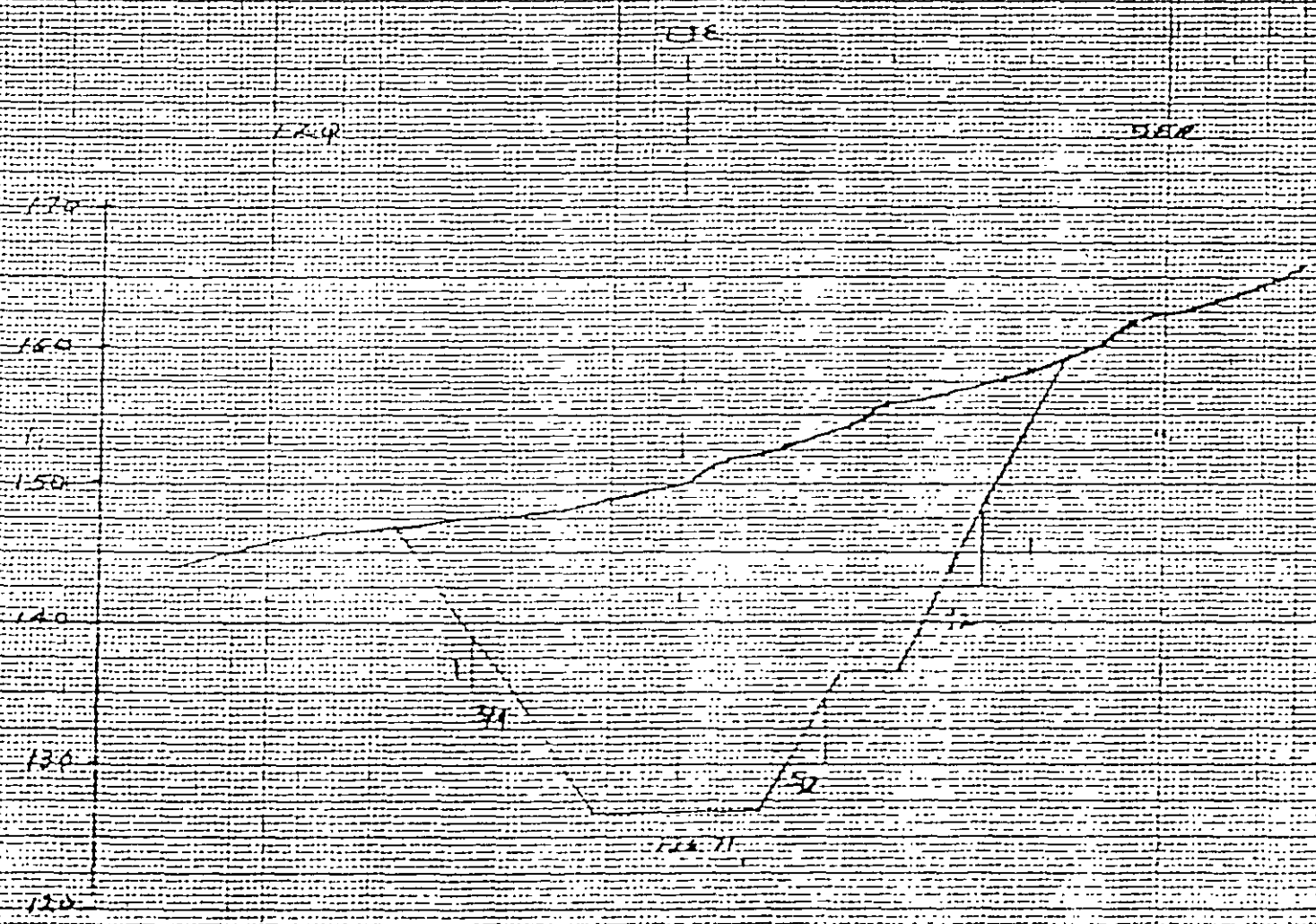
CORRE 1

EM 150+100 - 150+322



SECTION 150+ 240

GORGE I
ST 150+108 150+372



S = C C FOW 150+276

C O U R T E S I

150 + 108 = 150 + 372

0.19

140

120

HERETA

130

140

130

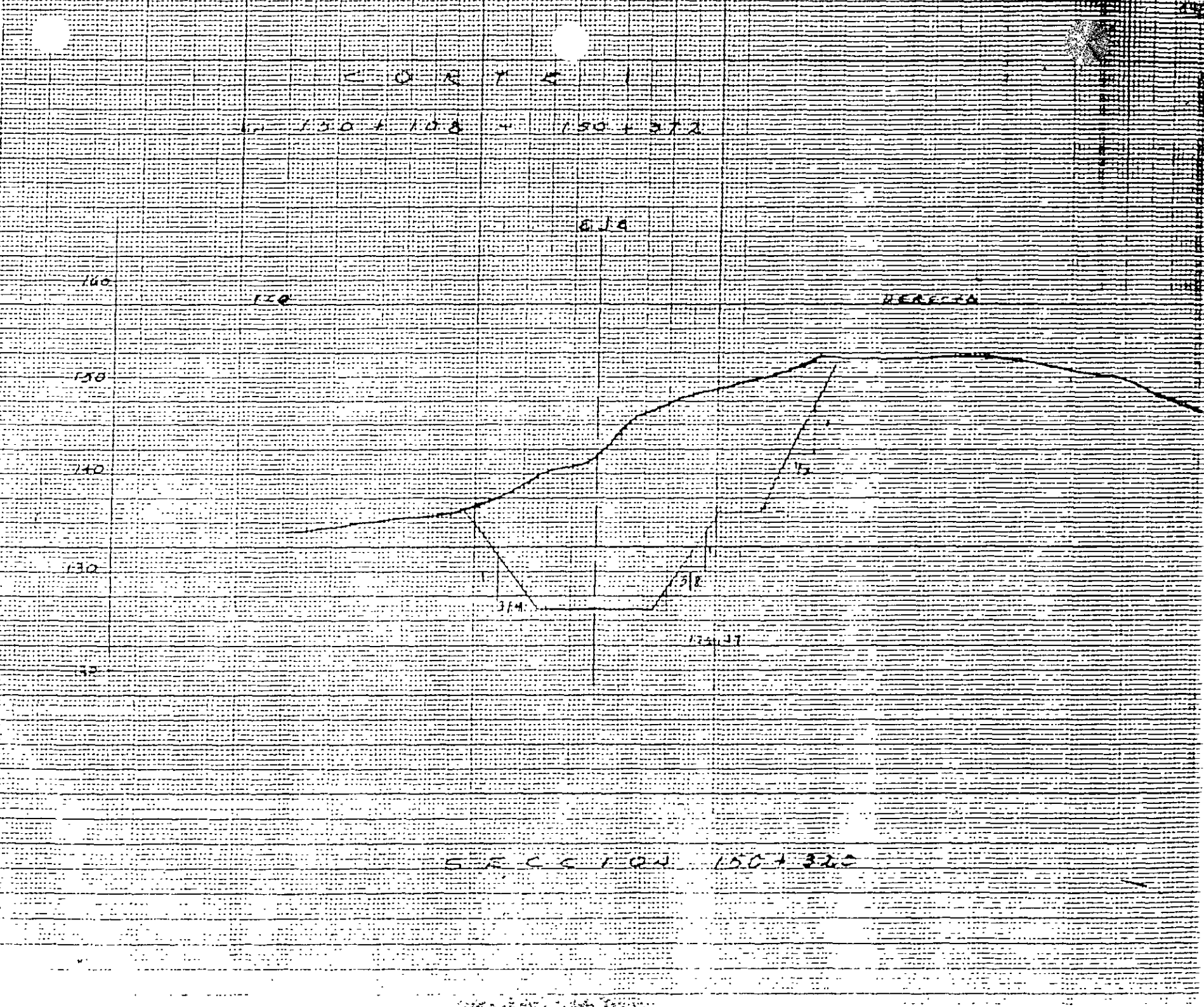
120

31.4

31.8

124.37

S E C T I O N 150 + 320



CARRETERA: .
 TRAMO: #
 SUBTRAMO: '
 TERRAPLEN:
 KM. : 150+448 (150+375 - 150+520)

RECOMENDACIONES

1.- Taludes con inclinación 1.7:1

2.- La obra de drenaje que se tiene contemplada construir en el km. 150+434 constituida por una bóveda deberá arroparse mediante la colocación de suelo - cemento a los lados de esta en un ancho igual al de la estructura con $f_c > 20\text{kg/cm}^2$. El relleno se colocará hasta alcanzar 50 cm arriba de la clave.

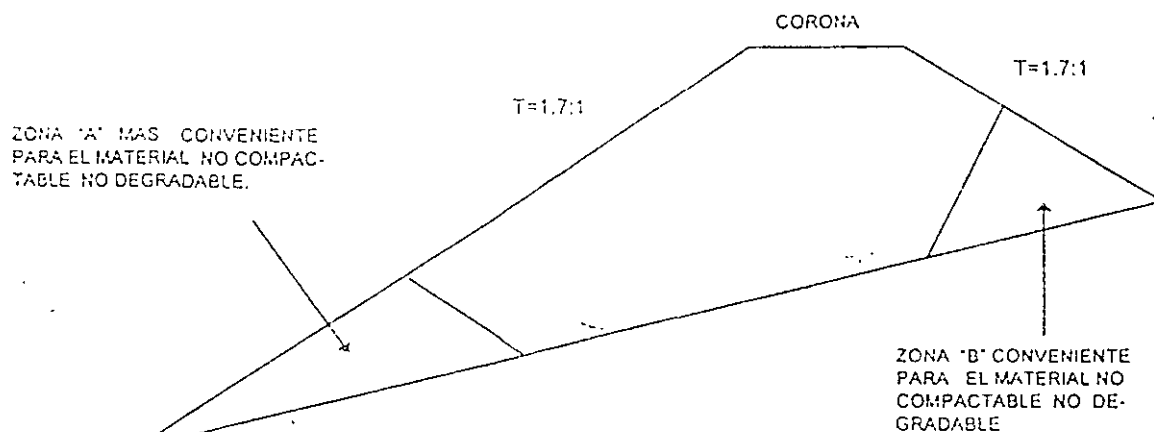
La cimentación de la bóveda será sobre roca andesita para la que se estima una capacidad de carga de 60 T/m^2 . Con el fin de garantizar que el desplante se haga sobre roca andesita, en la zona del cauce deberá retirarse el sedimento que pudiera existir. Si por razones geométricas el eje de la bóveda es recto y atraviesa zonas en que el apoyo (o sea su cimentación) ocurre en materiales de diferente compresibilidad entonces deberá excavarse hasta encontrar el material adecuado similar al existente en el resto del tramo; luego rellenar con concreto ciclópeo

3.- A pesar de que no se detectaron flujos de agua, se recomienda se instale un dren a partir del cadenamiento 50+490 aproximadamente, a lo largo de los cerros del pateo del talud del ferrocarril, dirigido con la pendiente que se da con las curvas de nivel (mínimo de 4%) hacia la obra de drenaje que se alojará adyacente al suelo-cemento que protege al bóveda del lado derecho de ésta; para desfogar el agua hacia la salida (lado izquierdo aguas abajo).

En la planta y en el perfil longitudinal se muestra la posición del dren.

El ancho y alto del dren será de 1.5 m dirigidos hacia el dren del tubo, el cual será de 1X1m.

4.- Para conformar el cuerpo del terraplén se podrán utilizar los materiales de los cortes adyacentes constituidos por fragmentos medianos y grandes de andesita con gravas y arenas, en capas de 20 cm de espesor compactadas al 90% de la prueba AASTHO modificada colocadas con la humedad óptima. Si se emplea material no compactable y no degradable entonces debe colocarse alejado cuando menos 3.0 m de cualquier punto de la bóveda y del suelo-cemento que la rodea y de preferencia en las partes bajas y exteriores del terraplén en una zona y en una forma que propicien una mayor estabilidad.



SECCION DE TERRAPLEN

5.- Presiones en la bóveda (suponiendo un espesor de terraplén sobre ella igual a 18.2 m).

Combinaciones

1	2
Pv= 33 T/m ²	33 T/m ²
Ph= 26 T/m ²	18 T/m ²

Se escogerá la combinación que de mayores elementos mecánicos; momento flexionante, cortante o fuerza axial; así como mayor refuerzo.

Propiciar arqueo mediante capa de suelo compactable de 1 m de espesor colocada en estado suelto. Su ancho será el de la bóveda más 1 m a cada lado y se ubicará directamente sobre el suelo-cemento. La longitud de colocación será de 20m hacia ambos lados del eje si la bóveda tiene un esviaje menor que 30°.

6.- Contraflecha de diseño.

En la tabla siguiente se indica la sobreelevación de la rasante que se recomienda efectuar para propiciar que en el largo plazo, la elevación de la rasante sea la de proyecto.

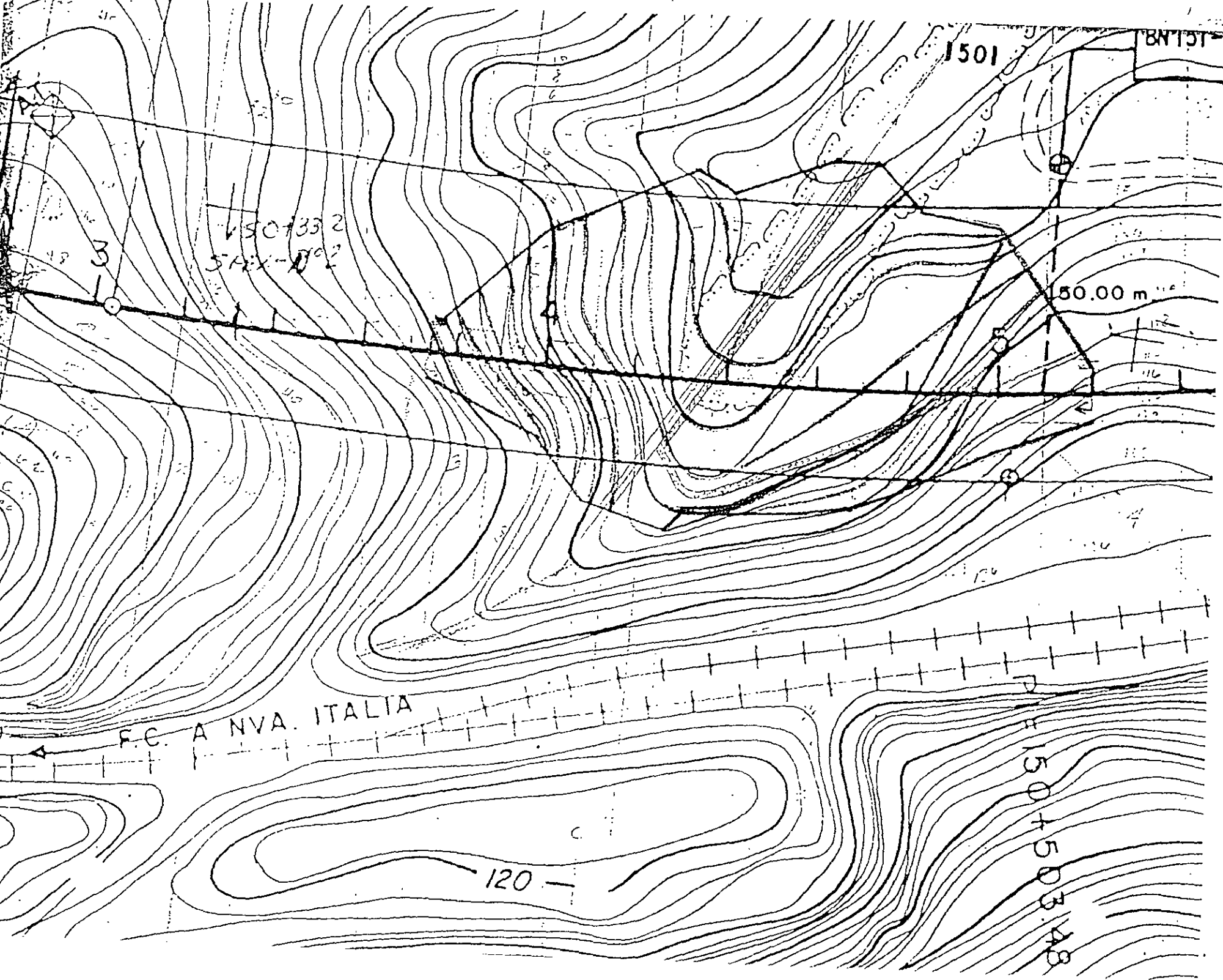
CADENAMIENTO (KM)	SOBREELEVACION (CM)
150+375	0
150+385	10
150+434	15
150+510	10
150+520	0

7.- Excavar escalones de liga de 3 0 m de ancho mínimo de huella y con pendiente de 4% hacia la izquierda (aguas abajo).

8.- Obras complementarias de drenaje

- Bordillos - Se instalarán en los límites externos del acotamiento del camino para dirigir el agua hacia los lavaderos
- Lavaderos.-Se recomienda la construcción de lavaderos distribuidos a cada 50 m de separación entre ellos, transversales al eje del camino mismos que irán conectados a los bordillos.

9.- Para proteger los taludes del terraplén contra el intemperismo se deberá propiciar la vegetación con hidrosiembra y semillas del lugar.



VSC+332
5A-V-002

50.00 m

F.C. A NVA. ITALIA

120

1501

150+503.48

15118

T. E. R. R. S. P. 1

ET 150+318 - 150+410

LADO IZQ.

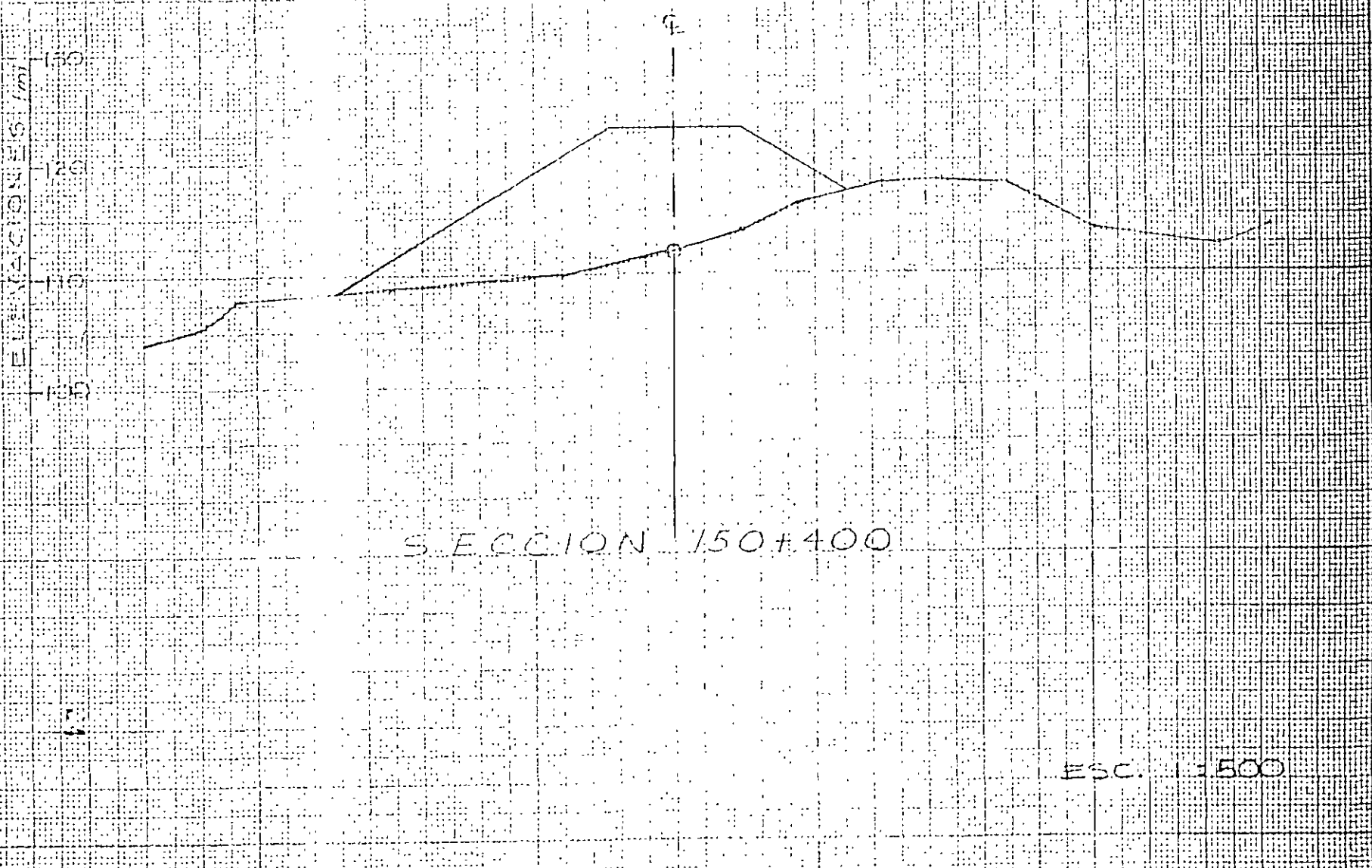
LADO DER.

ELEVACIONES (m)
130
140
150

Q

SECCION 150+400

ESC. 1:500



TERRAPLEN

km 150 + 375 - 150 + 520

LADO IZQ

E

LADO DER

135

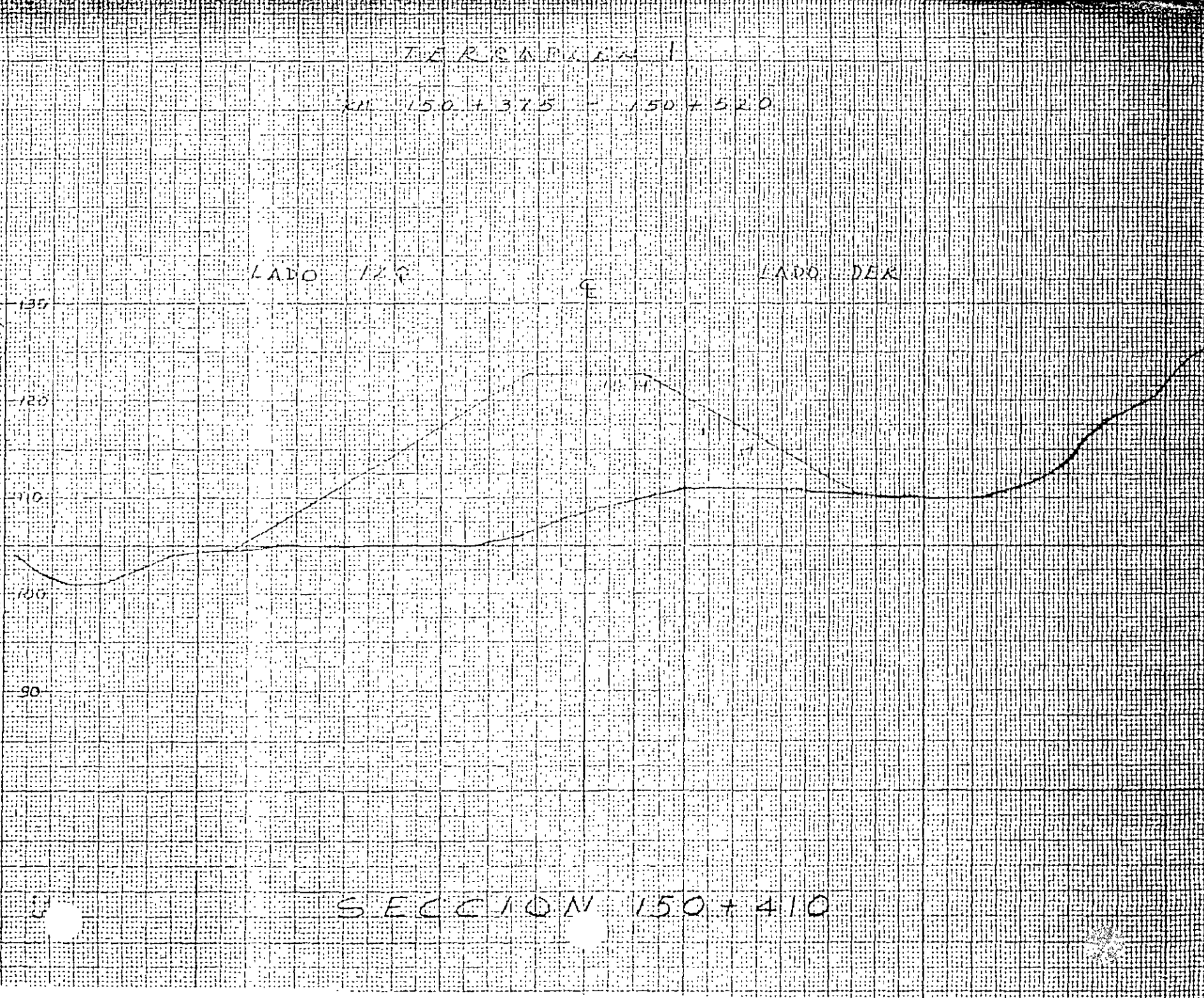
120

110

100

90

SECCION 150 + 410



TERRA EN I

km 150+375 - 150+520

ELEVACIONES (CM)

LADO IZQ

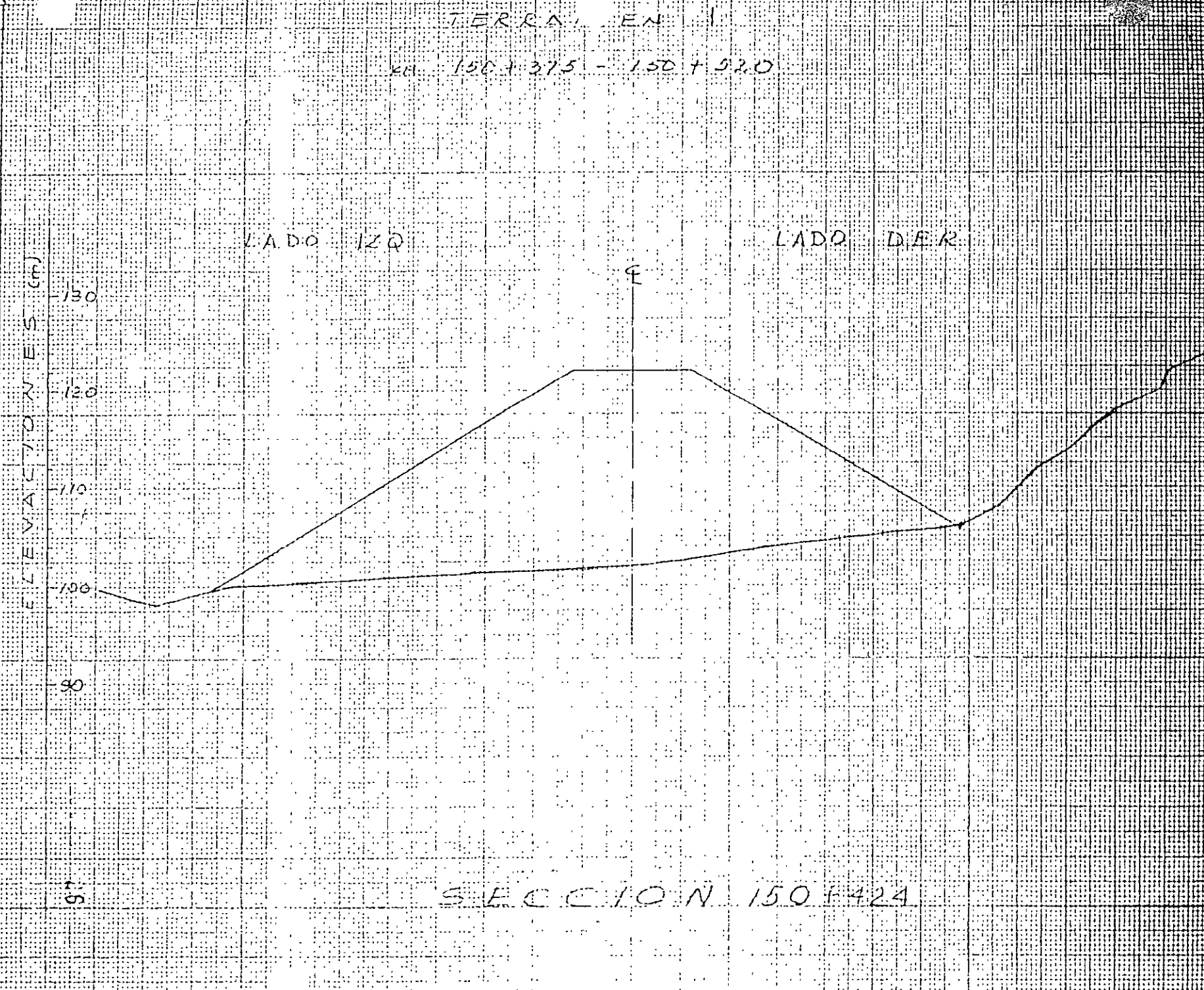
LADO DER

E

130
120
110
100
90

97

SECCION 150+424



FERRAFLEN I

KM 150+37.5 - 150+520

LADO IZQ

E

LADO DER

130

120

110

100

90

SECCION 150+43.0

TERMINAL 1

KM 150+375 - 150+520

LADO IZQ.

LADO DER.

ELEVACIONES (m)

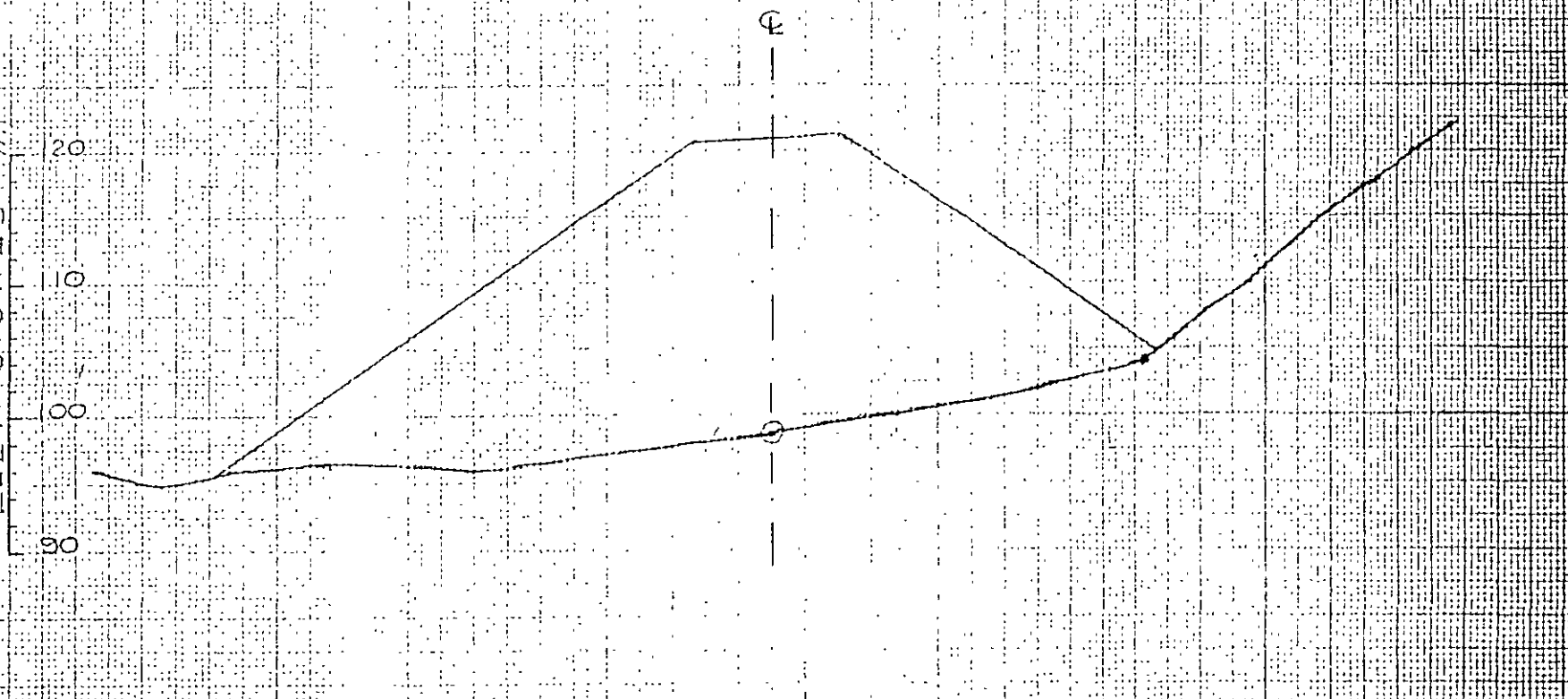
20
10
0
90

Q

SECCION 150+440

87

ESC 1:500



TERMINAL 1

LADO IZQ.

km 150+375 - 150+520

LADO DER.

ELEVACIONES (m)

130
120
110
100
90

℄

⊙

SECCION 150+440 (3)
ESVIAJADA

ESC 1:500

67

TERRAZA EN L

KM 1.50 + 3.75 - 1.50 + 5.20

LADO IZQ

E

LADO DER

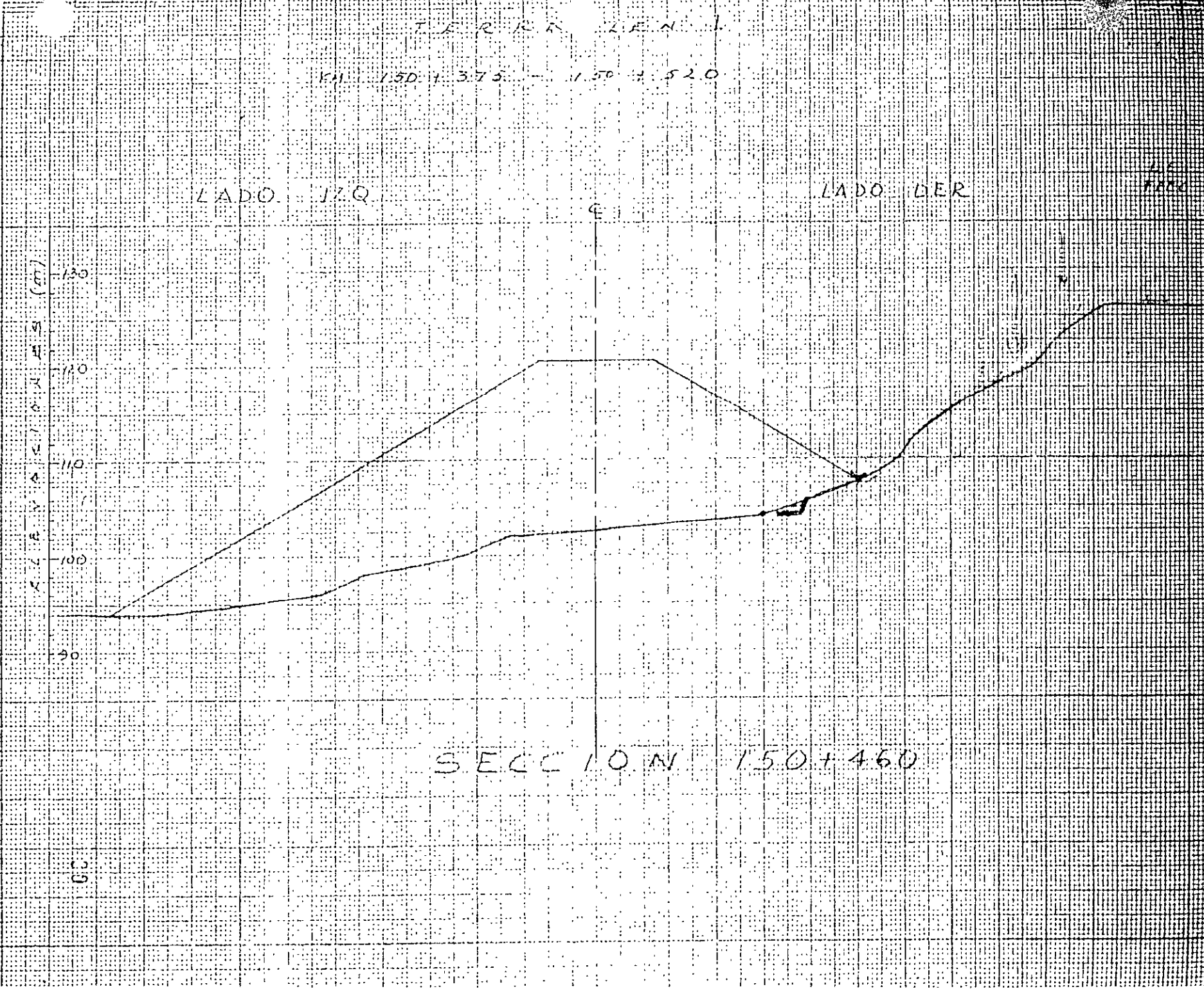
DE
TERRA

ALTURA EN METROS (m)

130
120
110
100
90

CS

SECCION 1.50 + 4.60



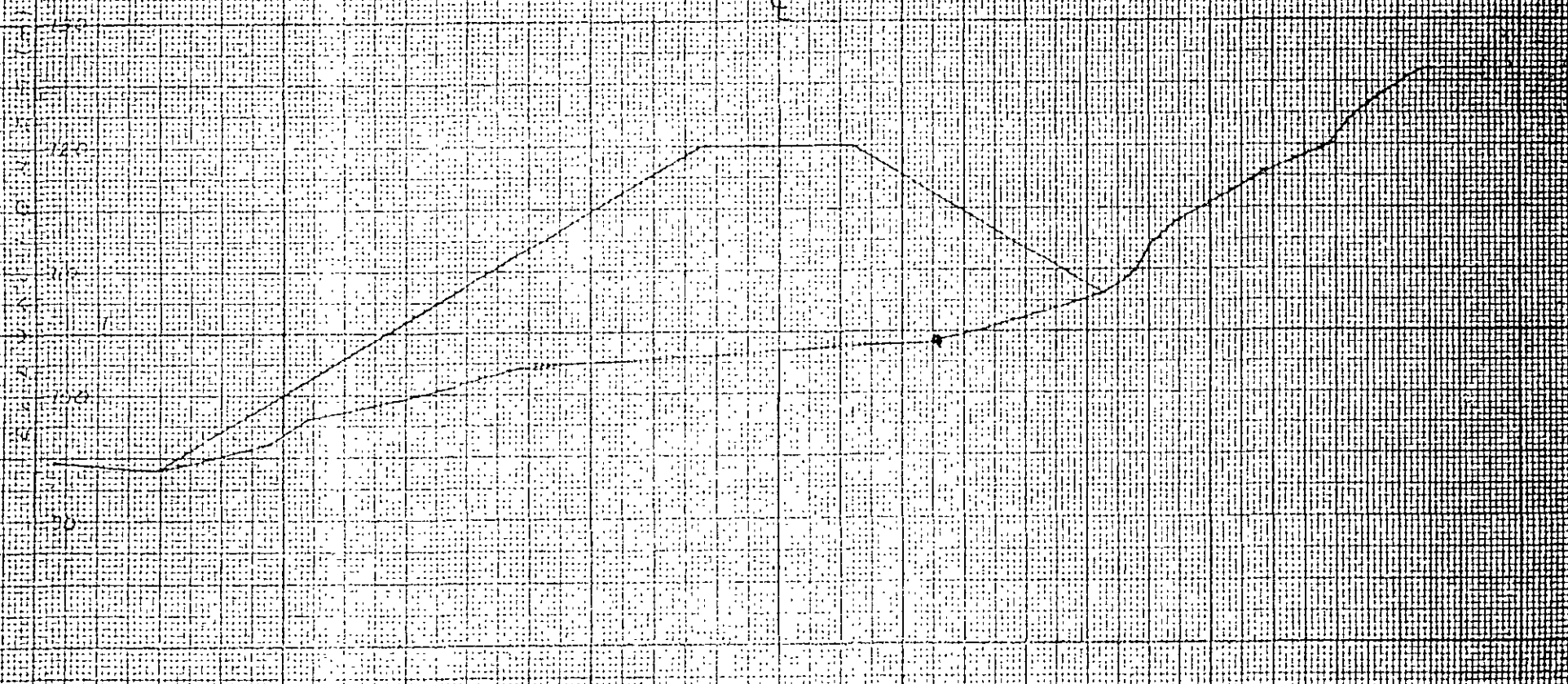
FERRARIEN I

W. 150+375 - 150+520

LADO IZD

LADO DER

E



SECCION 150+470

TERREPLEN I

KM. 150+375 - 150+520

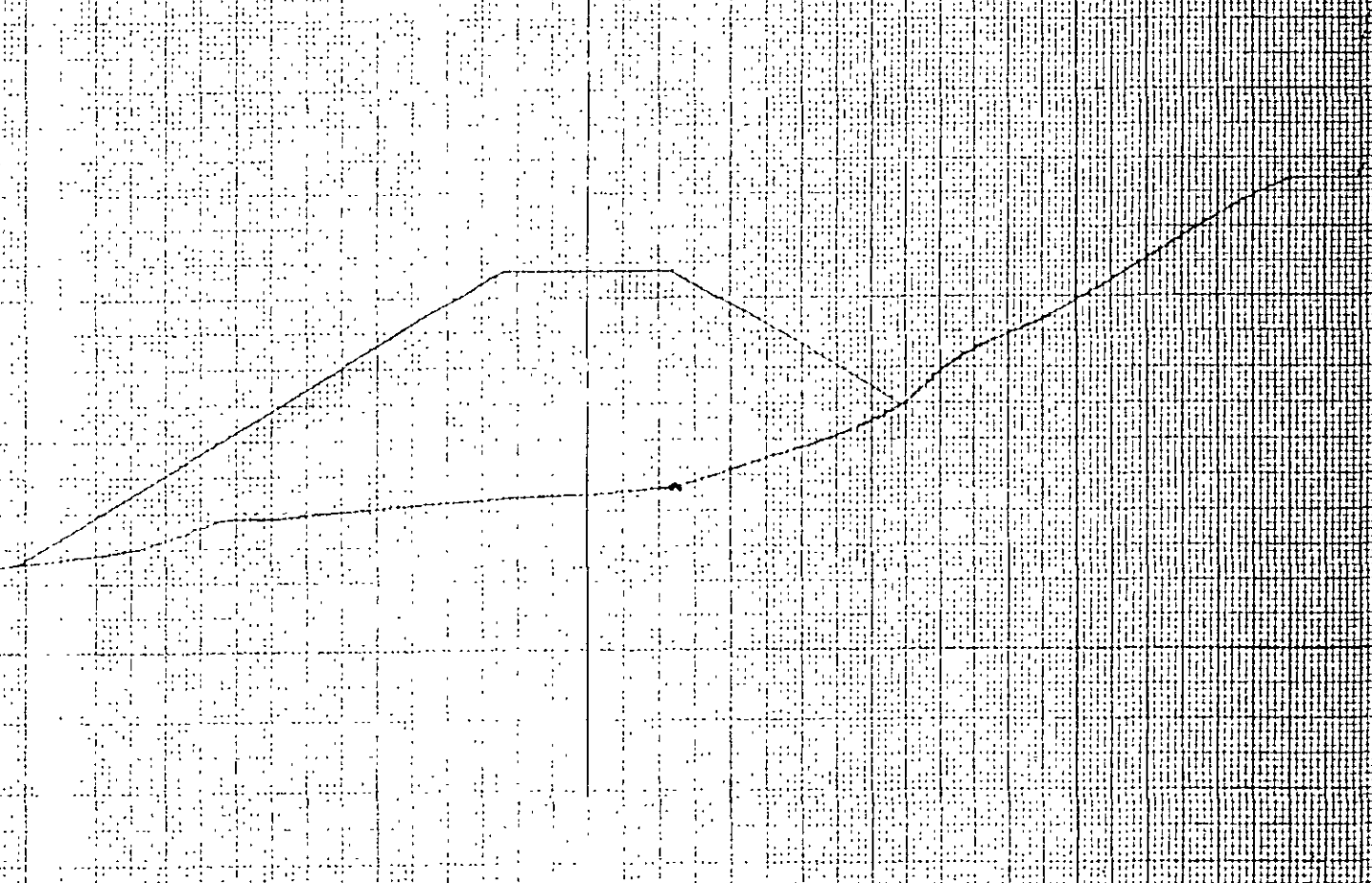
LADO IZQ

E

LADO DER

ELEVACIONES (m)

130
120
110
100
90



SECCION 150+480

TERMINACION

km 150 + 37.5 = 150 + 52.0

LADO IZQ.

LADO DER.

E

ALTIMETRIA (m)

30

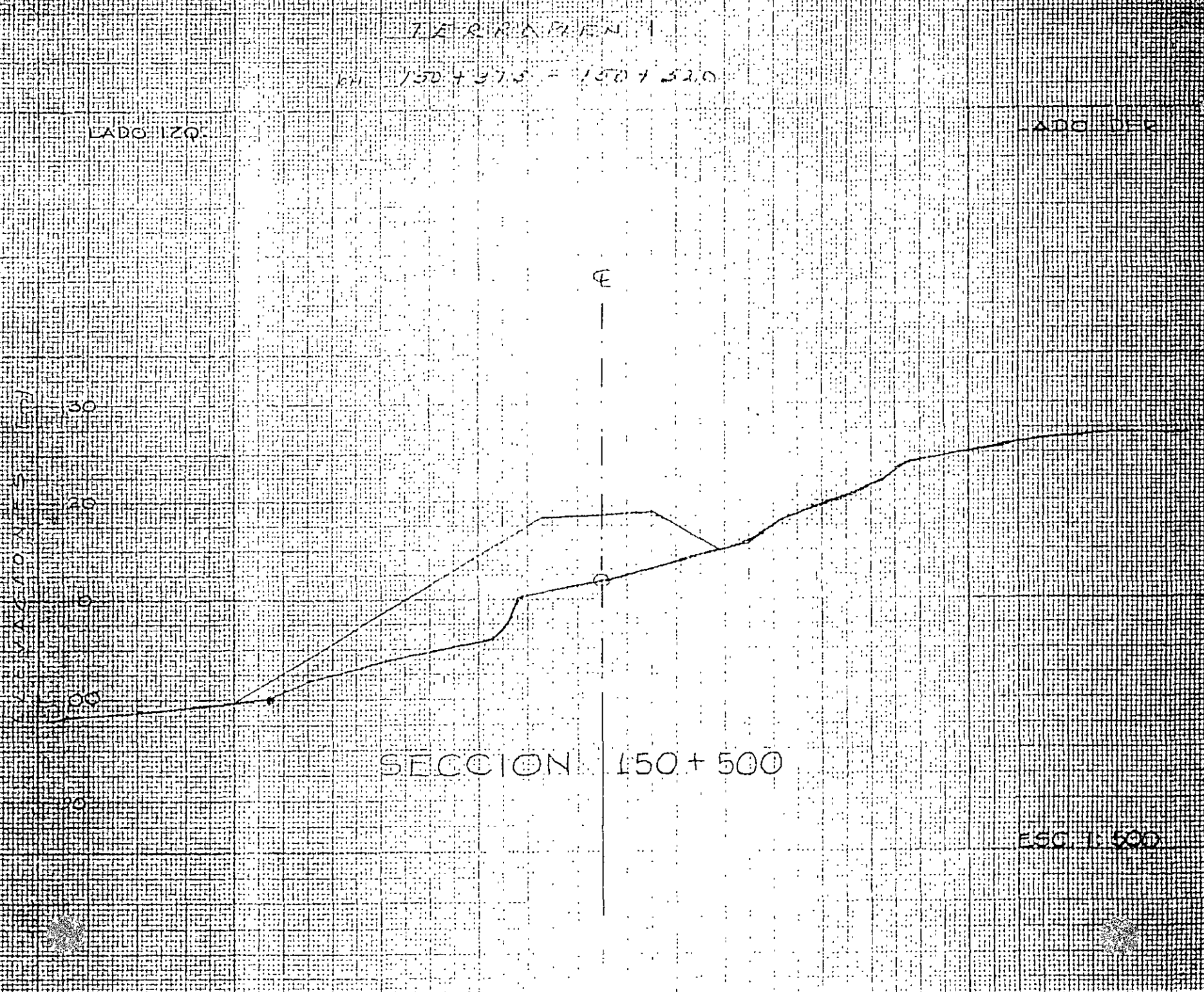
20

10

0

SECCION 150 + 500

ESC. 1:500



TERRAPLEN I

KM 150+375 - 150+520

LADO IZQ

E

LADO DER

ELEVACIONES (m)

130

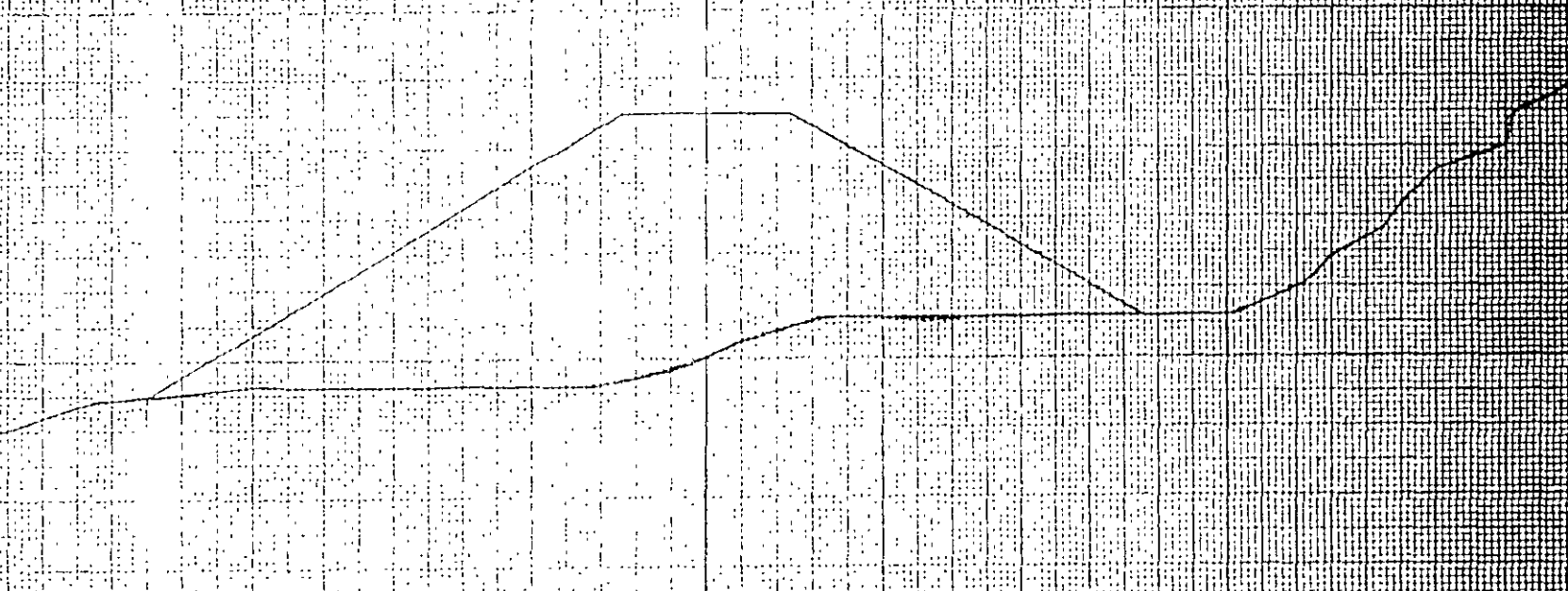
120

110

100

90

SECTION 150+416



EN 1207312 - 1207320

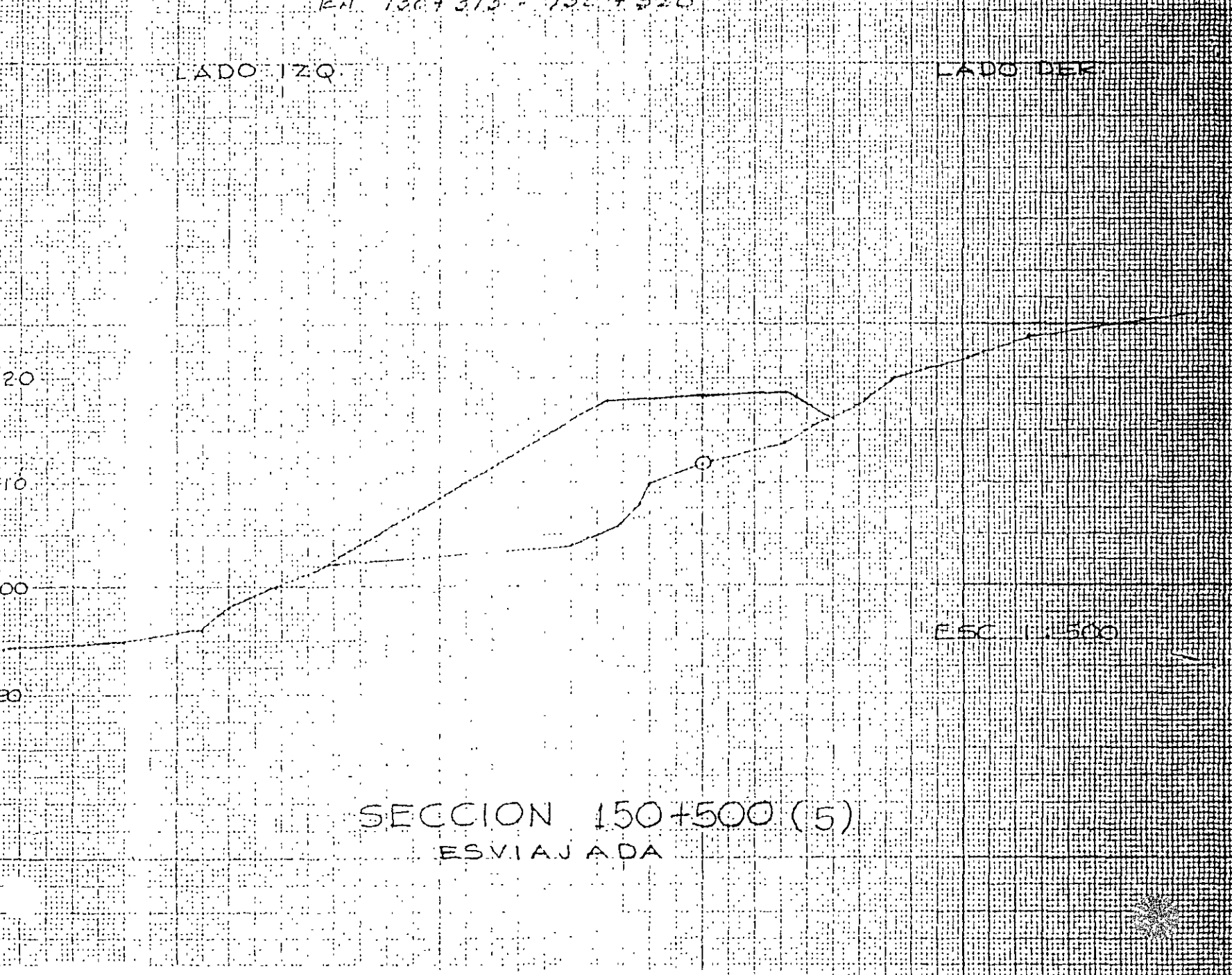
LADO IZQ.

LADO DER.

20
10
00
-10

ESC 1:500

SECCION 150+500 (5)
ESVIAJADA





DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

CARRETERA:

TRAMO:

OR:

KM. A KM.:



IAGSA

OBRA No. 1 TERRAPLEN DE KM. A KM.	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA				METAMORFICA		SUELO TIPO Y ESPESOR
	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LOMERIO	PLANO	IGNEA INT. LAVA	EXT. PIROCLASTOS	SEDIMENTARIA ESTRAT	NO ESTRAT	FOLIADA	NO FOLIADA	
7+850 A 8+020			X		X						CL 0.30 mts

DESCRIPCION GEOLOGICA:

ROCA DE CONSTITUCION BASALTICA DE COLOR NEGRO A GRIS OSCURO CON ESTRUCTURAS VESICULARES, ALTERADO Y FRACTURADO EL ESPESOR DE LA ZONA DE ALTERACION ES ENTRE 1 Y 2 MTS APROXIMADAMENTE EN EL FONDO DEL CAUCE SE TIENE TIRANTE DE AGUA DE 0.6 A 1.0M EN AMBAS MARGENES SE OBSERVA AFLORANDO ROCA BASALTICA

LONGITUD DEL TERRAPLEN : 520 mts.

PROFUNDIDAD EN CENTRO DE LINEA: 23.00

PRESUPUESTO (A,B,C) : 10 - 30 - 60

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACION, RELLENO, ABERTURA, PROFUNDIDAD): EL SISTEMA DE FRACTURAMIENTO SE PRESENTA EN DOS DIRECCIONES, FORMANDO BLOQUES DE 0.30 POR 0.80 DE ARISTA. LAS FRACTURAS SE ENCUENTRAN SELLADAS POR ARCILLA DE BAJA A MEDIANA PLASTICIDAD

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO): NO PRESENTA

ELUJO DE AGUA: HUMEDAD SOBRE LA MARGEN IZQUIERDA (POSIBLE CAUCE DE ARROYO) ENTRE LOS KM 7+620 A 7+740

ESPESOR DE SUELO A RETIRAR (PARA DESPLANTE DE TERRAPLEN): 0.30 mts. DE SUELO ARCILLOSO DE BAJA A MEDIANA PLASTICIDAD.
MATERIAL POSIBLE PARA FORMAR TERRAPLEN: FRAGMENTOS ch, m Y g EMPACADOS EN MATERIAL ARCILLO LIMOSO.
OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR): NO PRESENTA.

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO): DOS SONDEOS PERFORATORIOS, UNO EN CADA MARGEN (KM 7+640 Y KM 7+900).

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MURO, DRENES, MALLA, ETC. .): CONSTRUIR TERRAPLEN CON TALUDES DE 1.5:1 Y PROPAGAR VEGETACION EN AMBOS A MODO DE PROTECCION

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDERAN A LAS RECOMENDACIONES DEFINITIVAS EN EL INFORME



CARRETE

ORIC



TRAMO:

KM A KM:

IAGSA

DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

OBRA No. 11 TERRAPLEN DE KM. A KM.	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA				SUELO TIPO Y ESPESOR
	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LOMERIO	PLANO	IGNEA INT EXT.	SEDIMENTARIA ESTRAT NO ESTRAT	METAMORFICA FOLIADA NO FOLIADA		
48+520 A 48+730			X		X				CL-SM 0.20 mts

DESCRIPCION GEOLOGICA:

CONSTITUIDO POR BRECHA BASALTICA CON FRAGMENTOS CHICOS Y MEDIANOS MEDIANAMENTE A BIEN CEMENTACOS. LO CUBRE UNA CAPA DE SUELO VEGETAL DE 20 cm DE ESPESOR

LONGITUD DEL TERRAPLEN : 210 mts.

PROFUNDIDAD EN CENTRO DE LINEA: 22.00 mts.

PRESUPUESTO (A,B,C) : 00 - 80 - 20

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACION, RELLENO, ABERTURA, PROFUNDIDAD): EN DIFERENTES DIRECCIONES, FORMANDO BLOQUES DE 1 A 3 mts DE ARISTA.

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO): NO PRESENTA

ELUJO DE AGUA: SOBRE LA MARGEN IZQUIERDA SE OBSERVAN FLUJOS DE AGUA PRODUCTO DE LA HUMEDAD TRANSMITIDA POR LOS CANALES DE RIEGO CERCANOS.

ESPESOR DE SUELO A RETIRAR (PARA DESPLANTE DE TERRAPLEN): 0.20 mts . DE SUELO VEGETAL.

MATERIAL POSIBLE PARA FORMAR TERRAPLEN: MATERIAL PRODUCTO DE LOS CORTES O DE BANCO DEL PRESTAMO.

OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR): NO PRESENTA

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO):

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MURO, DRENES, MALLA, ETC...): CONSTRUIR TERRAPLEN CON TALUDES DEL CORTE 1.5:1 Y PROPAGAR VEGETACION EN AMBOS A MODO DE PROTECCION, PROGRAMAR DRENES O ALGUNA OBRA DE IMPERMEABILIZACION CERCA DE LOS CANALES PARA EVITAR LA FILTRACION DE AGUA.

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDERAN A LAS RECOMENDACIONES EN EL INFORME



CARRETERA:

ORIGEN:



IAGSA

TRAMO:

KM. A KM. :

DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

OBRA No. 44 TERRAPLEN DE KM A KM	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA						SUELO TIPO Y ESPESOR
	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LOMERIO	PLANO	IGNEA INT.	EXT.	SEDIMENTARIA		METAMORFICA		
135+380 A 135+760			X			X	ESTRAT	NO ESTRAT	FOLIADA	NO FOLIADA	ML-CL 0.20 m

DESCRIPCION GEOLOGICA:

CONSTITUIDO POR LAVA VITREA DE COMPOSICION RIOLITICA FRACTURADA DE COLOR GRIS CLARO SOBREYACIENDO SE TIENEN FRAGMENTOS CHICOS, MEDIANOS Y GRANDES EMPACADOS EN MATERIAL ARCILLO LIMOSO DE MEDIANA PLASTICIDAD DE 0.20 mts. DE ESPESOR EN EL CAUCE AFLORA EL MACIZO RIOLITICO CON ESCASO MATERIAL DE ACARREO COMO FRAGMENTOS MEDIANOS, CHICOS Y GRAVAS.

LONGITUD DEL TERRAPLEN: 380 mts.

PROFUNDIDAD EN CENTRO DE LINEA: 19.50 mts.

PRESUPUESTO (A,B,C): 00 - 60 - 40

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACION, RELLENO, ABERTURA, PROFUNDIDAD); SE OBSERVAN EN EL MACIZO QUE AFLORA EN EL CAUCE SIN UNA ORIENTACION DEFINIDA, SIN EMBARGO EL ARREGLO GENERA BLOQUES DE 0.20 A 0.80 mts DE ARISTA.

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO); NO PRESENTA.

FLUJO DE AGUA; NO PRESENTA

ESPESOR DE SUELO A RETIRAR (PARA DESPLANTE DE TERRAPLEN); 0.20 mts DE DESPALME

MATERIAL POSIBLE PARA FORMAR TERRAPLEN: MATERIAL PRODUCTO DE LOS CORTES O DE BANCO DE PRESTAMO

OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR); NO PRESENTA.

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO); NO NECESARIO.

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MURO, DRENES, MALLA, ETC....); CONSTRUIR TERRAPLEN CON TALUDES DE 1.7:1 Y PROPAGAR VEGETACION EN AMBOS A MODO DE PROTECCION.

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDERAN A LAS RECOMENDACIONES DEFINITIVAS EN EL INFORME.

RECOMENDACIONES

CORTE N° 20 135+764 - 135+986

A) Taludes.

A.1) Lado izquierdo

Cad. 135+764 - 135+986

- Talud : 1:1 hasta los ceros

- Recomendaciones especiales

- Formar cuneta en la parte interior con ancho de 80cm y profundidad de 20 cm según croquis 1.

A.2) Lado derecho

Cad. 135+764 - 135+880

- Talud : $\frac{1}{2}$:1 hasta los ceros

Cad. 135+880 - 135+900

- Talud : transición

Cad. 135+900 - 135+940

- Talud : $\frac{1}{2}$:1 entre la rasante y 15 m; berma; $\frac{3}{4}$:1 arriba de la berma hasta los ceros.

Cad. 135+940 - 135+950

- Talud : transición

Cad. 135+950 - 135+986

- Talud : $\frac{1}{2}$:1 hasta los ceros

- Recomendaciones especiales

- Protección del talud con malla triple torsión
- Concreto lanzado entre el nivel de la berma y 2.0 m abajo; $e=8\text{cm}$; $f_c=150\text{ kg/cm}^2$ y malla electrosoldada 6X6-10/10.
- Protección de berma con concreto hidráulico $f_c=100\text{ kg/cm}^2$ y $e=8\text{cm}$
- Formar cuneta en la parte interior con ancho de 80 cm y profundidad de 20 cm según croquis 1
- Instalar tres líneas de anclas de tensión la primera irá a 2.0 m abajo de los ceros del corte, la segunda a 3.0 m abajo de la primera y la tercera 3.0 m abajo de la segunda, estas líneas irán con inclinación de 15° con respecto a la horizontal, entre los kmts. 135+800 - 135+880 y se instalarán en tresbolillo @ 5.0 m de separación con capacidad de 40 ton.
- Construir una trabe de liga entre anclas de la misma hilera con sección de 30 cm de ancho por 40 cm de peralte se recomienda que las anclas se instalen durante el proceso de excavación, es decir que deberán estar terminadas antes de que el piso del corte en esa zona llegue al nivel de proyecto.

B) Contracunetas

B.1 Lado izquierdo: No necesarias

B.2 Lado derecho: Ubicadas a 2 m de los ceros en el tramo comprendido entre los cadenamientos 135+764 - 135+986.

C) Subdrenaje

C.1 Lado derecho: no es necesario

C.2 Lado izquierdo: no es necesario

D) Lavaderos

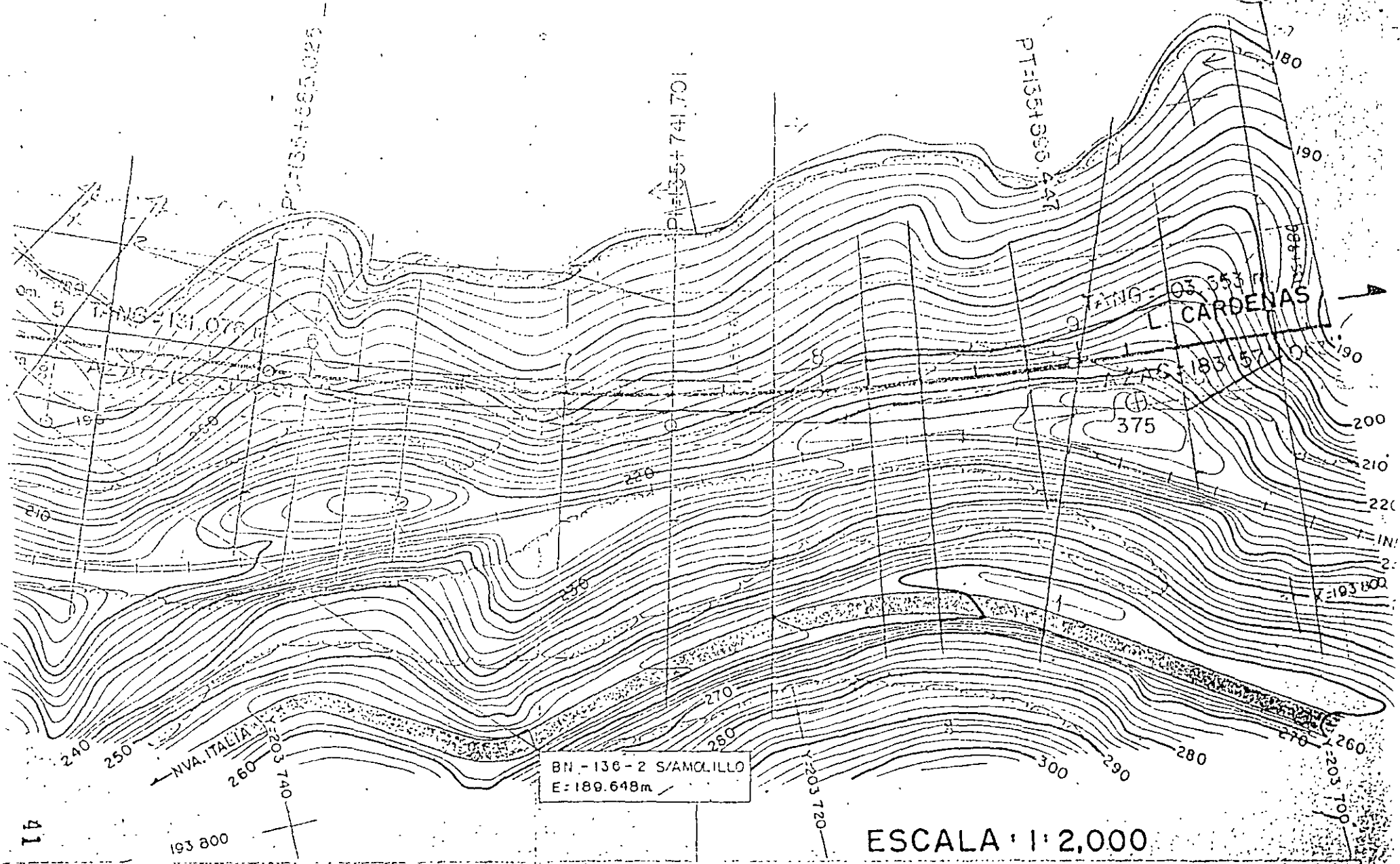
D.1 Lado derecho. No es necesario.

D.2 Lado izquierdo No es necesario.

Nota 1 : La elevación de la berma podrá variar hasta en $\pm 2.0\text{m}$ en relación con la recomendada con objeto de poder dar la pendiente longitudinal indicada.

135 2

136



0.15	0.12	0.00		
0.30	0.15	-2.00	-2.00	-2.00
-5.20	-2.60	-2.00	-2.00	-2.00
-5.20	2.60	0.00	-2.00	-2.00



DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

CARRETERA:

TRAMO:

ORIGEN:

KM. A KM. :



IAGSA

OBRA No. 45 CORTE DE KM A KM.	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA						SÚELO TIPO Y ESPESOR
	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LOMERIO	PLANO	IGNEA		SEDIMENTARIA		METAMORFICA		
135+764 A 135+985			X		INT.	EXT.	ESTRAT	NO ESTRAT	FOLIADA	NO FOLIADA	ML-CL 0.20 mts

DESCRIPCION GEOLOGICA.

CONSTITUIDO POR LAVA VITREA DE COMPOSICION RIOLITICA FRACTURADA, SOBREYACIENDO SE TIENEN FRAGMENTOS CHICOS, MEDIANOS Y GRANDES EMPACADOS EN LIMO ARCILLOSO Y ARENOSO DE BAJA A MEDIANA PLASTICIDAD.

LONGITUD DEL CORTE : 230 mts

PROFUNDIDAD DE CORTE EN CENTRO DE LINEA: 18 50 MTS.

PRESUPUESTO (A,B,C) : 00 - 40 - 60

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACIÓN, RELLENO, ABERTURA, PROFUNDIDAD); EL FRACTURAMIENTO NO PRESENTA UNA DIRECCION DEFINIDA, SIN EMBARGO, FORMA BLOQUES DE 40 A 80 cm DE ARISTA.

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO); NO PRESENTA.

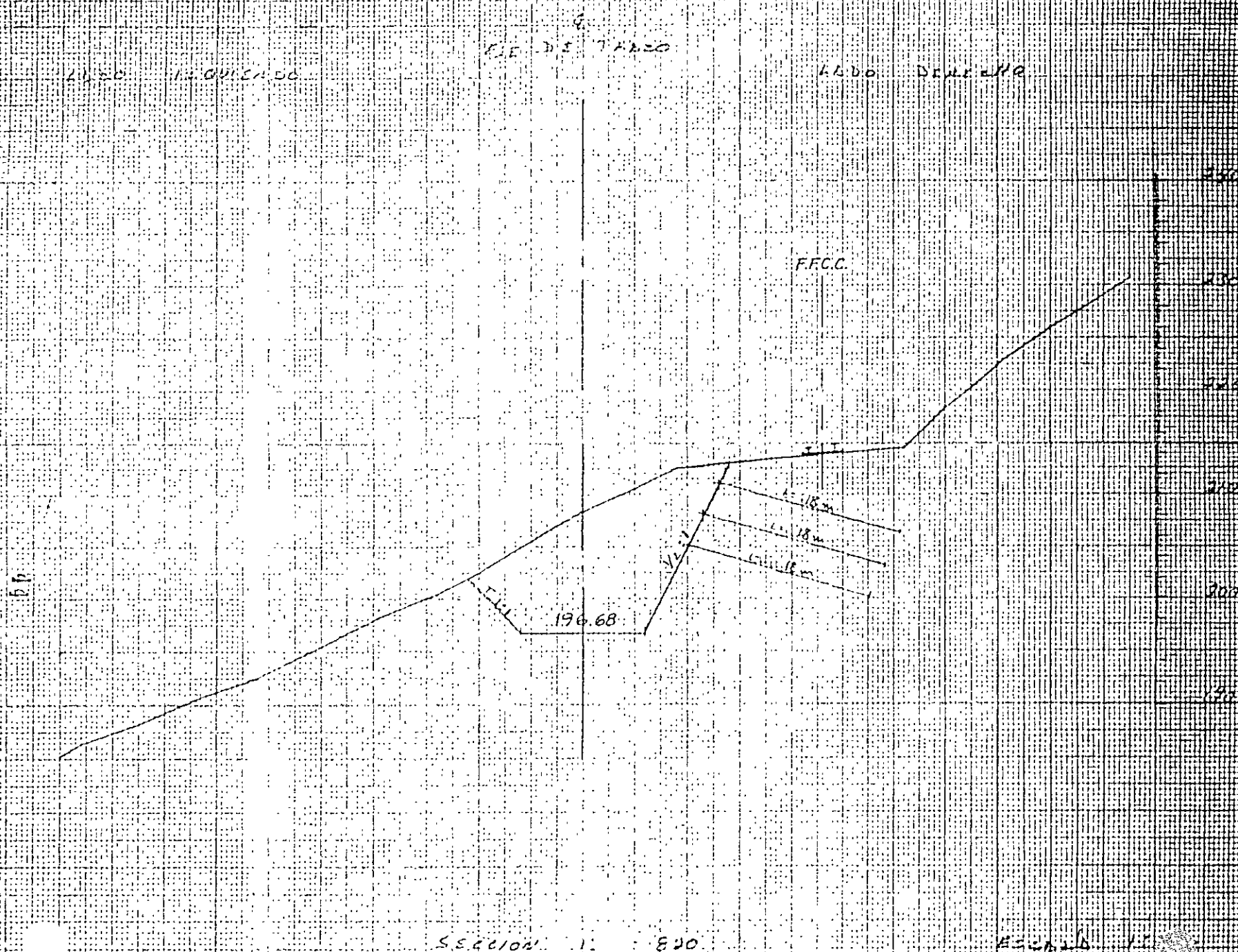
FLUJO DE AGUA: NO PRESENTA

OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR): NO PRESENTA

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO): NO NECESARIO

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MURO, DRENES, MALLA, ETC...); DEJAR BANQUETA DE 3 00 MTS Y PROYECTAR TALUDES DE 1/2 A 3/4.1 COLOCAR MURO DE GAVIONES DE 2 00 MTS. DE BASE POR 3.00 MTS DE ALTURA A MODO DE MURO ALCANCIA

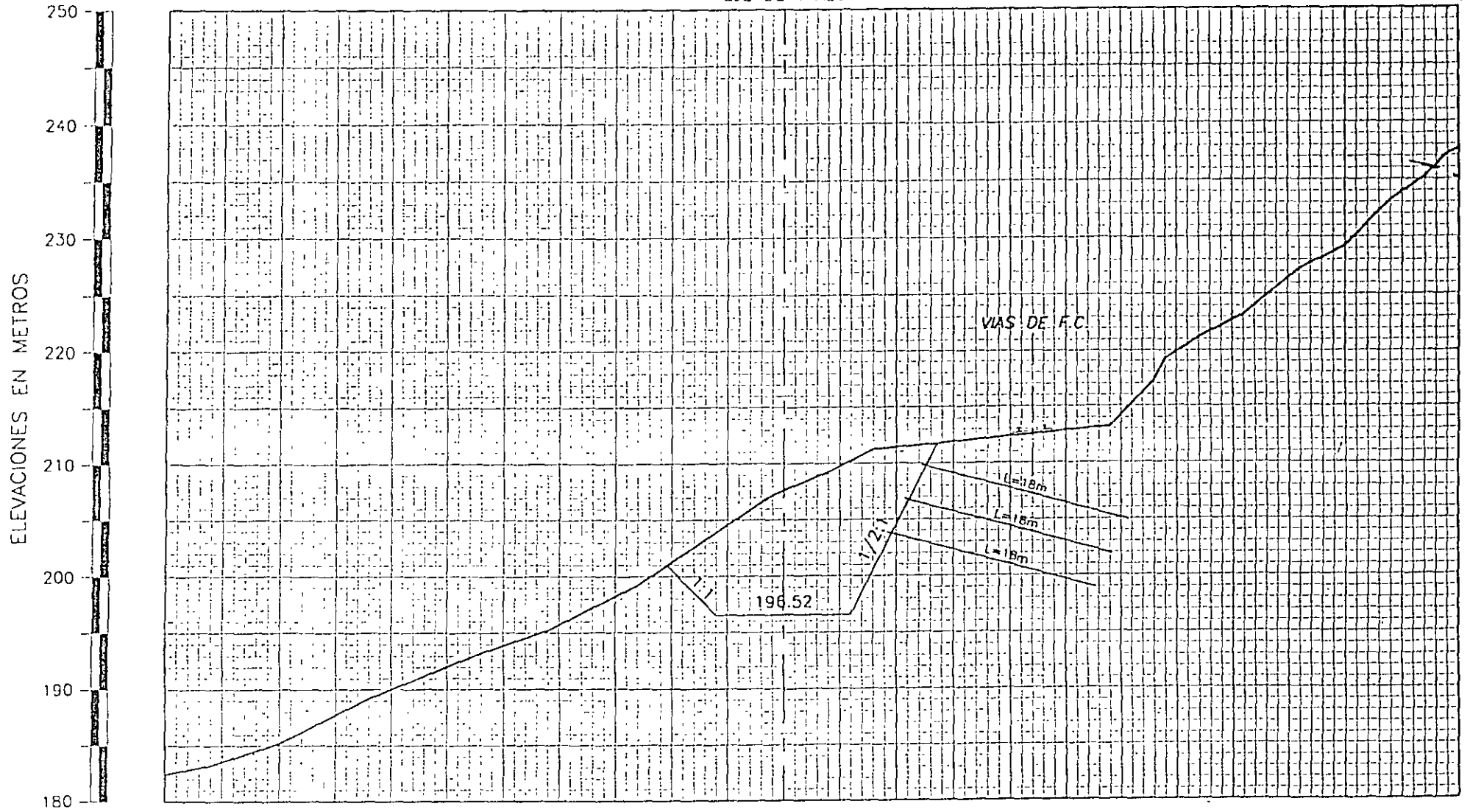
NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDERAN A LAS RECOMENDACIONES DEFINITIVAS EN EL INFORME.



LADO IZQUIERDO

EJE DE TRAZO

LADO DERECHO



SECCION 135+840

ESCALA 1:500

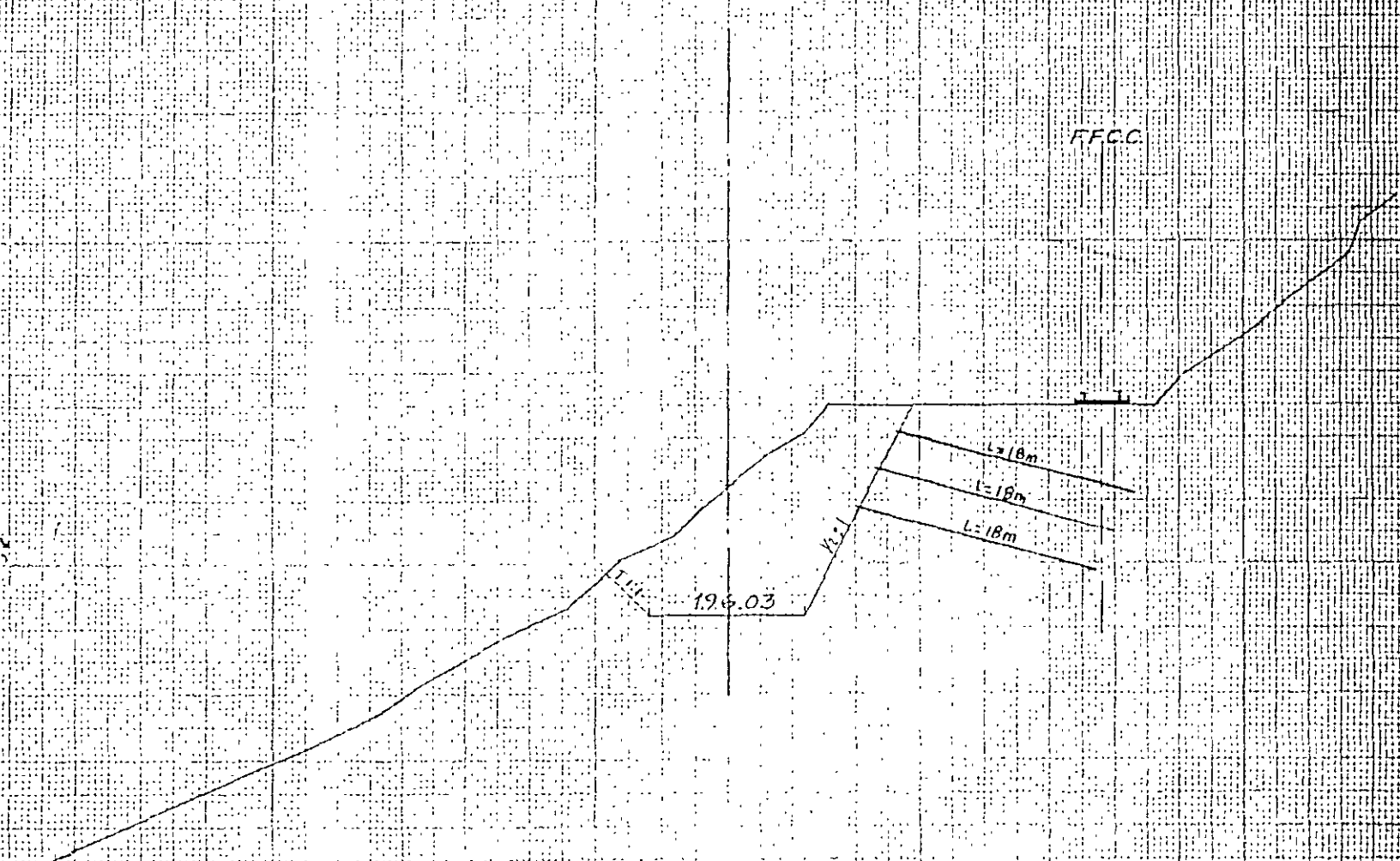
1050 JECURUPA

515 DE TUBO

1050 DEKSAJO

FFCC

35



SECCION 135+880

ESCALA 1:500

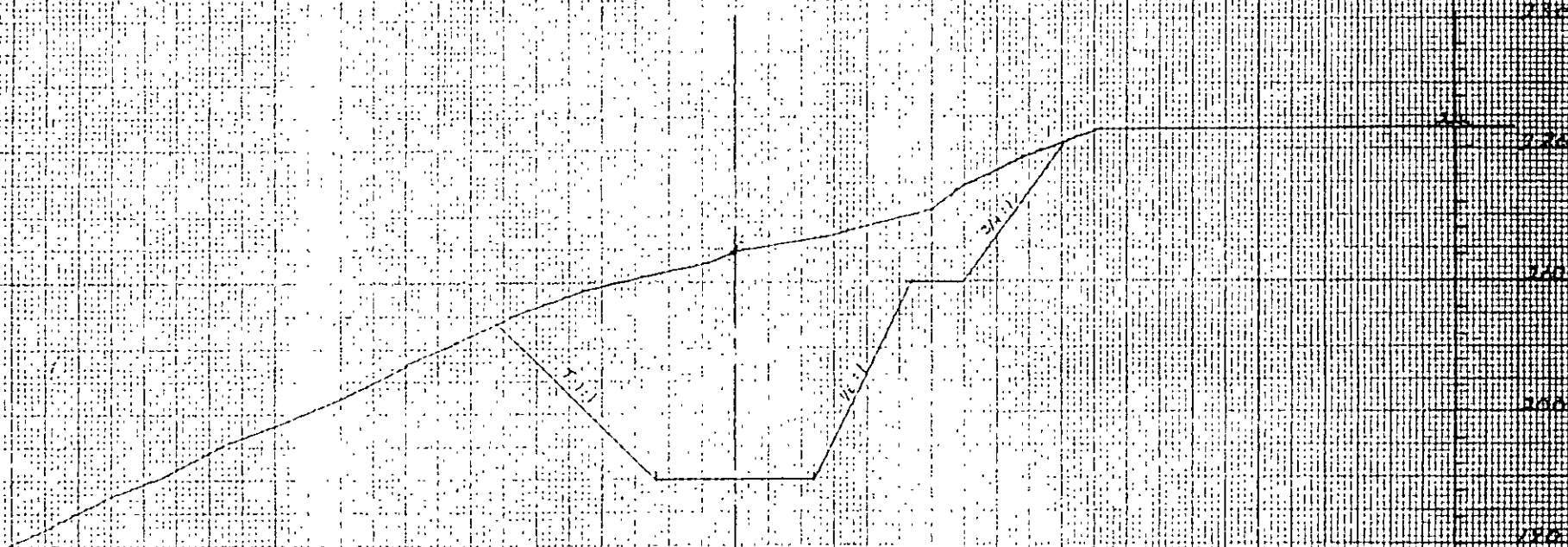


E

LADO IZQUIERDO

EJE DE TUBOS

LADO DERECHO



194.90

SECCION 135 + 940

ESCALA 1:500

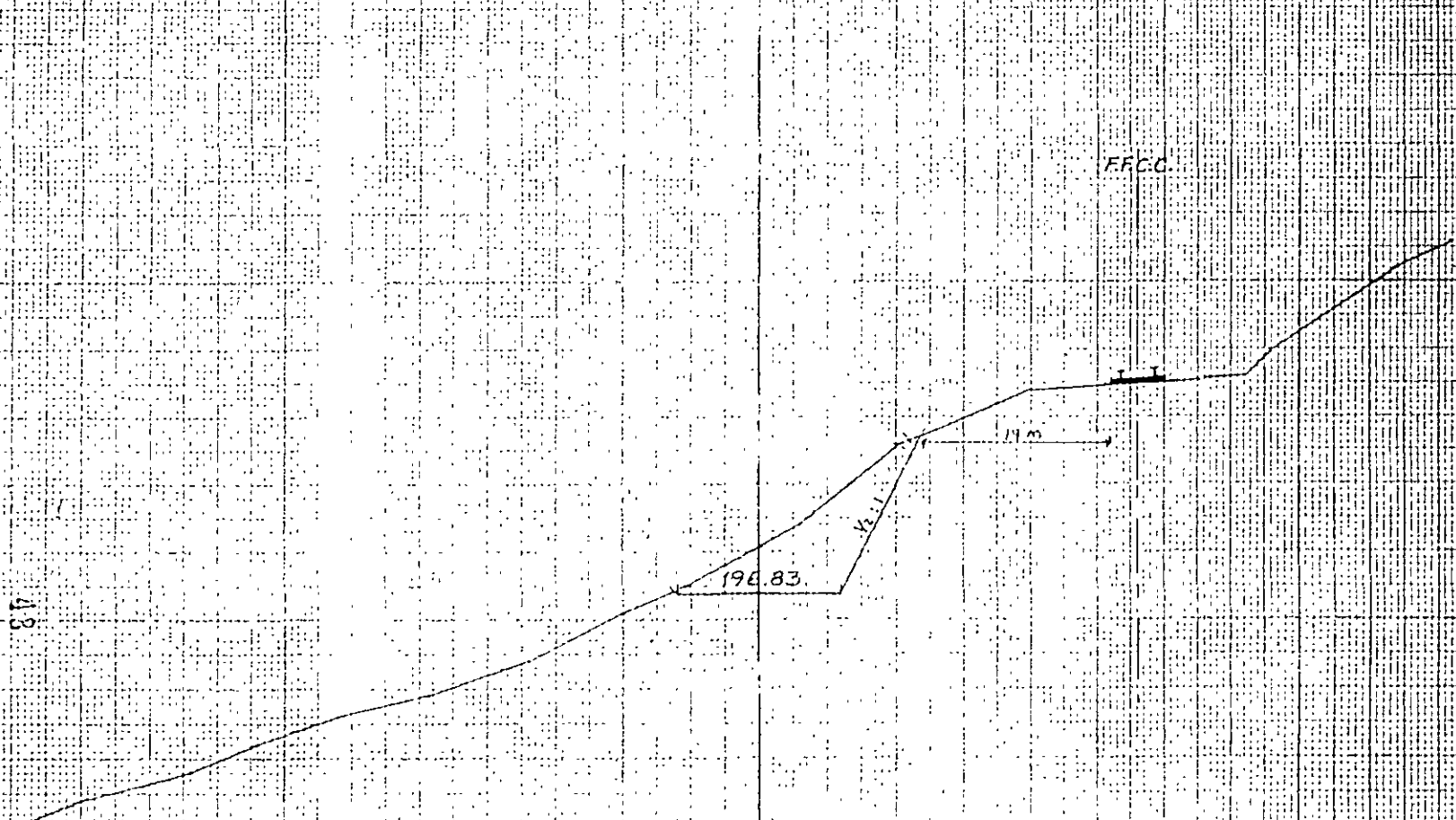
47

2
PROF. 1983

1983

1983

1983



FFCC

11m

198.83

1:1

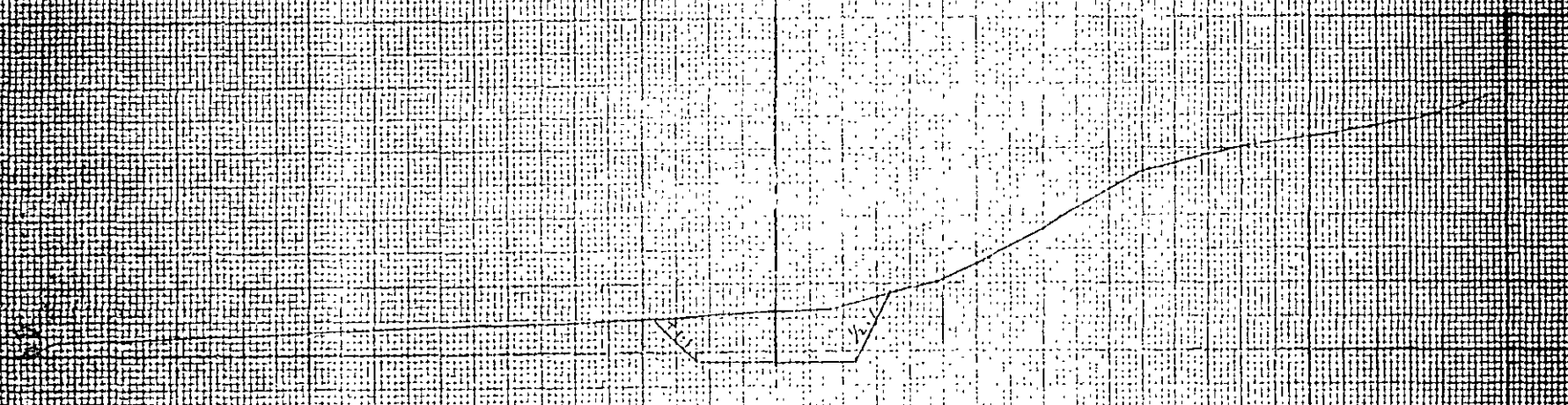
SECCION 1 1983

1983

SECTION 135 + 980

SECTION 135 + 980

SECTION 135 + 980



194.19

SECTION 135 + 980

SECTION 135 + 980

LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

♀
EJE DE TRAZO

240

230

220

210

200

190

F.F.C.A.

T.H.

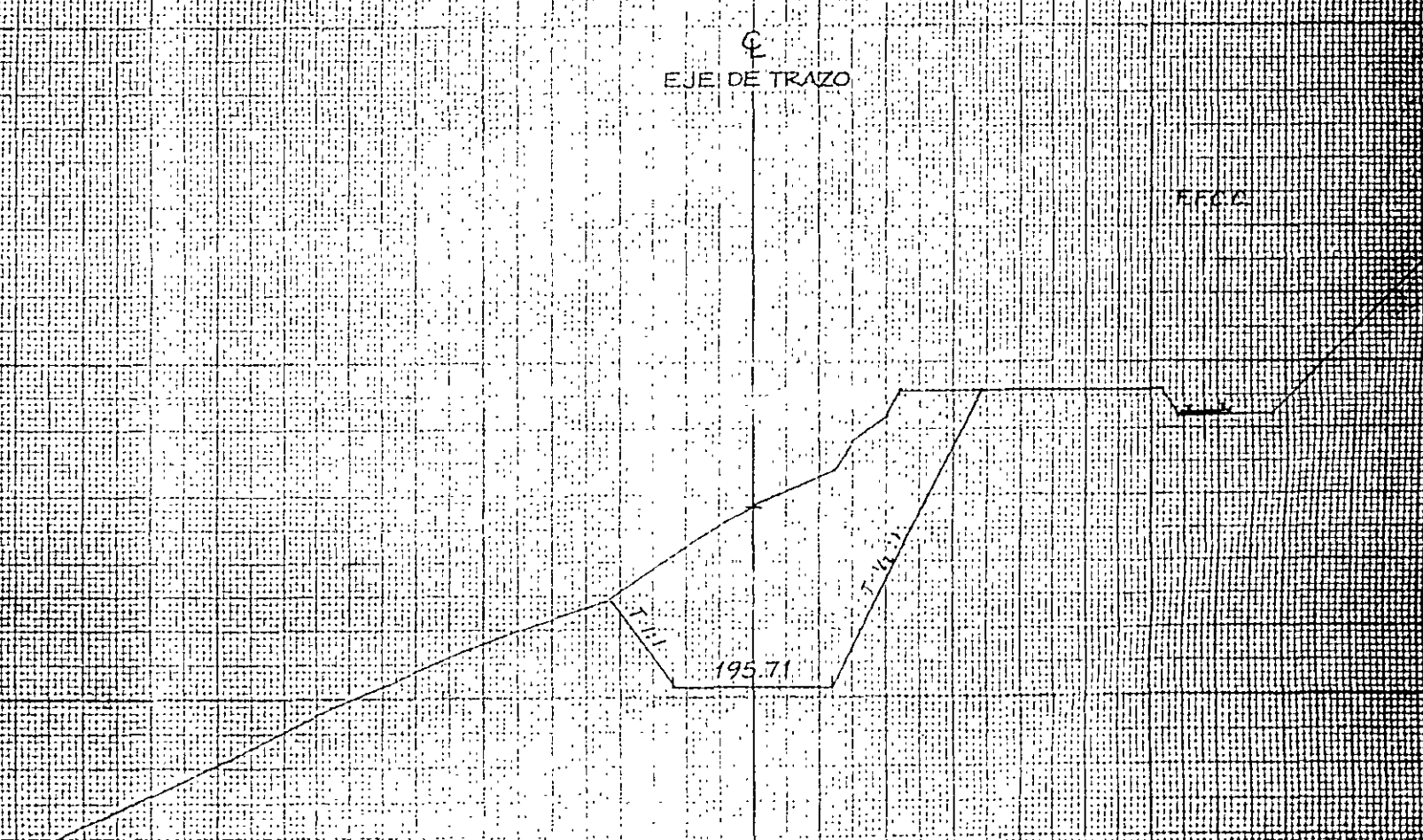
195.71

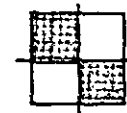
T.H.

SECCION 1-1

135+900

ESCALA 1:100



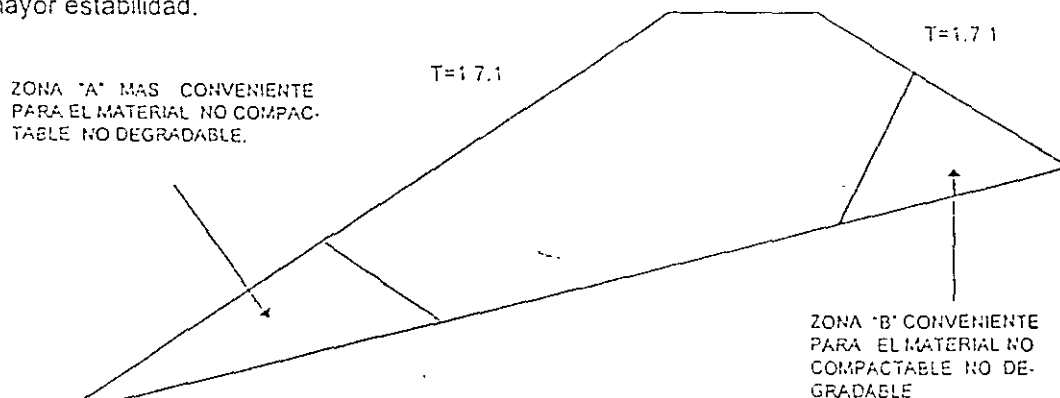


IAGSA

CARRETERA:
TRAMO:
SUBTRAMO:
TERRAPLEN:
KM. :48+640 (48+515 - 48+726)

RECOMENDACIONES

1. Taludes con inclinación 1.7:1 horizontal a vertical.
2. En éste terraplén se tiene contemplada una obra de drenaje la cual se ubicará en el km. 48+640 constituida por tubo de lámina de 4.88 m \varnothing , misma que se deberá construir en todo el ancho del terraplén, arropada mediante la colocación de suelo - cemento a los lados de esta en un ancho equivalente a 0.75 veces el diámetro con $f_c > 20 \text{ kg/cm}^2$. El suelo cemento se colocará hasta alcanzar 1.0 m arriba del lomo del tubo.
El desplante de la tubería que constituye la alcantarilla será sobre un "colchón" de 60 cm de espesor de concreto ciclópeo a su vez apoyado en fragmentos de roca grava y arena basáltica. Deben evitarse cambios bruscos de éste espesor en valores mayores que 30 cm. Se recomienda revisar la estructura ante momento flexionante, cortante y fuerza axial (éste último valor permite verificar la cantidad de tornillos necesaria).
3. Debido a escurrimiento observado en la margen izquierda (lado Uruapan) se deberá colocar una capa de material drenante de 1.0 m de espesor mínimo en contacto con el terreno natural, después de realizados los escalones de liga tal como se muestra en el perfil sobre el eje, en la cual se realizarán dos tipos de escalones de liga, los 1 tendrán pendientes hacia los escalones N° 2, estos últimos estarán recubiertos con concreto simple de 30 cm de espesor tanto la cara vertical como la horizontal y servirán para captar el agua proveniente de los escalones N° 1 y se conectará a lavaderos construidos al final de terraplén del lado izquierdo. Así mismo adyacente al costado izquierdo del suelo cemento que protege a la tubería y en toda su longitud se deberá colocar como obra de drenaje material de filtro el cual deberá escurrir hacia el lado izquierdo del cauce.
4. Para conformar el cuerpo del terraplén se podrá utilizar los materiales de banco o de cortes adyacentes constituidos por fragmentos chicos medianos y grandes de basalto empacados en toba areno limosa, en capas de 20 cm de espesor compactados al 90% de la prueba AASTHO modificada colocadas con la humedad óptima. Si se emplea material no compactable y no degradable entonces debe colocarse alejado cuando menos 3.0 m de cualquier punto de la obra de drenaje y del suelo-cemento que la rodea y de preferencia en las partes bajas y exteriores del terraplén en una zona y en una forma que propicien una mayor estabilidad.



SECCION DE TERRAPLEN

5. Presiones en la tubería (suponiendo un espesor de terraplén sobre ella igual a 24m)

COMBINACIONES	
1	2
$P_v = 30.8 \text{ T/m}^2$ $P_h = 24.6 \text{ T/m}^2$	$P_v = 30.8 \text{ T/m}^2$ $P_v = 17.2 \text{ T/m}^2$

Se escogerá la combinación que de mayores elementos mecánicos; momento flexionante cortante o fuerza axial; así como mayor refuerzo.

Propiciar arqueado mediante capa de suelo compactable de 1.0 m de espesor colocada en estado suelo. Su ancho será el diámetro de la tubería más 1 m a cada lado y se ubicará directamente sobre el suelo - cemento. La longitud de colocación será de 20 m hacia ambos lados del eje si la alcantarilla tiene un esviaje menor de 30°.

6. Contraflecha de diseño

En la tabla siguiente se indica la sobreelevación de la rasante que se recomienda efectuar para propiciar que en el largo plazo la elevación de la rasante sea la de proyecto.

CADENAMIENTO (KM)	SOBREELEVACION (CM)
48+515	0
48+540	4.8
48+560	7.2
48+580	8.8
48+600	12.0
48+640	13.4
48+680	12.0
48+700	9.6
48+720	5.6
48+732	0

6. Excavar escalones de liga de 3.0 m de ancho mínimo de huella y con pendiente de 4% hacia la izquierda aguas abajo.

7. Obras complementarias de drenaje

- Bordillos.- Se instalarán en los límites externos del acotamiento del camino para dirigir el agua hacia lavaderos.

- Lavaderos - Se recomienda la construcción de lavaderos distribuidos a cada 50 m de separación entre ellos, transversales al eje del camino, mismos que irán conectados a los bordillos.

8. Para proteger los taludes del terraplén se deberá propiciar la vegetación con hidrosiembra y semillas del lugar.

N. 49.2. S / ROCA FIJA
E = 459.025 M.

U 49.00

L.D.V.

41.00 M

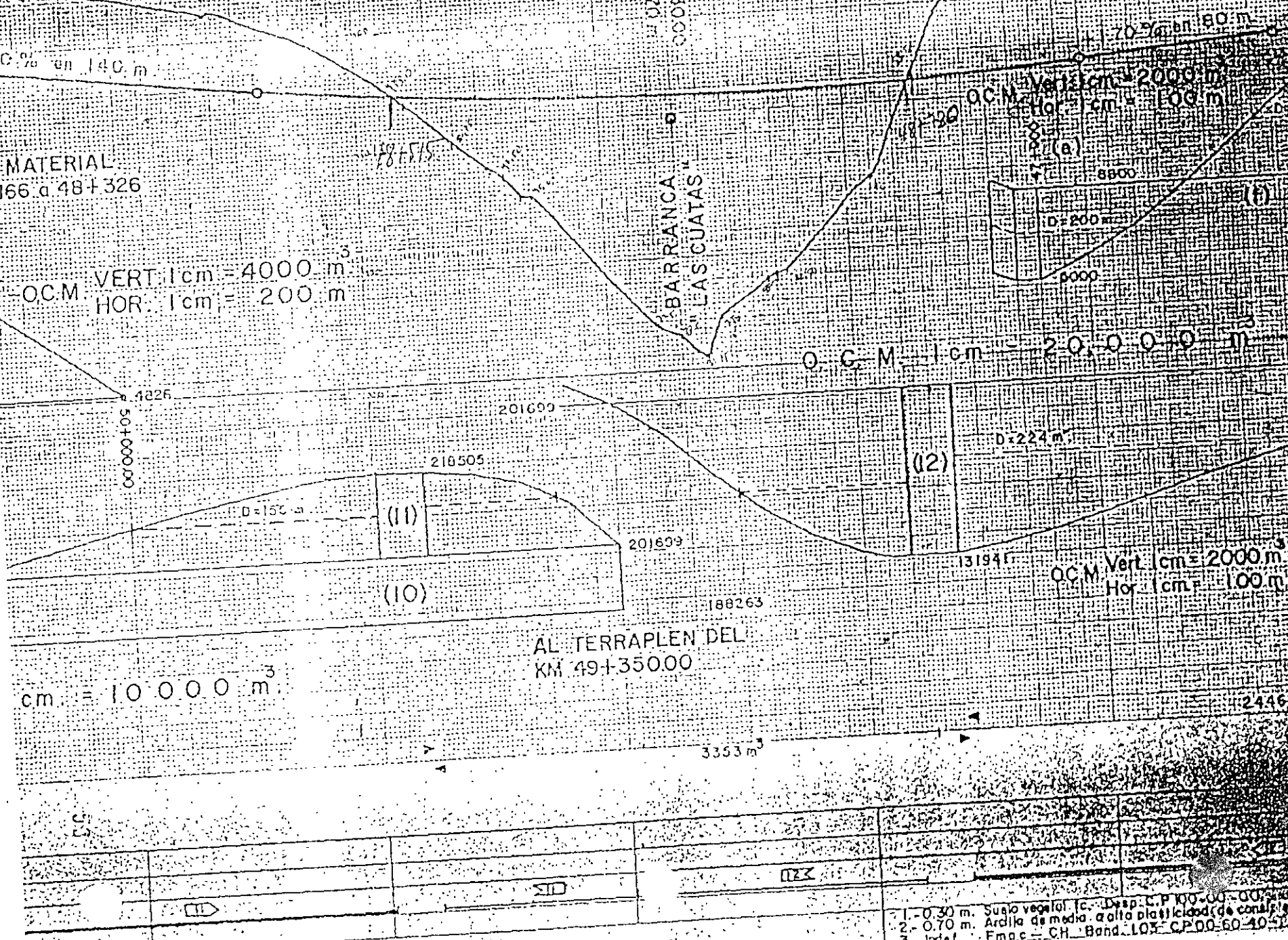
19.00 M

L.D.V.

PST=48+500.000

BARRONCO JUS
BARRONCO

3° 11' 24"



MATERIAL
66 a 48+326

O.C.M. VERT. 1 cm = 4000 m
HOR. 1 cm = 200 m

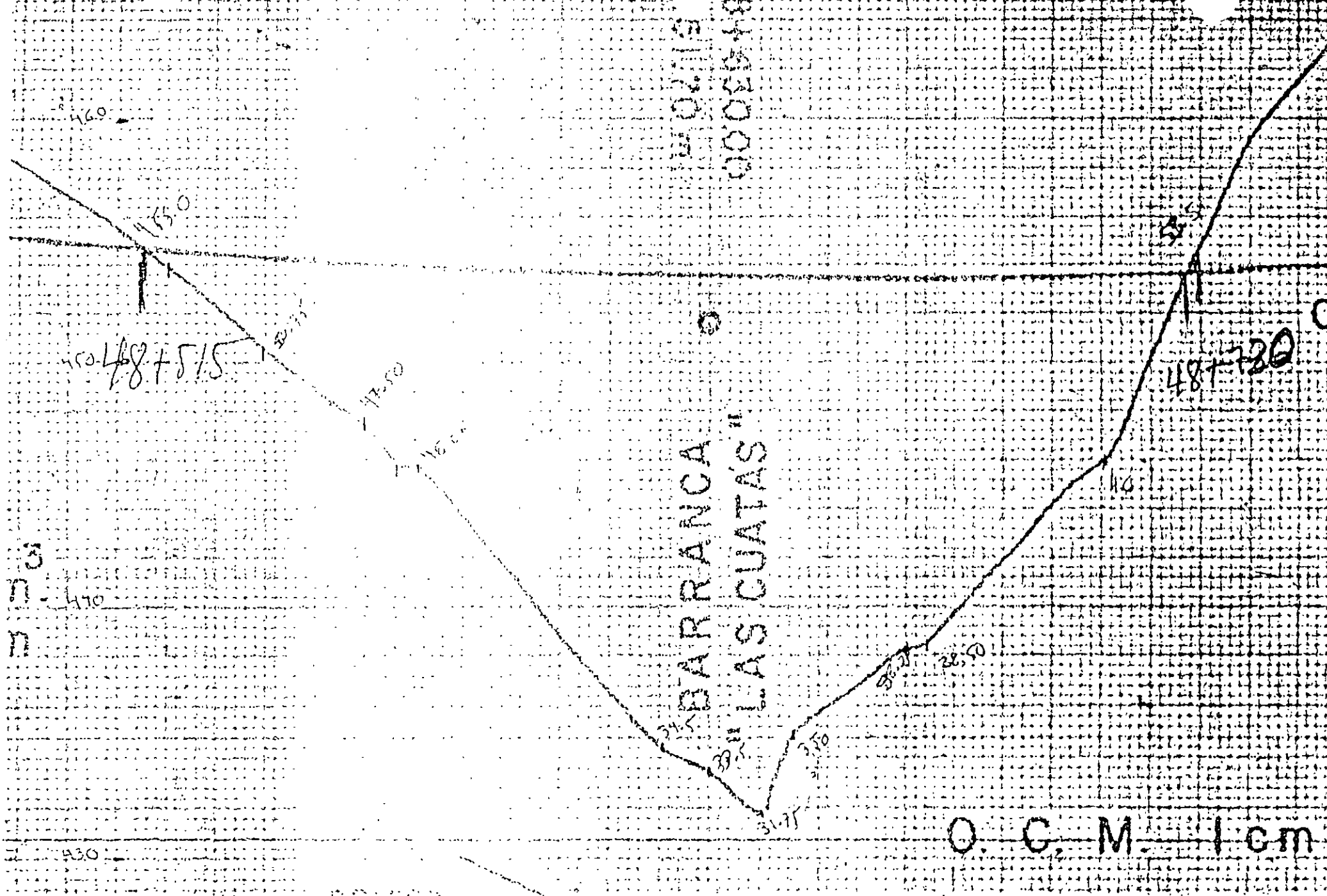
O.C.M. VERT. 1 cm = 2000 m
HOR. 1 cm = 100 m

O.C.M. 1 cm = 20,000 m

cm = 10 000 m³

AL TERRAPLEN DEL
KM 49+35000

1	0.30 m.	Suelo vegetal (c. - Desp. C.P. 100-00-00)
2	0.70 m.	Ardilla de media a alta plasticidad (de cons. 3)
3	Inf. Inf.	Emac - CH - Band. L03 - C.P. 00-60-40





DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

CARRETERA: .

TRAMO:

ORIGEN:

KM A KM:



IAGSA

OBRA No. 11 TERRAPLEN DE KM. A KM.	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA						SUELO TIPO Y ESPESOR	
	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LOMERIO	PLANO	IGNEA INT LAVA FOLIADA	EXT. PIROCLASTOS	SEDIMENTARIA ESTRAT	NO ESTRAT	METAMORFICA FOLIADA NO FOLIADA			
48+520 A 48+730			X		X							CL-SM 0.20 mts

DESCRIPCION GEOLOGICA:

CONSTITUIDO POR BRECHA BASALTICA CON FRAGMENTOS CHICOS Y MEDIANOS MEDIANAMENTE A BIEN CEMENTACOS. LO CUBRE UNA CAPA DE SUELO VEGETAL DE 20 cm DE ESPESOR

LONGITUD DEL TERRAPLEN : 210 mts

PROFUNDIDAD EN CENTRO DE LINEA: 22,00 mts.

PRESUPUESTO (A,B,C) : 00 - 80 - 20

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACIÓN, RELLENO, ABERTURA, PROFUNDIDAD), EN DIFERENTES DIRECCIONES, FORMANDO BLOQUES DE 1 A 3 mts DE ARISTA

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO): NO PRESENTA

ELUJO DE AGUA: SOBRE LA MARGEN IZQUIERDA SE OBSERVAN FLUJOS DE AGUA PRODUCTO DE LA HUMEDAD TRANSMITIDA POR LOS CANALES DE RIEGO CERCANOS.

ESPESOR DE SUELO A RETIRAR (PARA DESPLANTE DE TERRAPLEN): 0 20 mts DE SUELO VEGETAL.

MATERIAL POSIBLE PARA FORMAR TERRAPLEN: MATERIAL PRODUCTO DE LOS CORTES O DE BANCO DEL PRESTAMO

OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR): NO PRESENTA

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO):

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MURO, DRENES, MALLA, ETC....): CONSTRUIR TERRAPLEN CON TALUDES DEL CORTE 1.5:1 Y PROPAGAR VEGETACIÓN EN AMBOS A MODO DE PROTECCION, PROGRAMAR DRENES O ALGUNA OBRA DE IMPERMEABILIZACION CERCA DE LOS CANALES PARA EVITAR LA FILTRACION DE AGUA

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDEPAN A LAS RECOMENDACIONES EN EL INFORME.

LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

€
EJE DE TRAZO

453.98

460
450
440

ESCALA 1:500

SECCION 48 + 560

56

LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

Q

EJE DE TRAZO

454125

510

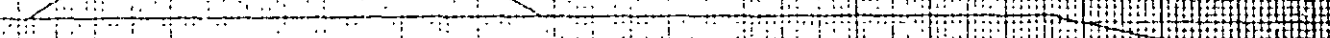
500

490

ESCALA 1:500

SECCION 46 + 540

57



LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

CL

EJE DE TRAZO

454.56

ESCALA 1:500

SECCION 48 + 520

88

460

450

440

LADO IZQUIERDO.

LADO DERECHO.

⊕

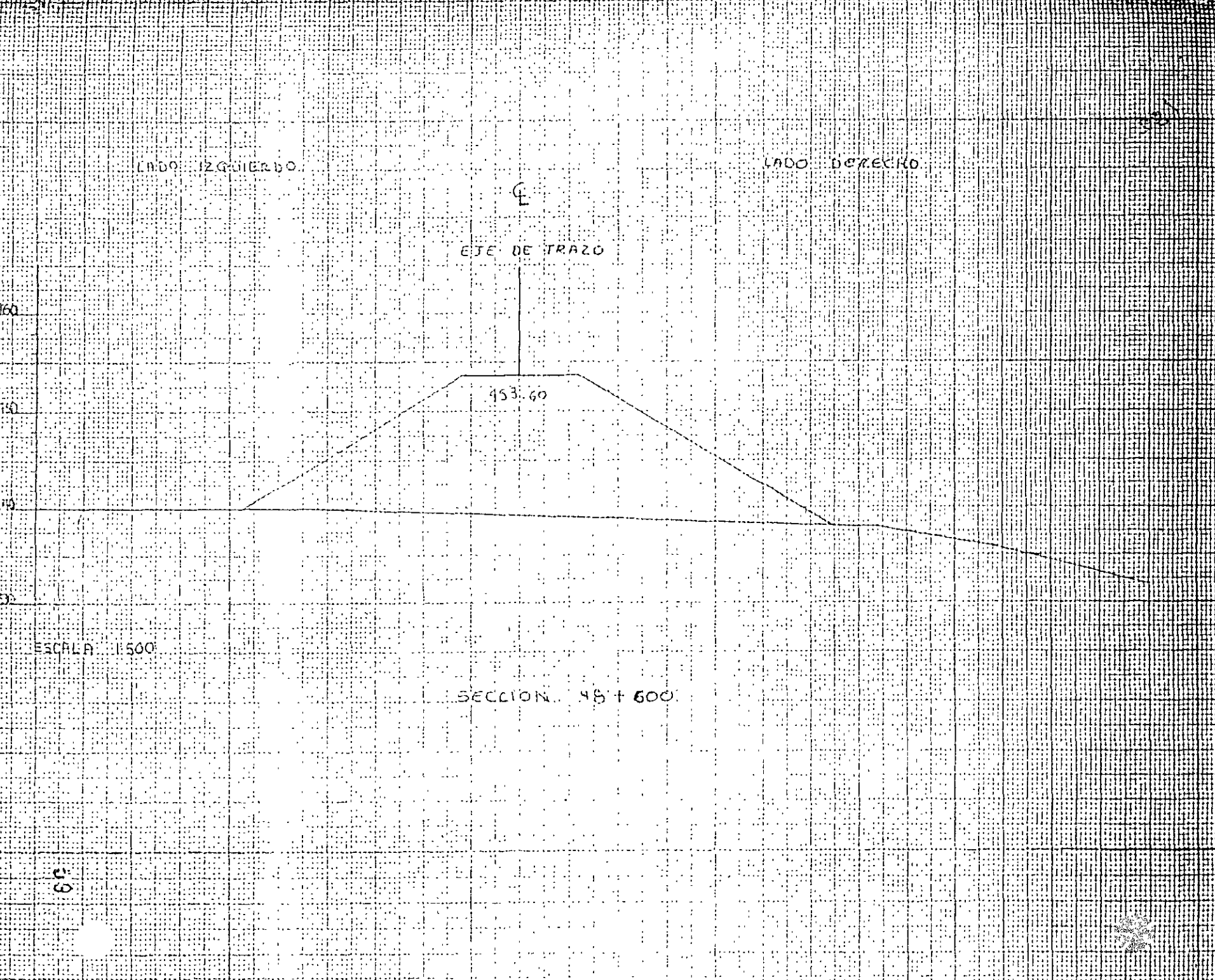
EJE DE TRAZO

453.60

ESCALA: 1:500

SECCION 48 + 600

6°



LADO IZQUIERDO

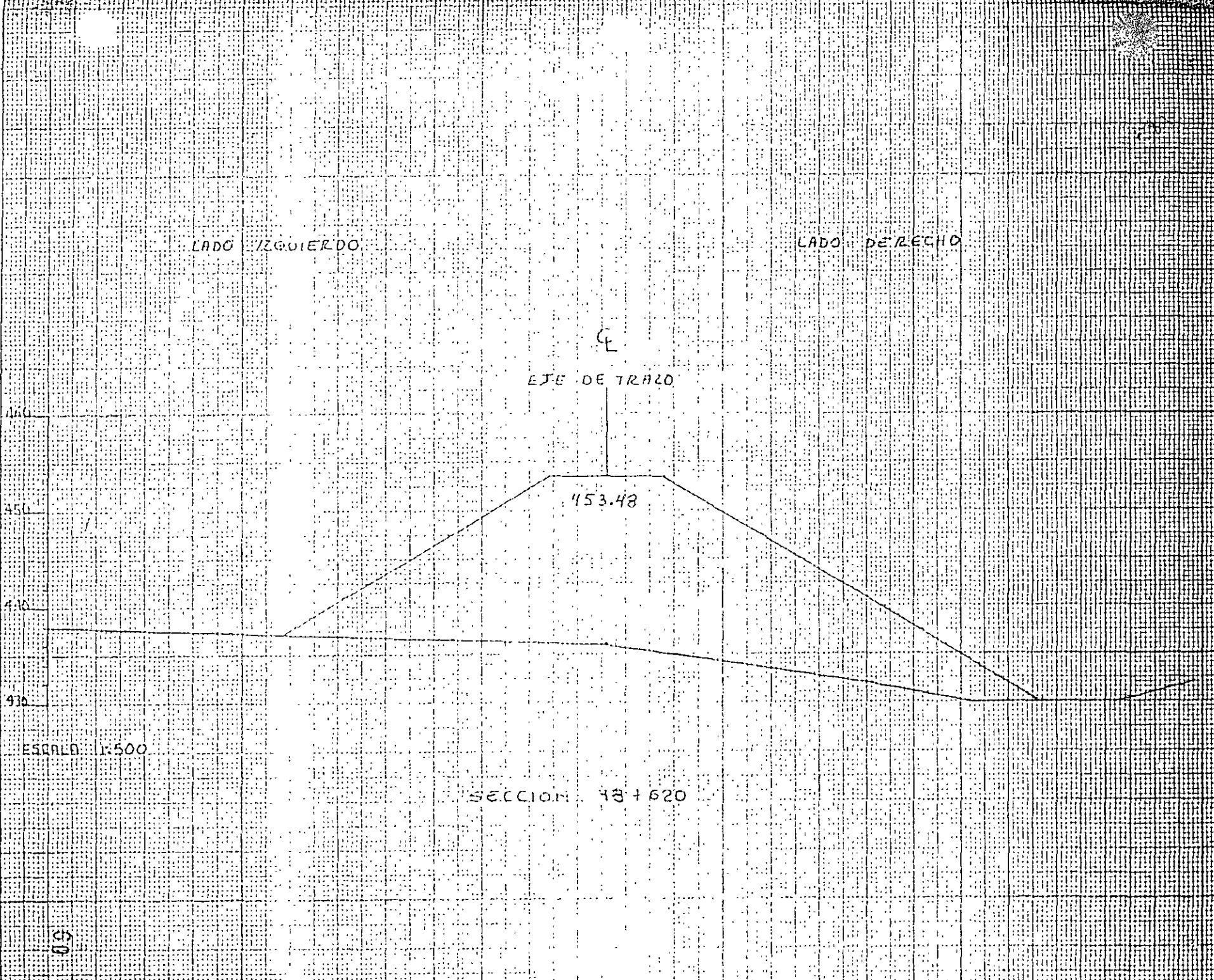
LADO DERECHO

E
EJE DE TRAZO

453.48

ESCALA 1:500

SECCION 48+620



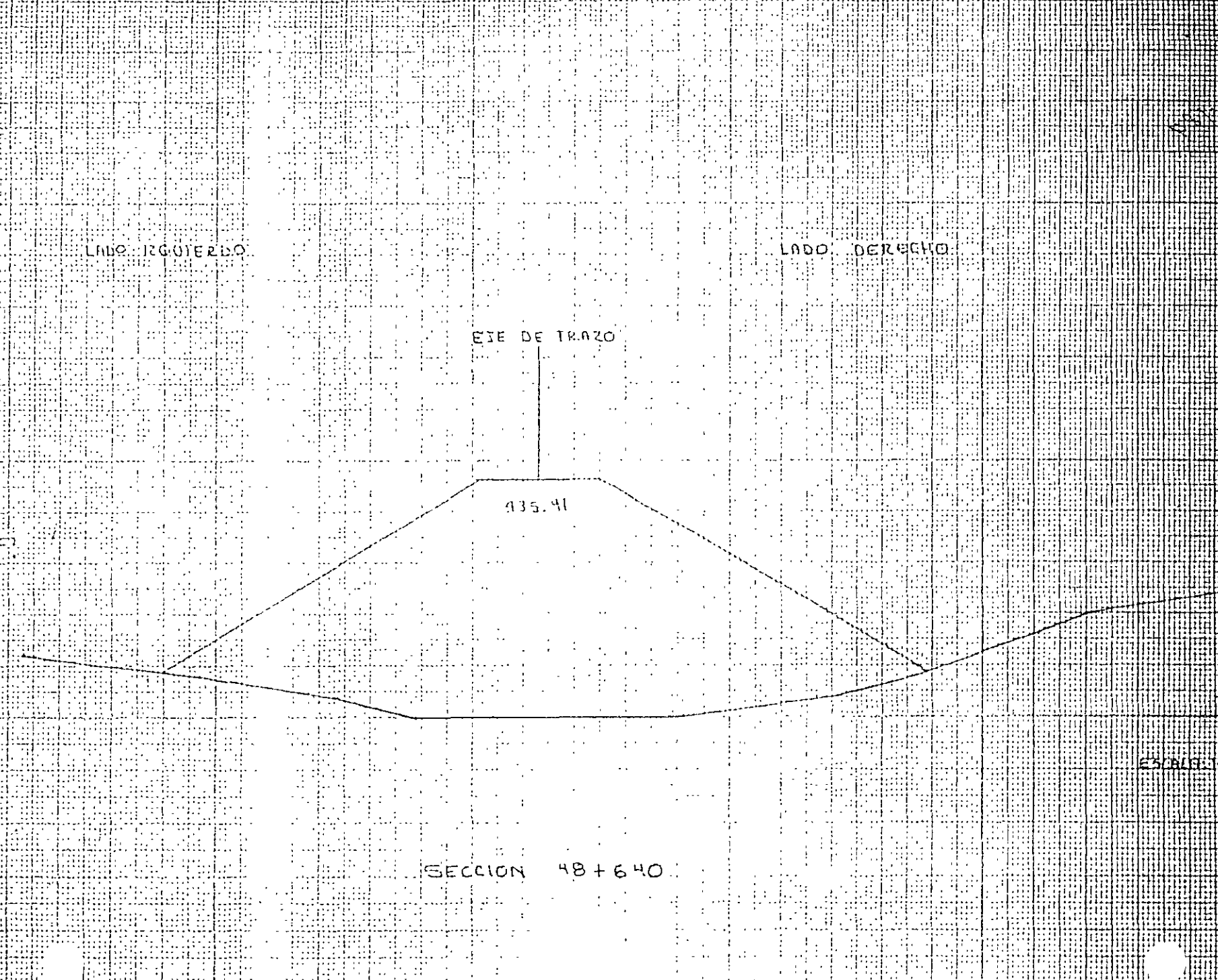
LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

EJE DE TRAZO

435.41

SECCION 48+640



LADO IZQUIERDO

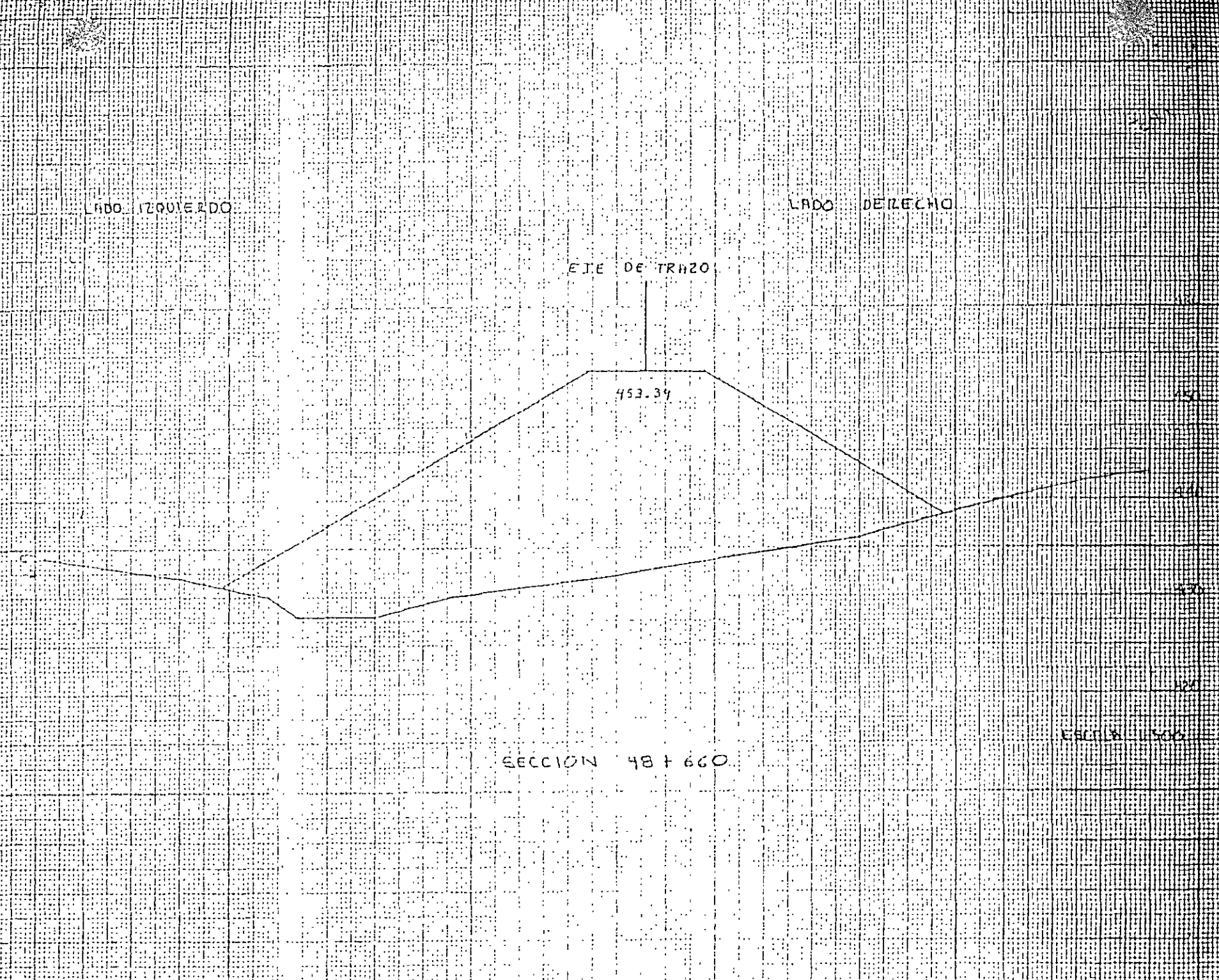
LADO DERECHO

EJE DE TRAZO

453.39

SECCION 48 + 660

ESCALA 1:500



LADO IZQUIERDO

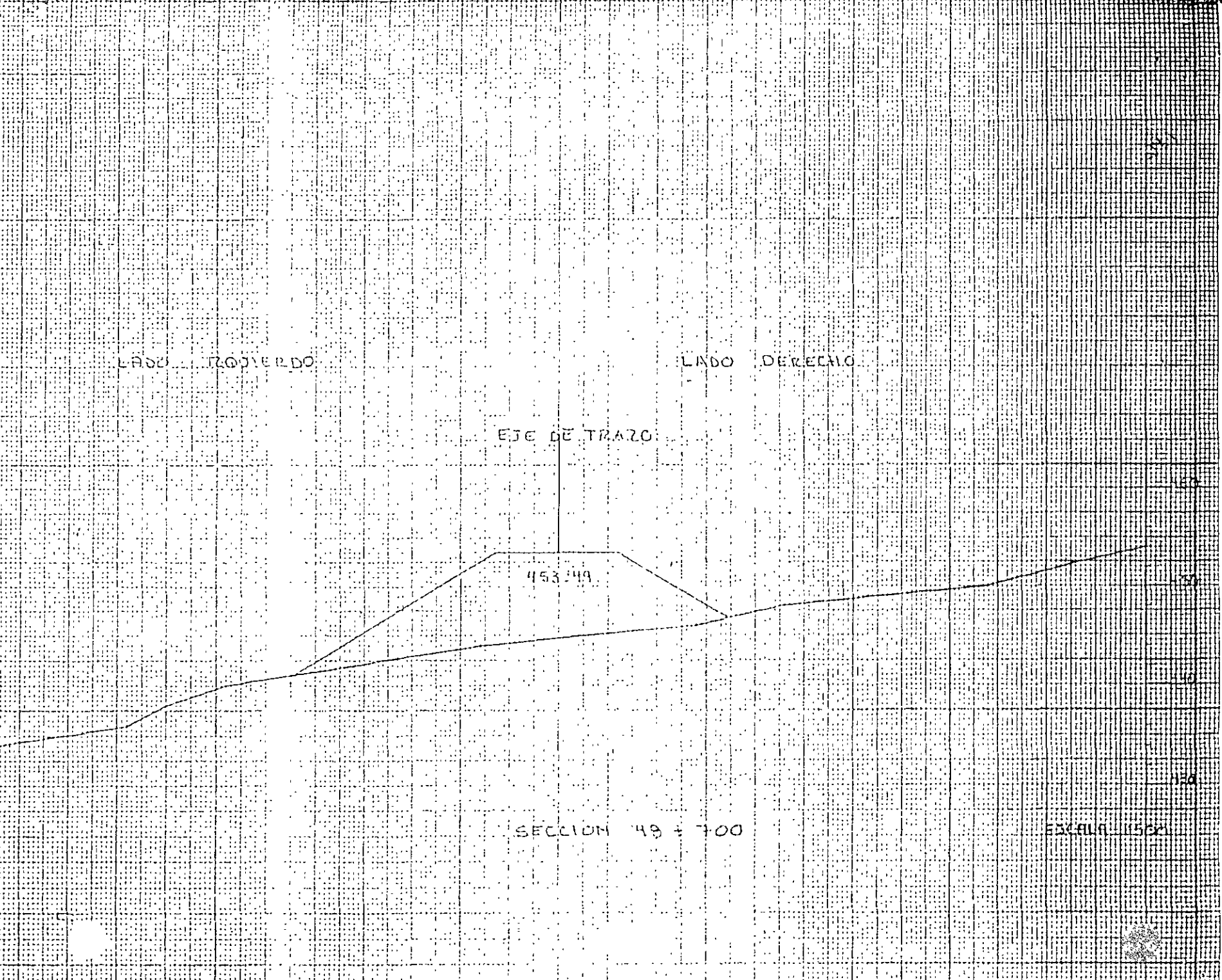
LADO DERECHO

EJE DE TRAZO

453.49

SECCION 49 + 700

ESCALA 1:500



LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

℄

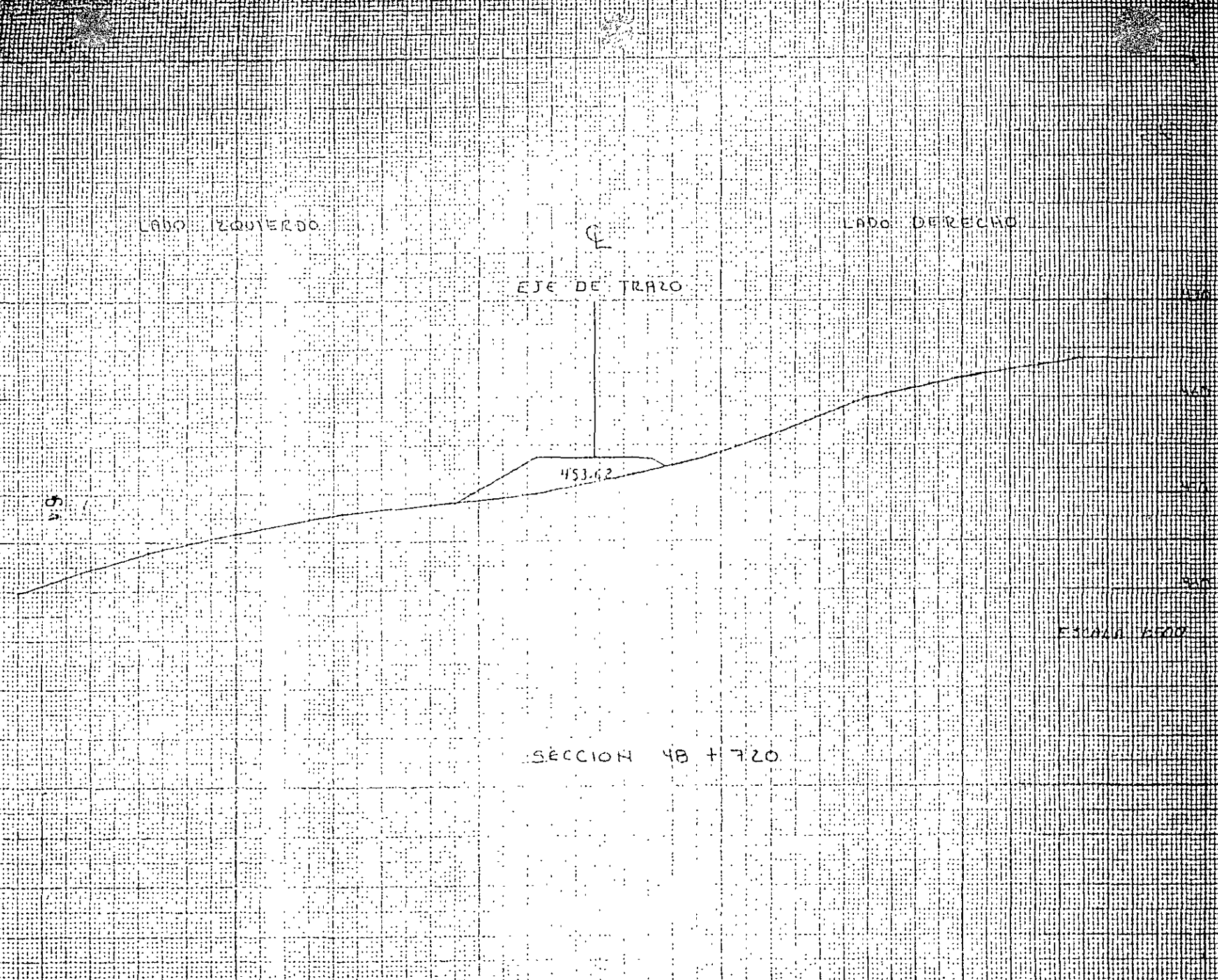
EJE DE TRAZO

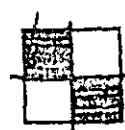
453.62

5

ESCALA 1:500

SECCION 48 + 720





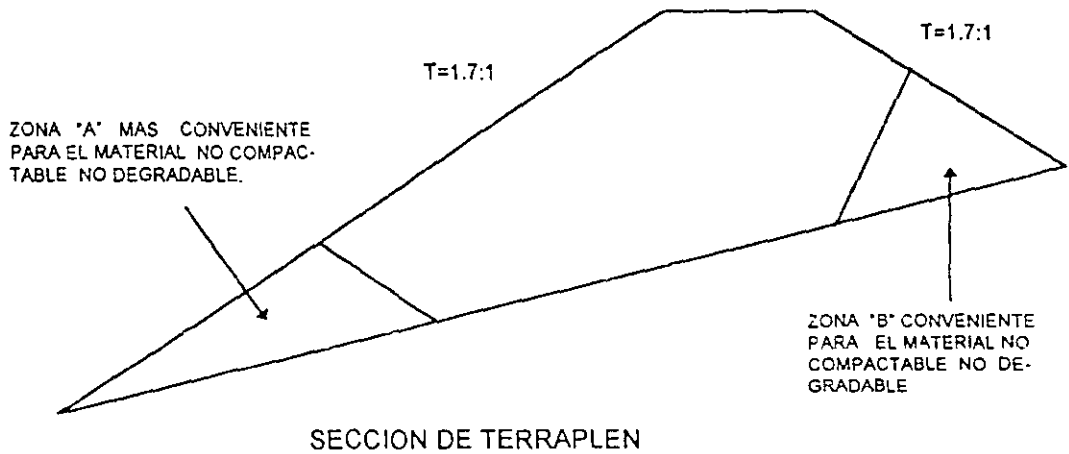
IAGSA

CARRETERA:
TRAMO:
SUBTRAMO:
TERRAPLEN:
KM. :135+530 (135+378 - 135+764)

RECOMENDACIONES

1. Taludes con inclinación 1.7:1 horizontal a vertical.
2. Este terraplén cuenta con dos obras de drenaje que se ubicarán en los kms. 135+530.60 y 135+685.32 ambas constituidas por un tubo de concreto de 1.50 m \varnothing , que deberán instalarse en todo el ancho del terraplén, arropadas mediante la colocación de suelo - cemento a los lados en un ancho igual al diámetro con $f'c > 20$ kg/cm². El suelo cemento se colocará hasta alcanzar 50 cm arriba de la clave de la obra en cuestión.
Probablemente se requiera de una obra adicional en el km 135+610 o un lavadero del lado derecho que impida la acumulación de agua en esa zona (haciendo una excavación del orden de 2.0 m)
La cimentación de la obra de drenaje será sobre roca riolítica. Si por razones geométricas el eje de la estructura es recto y atraviesa zonas en que el apoyo (o sea, su cimentación) ocurra en materiales de diferente compresibilidad entonces deberá excavarse hasta encontrar el material adecuado, similar al existente en el resto del tramo, luego rellenar con concreto ciclópeo
Se recomienda que estas obras cambien su diámetro de 1.5 a 1.8 m
En relación con los niveles se recomienda que a la salida el nivel del piso se encuentre 1.0 m por arriba del nivel del NAME de la presa.
3. Debido a que este terraplén quedará desplantado dentro del embalse del vaso, permaneciendo parte de él dentro del agua durante largos periodos de tiempo y, para evitar su reblandecimiento o erosión se recomienda que se apoye en un pedraplén, el cual permita el flujo y reflujos de agua sin ningún problema durante las diferentes épocas del año. La altura que deberá alcanzar el pedraplén será de 1.0 m por arriba de la elevación correspondiente al vertedor de demasías de la presa. Dicho pedraplén podrá formarse con piedras cuyo tamaño varíe entre 30 y 100 cm.
Sobre el pedraplén se construirá el cuerpo del terraplén utilizándose los materiales de cortes adyacentes constituidos por fragmentos chicos y medianos de riolita, en capas de 20 cm de espesor compactados y bandeados en la mejor forma posible. Si se emplea material no compactable y no degradable entonces debe colocarse alejado cuando menos 3.0 m de cualquier punto de las estructuras del inciso anterior y del suelo-cemento que las rodea y de preferencia en las partes bajas y exteriores del terraplén en una zona y en una forma que propicien una mayor estabilidad.
En las zonas en que el terraplén pateará hacia el embalse, se deberá retirar el azolve verificándolo mediante el uso de una barra debidamente preparada, de tal forma de asegurar de que haya sido retirado el azolve así como el terreno natural reblandecido por la presencia del agua. Si esto no fuera posible, entonces deberán tomarse cualquiera de las dos siguientes medidas.
 - 1ª. Empleo del equipo necesario para el retiro del azolve y de los suelos blandos.
 - 2ª. Si no es posible lo anterior cambiar la sección según se indica en la sección correspondiente 135+520. Debe mencionarse que aún en este último caso, deberá ser eliminando por lo menos el azolve superficial en toda la sección ampliada

2ª. Si no es posible lo anterior cambiar la sección según se indica en la sección correspondiente 135+520. Debe mencionarse que aún en este último caso, deberá ser eliminando por lo menos el azolve superficial en toda la sección ampliada.



DIBUJO ESQUEMATICO

4. Presiones en la tubería

Suponiendo un espesor de terraplén sobre ella igual a 16m

Combinación 1	Combinación 2
$P_v = 34 \text{ T/m}^2$	$P_v = 34 \text{ T/m}^2$
$P_h = 27 \text{ T/m}^2$	$P_h = 23 \text{ T/m}^2$

Suponiendo un espesor de terraplén sobre ella igual a 10m

Combinación 1	Combinación 2
$P_v = 21.6 \text{ T/m}^2$	$P_v = 21.6 \text{ T/m}^2$
$P_h = 17.3 \text{ T/m}^2$	$P_h = 14.7 \text{ T/m}^2$

Se escogerá la combinación que de mayores elementos mecánicos: momento flexionante, cortante o fuerza axial, así como mayor refuerzo.

Propiciar arqueado mediante capa de suelo compactable de 1.0 m de espesor colocada en estado suelto. Su ancho será el diámetro de la tubería mas 1 m a cada lado y se ubicará directamente sobre el suelo-cemento. La longitud de colocación será de 20 m hacia ambos lados del eje si la alcantarilla tiene un esviaje menor de 30°.

5. Contraflecha de diseño

En la tabla siguiente se indica la sobre elevación de la rasante que se recomienda efectuar para propiciar que en el largo plazo la elevación de la rasante sea la de proyecto

CADENAMIENTO (KM)	SOBREELEVACION (CM)
135+380	0
135+400	3.2
135+440	6.8
135+480	11.6
135+530.6	13.0
135+560	9.6
135+580	4.8
135+600	2.0
135+640	3.2
135+660	4.8
135+685.32	8.3
135+700	7.2
135+720	3.6
135+740	1.2
135+764	0

6. Excavar escalones de liga de 3.0 m de ancho mínimo de huella y con pendiente de 4% hacia la izquierda aguas abajo.
7. Obras complementarias de drenaje
 - Bordillos.- Se instalarán en los límites externos del acotamiento del camino para dirigir el agua hacia lavaderos.
 - Lavaderos.- Se recomienda la construcción de lavaderos distribuidos a cada 50 m de separación entre ellos, transversales al eje del camino. mismos que irán conectados a los bordillos.
8. Para proteger los taludes del terraplén se deberá propiciar la vegetación con hidrosiembra y semillas del lugar en el lado derecho, y para el lado izquierdo que es la zona que quedará hacia el lado del embalse deberá protegerse con un enrocamiento que cuente con altura y longitud necesaria.



DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

CARRETERA: *

TRAMO:

ORIGEN:

KM. A KM.:



IAGSA

OBRA No. 44 TERRAPLEN DE KM A KM	TIPO DE TIERRNO				IGNEA		TIPO DE ROCA SEDIMENTARIA		METAMORFICA		SUELO TIPO Y ESPESOR
	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LOMLERO	PLANO	INT.	EXT.	ESTRAT	NO ESTRAT	FOLIADA	NO FOLIADA	
135+380 A 135+760			X			X					ML C1 0.20 m

DESCRIPCION GEOLOGICA:

CONSTITUIDO POR LAVA VITREA DE COMPOSICION RIOLITICA FRACTURADA DE COLOR GRIS CLARO SOBREVACIENDO SE TIENEN FRAGMENTOS CHICOS, MEDIANOS Y GRANDES EMPACADOS EN MATERIAL ARCILLO LIMOSO DE MEDIANA PLASTICIDAD DE 0.20 mts DE ESPESOR
EN EL CAUCE AFLORA EL MACIZO RIOLITICO CON ESCASO MATERIAL DE ACARRIEO COMO FRAGMENTOS MEDIANOS, CHICOS Y GRAVAS

LONGITUD DEL TERRAPLEN 380 mts.

PROFUNDIDAD EN CENTRO DE LINEA: 19.50 mts

PRESUPUESTO (A,B,C) : 00 - 60 - 40

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACION, RELLENO, ABERTURA, PROFUNDIDAD): SE OBSERVA EN EL MACIZO QUE AFLORA EN EL CAUCE SIN UNA ORIENTACION DEFINIDA, SIN EMBARGO EL ARREGLO GENERA BLOQUES DE 0.20 A 0.80 mts DE ARISTA

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO): NO PRESENTA

ELUJO DE AGUA: NO PRESENTA

ESPESOR DE SUELO A RETIRAR (PARA DESPLANTE DE TERRAPLEN): 0.20 mts DE DESPALME

MATERIAL POSIBLE PARA FORMAR TERRAPLEN: MATERIAL PRODUCTO DE LOS CORTES O DE BANCO DE PRESTAMO

OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR): NO PRESENTA

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO): NO NECESARIO

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MURO, DRENES, MALLA, ETC...): CONSTRUIR TERRAPLEN CON TALUDES DE 1.7:1 Y PROPAGAR VEGETACION EN AMBOS A MODO DE PROTECCION.

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDERAN A LAS RECOMENDACIONES DEFINITIVAS EN EL INFORME.

LADO IZQUIERDO

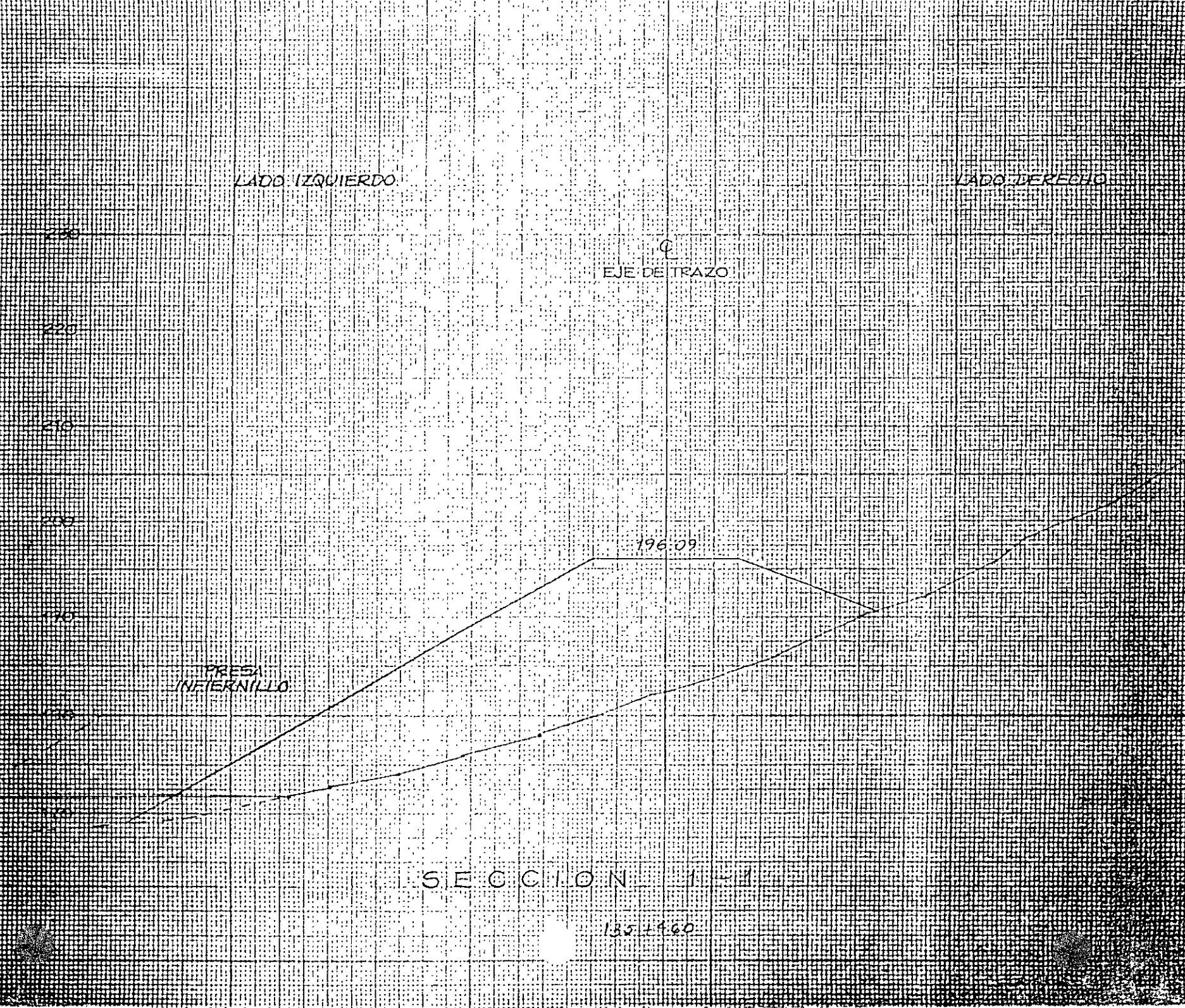
LADO DERECHO

Q
EJE DE TRAZO

PRESA
INFIERNILLO

SECCION 1-1

135+960



LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

⊕
EJE DE TRAZO

220

210

200

190

180

170

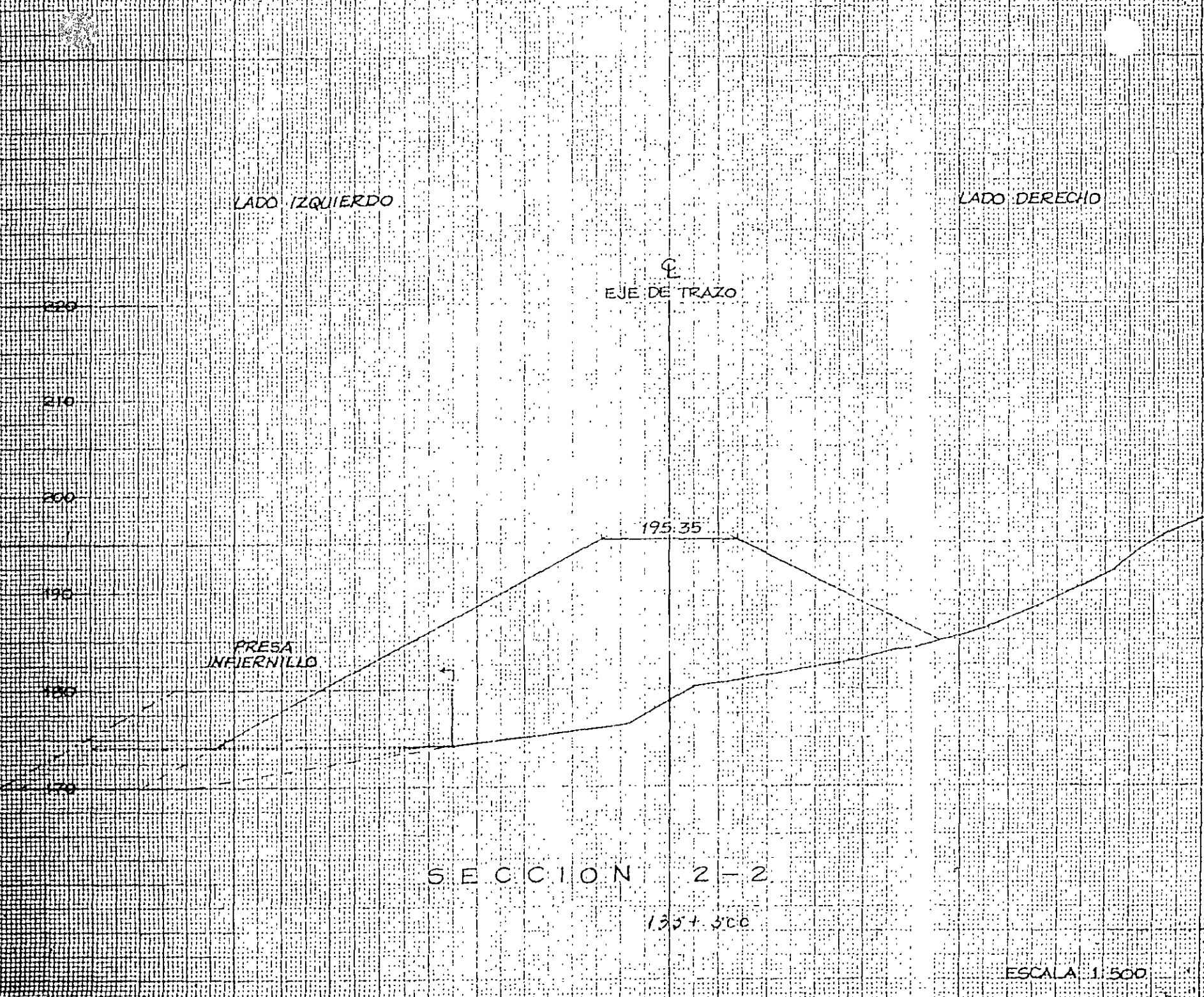
195.35

PRESA
INFIERNILLO

SECCION 2-2

135+300

ESCALA 1:500



Q

EJC DE TARRA

LADO NOROCCIDENTAL

LADO SURECCIDENTAL



177.87

Station 135.300

ESC 20

ASE DE TIRADO

LAJA DE QUICHO

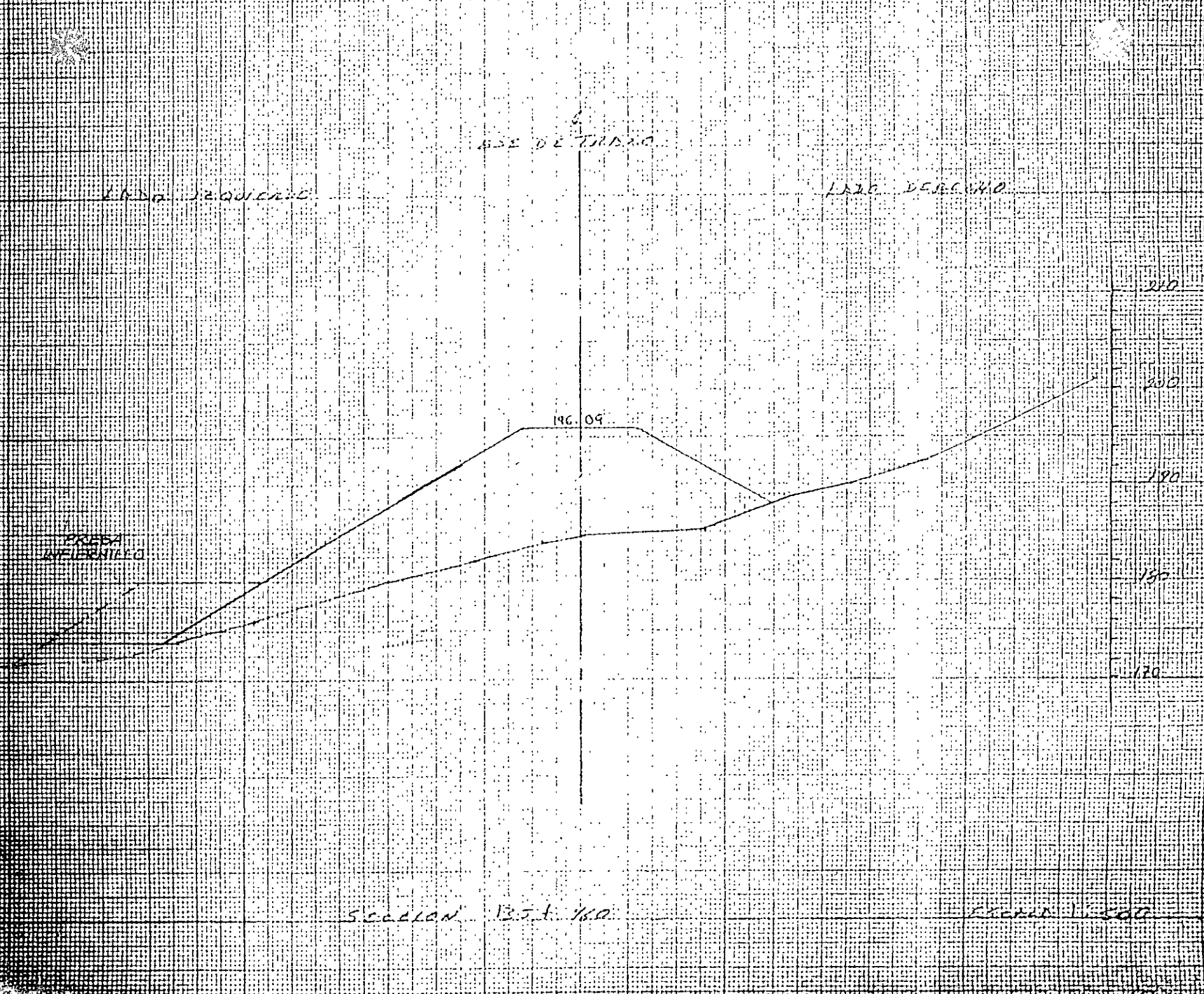
LAJA DE QUICHO

PREDA
INFERNILLO

196.09

SECTION 13.5 + 760

SECTION 13.5 + 500



LADO IZQUIERDO

EL DE TABZO

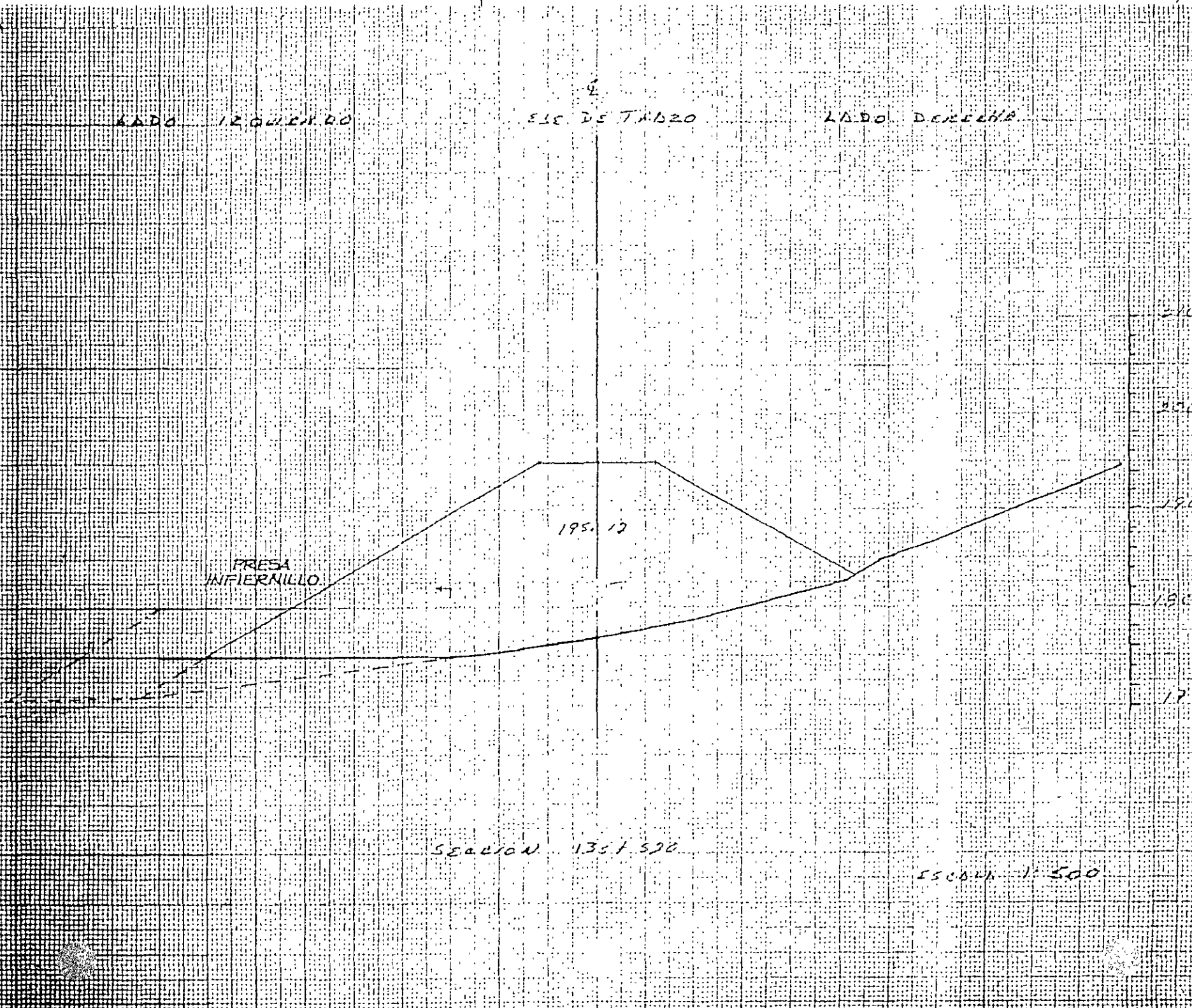
LADO DERECHO

PRESA
INFIERNILLO

195.12

SECCION 1351.520

ESCALA 1:500



9

EJE DE TAZO

LADO IZQUIERDO

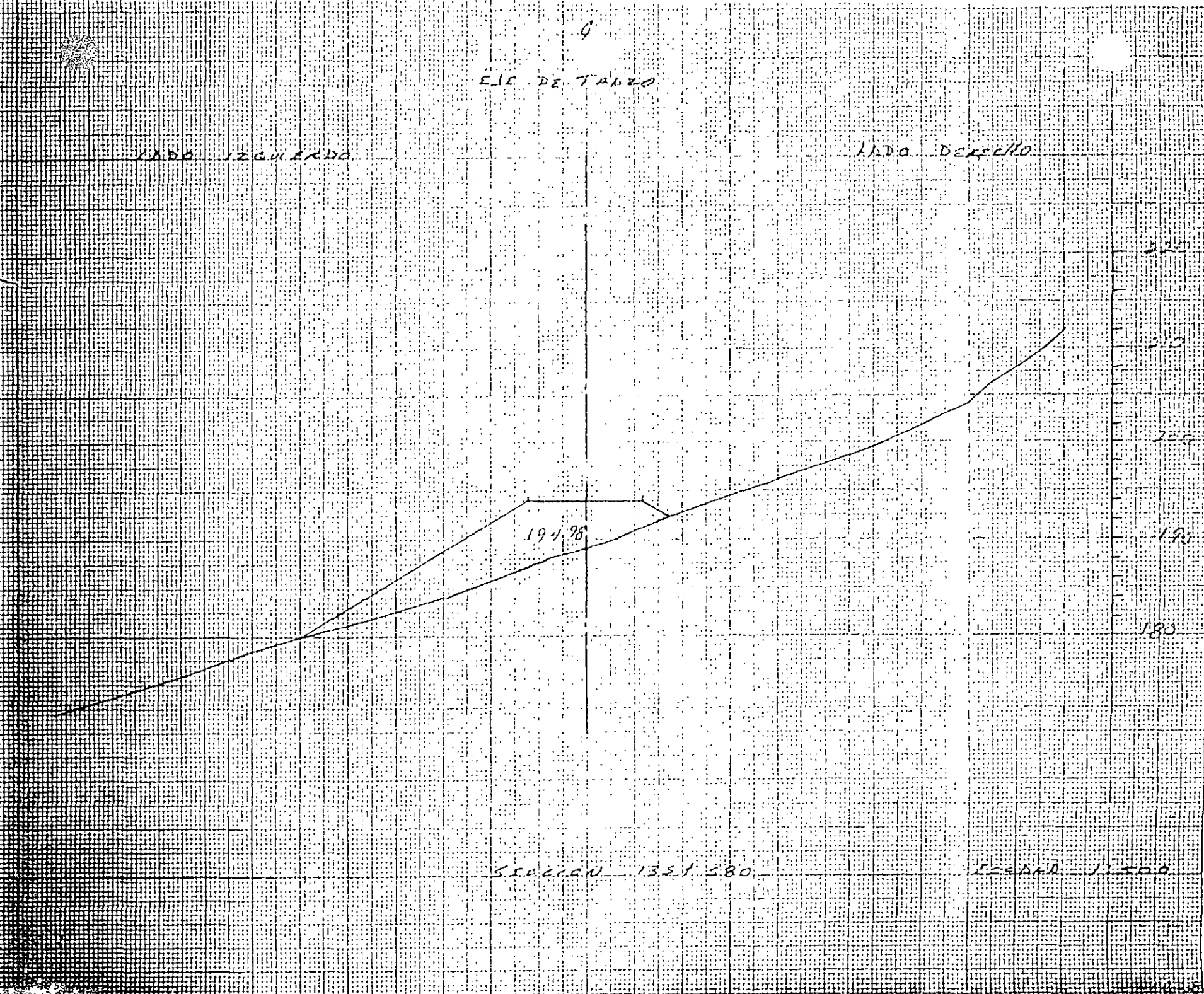
LADO DERECHO

194.78

SIGMA 1351.580

SEMANA 13500

220
210
200
190
180



LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

⊕
EJE DE TRAZO

230

220

210

200

190

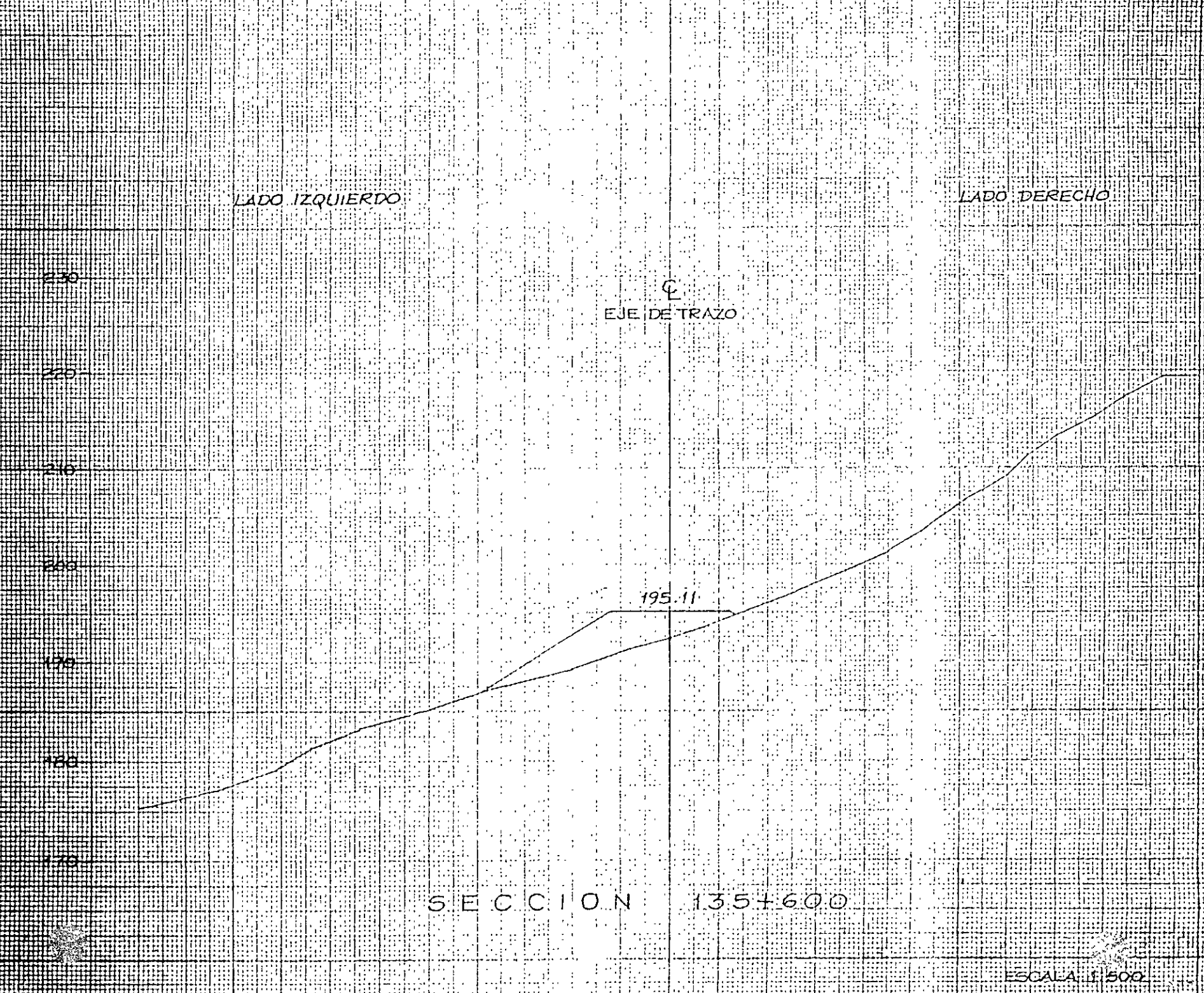
180

170

195.11

SECCION 135+600

ESCALA 1:500



LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

EJE DE TRAZO

PRESA
INIERNILLO

195.34

SECCION 135+620



LA BAIZALONDO

EL DE TRAZO

LA DO. DONGELLO

Q

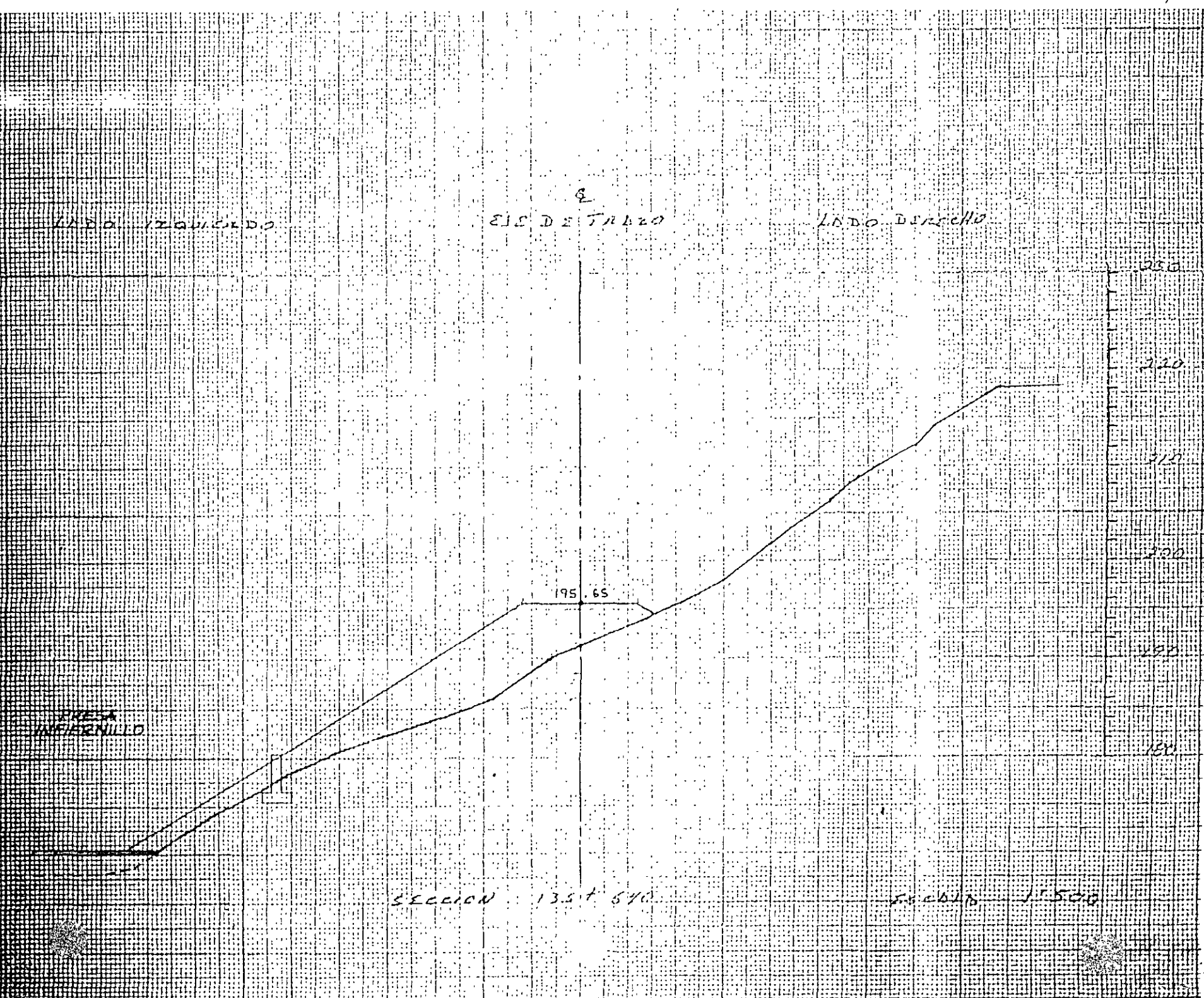
PRESA
INFERNILLO

195.65

SECCION 135+540

1:500

250
220
210
200
190
180



Q

LADO IZQUIERDO

SIC. DE T.M.D. 20

LADO DERECHO

FFCC

230

225

210

200

200

200

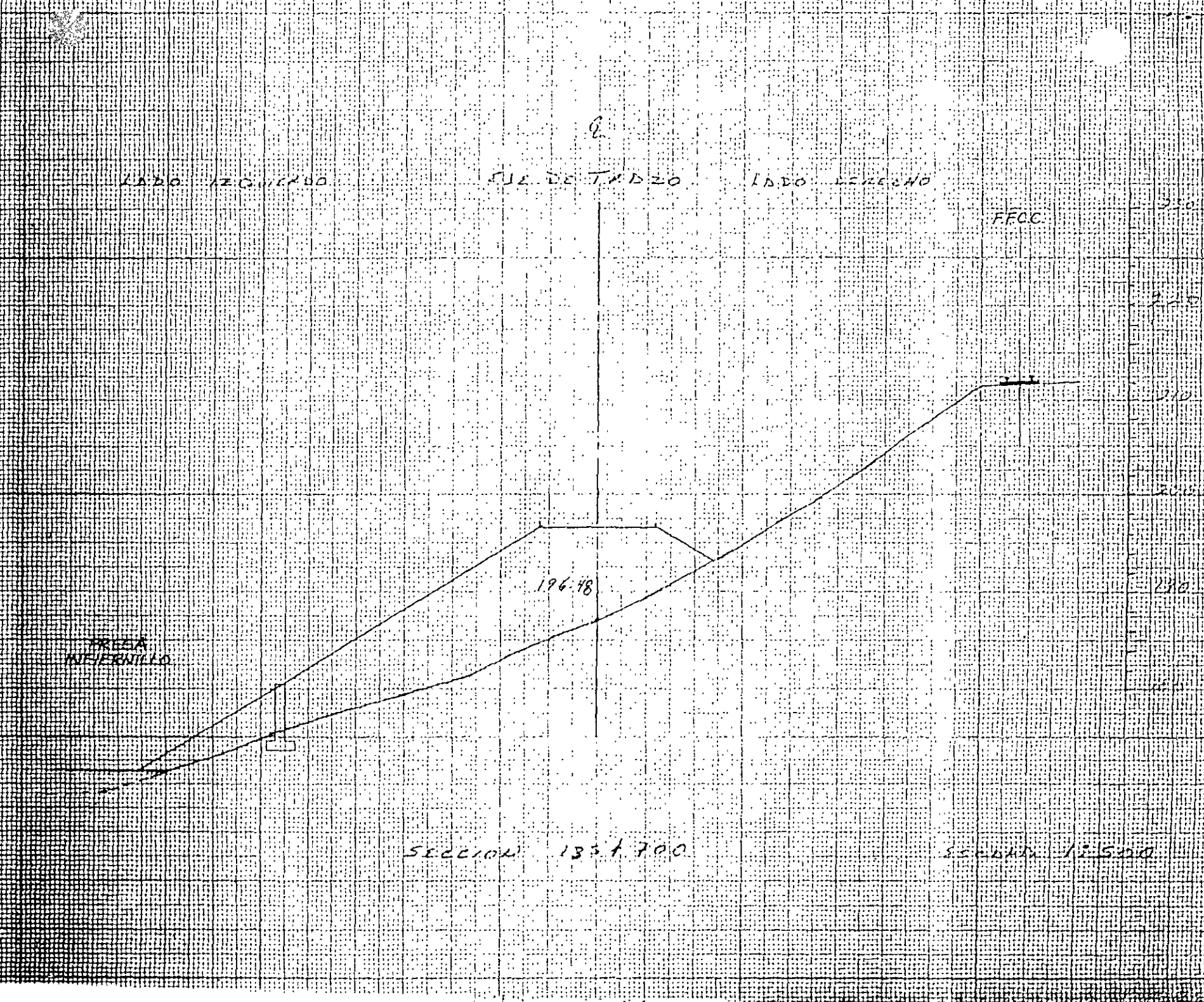
200

FRISA INFANTIL

196.48

SECCION 1331.700

SECCION 11500

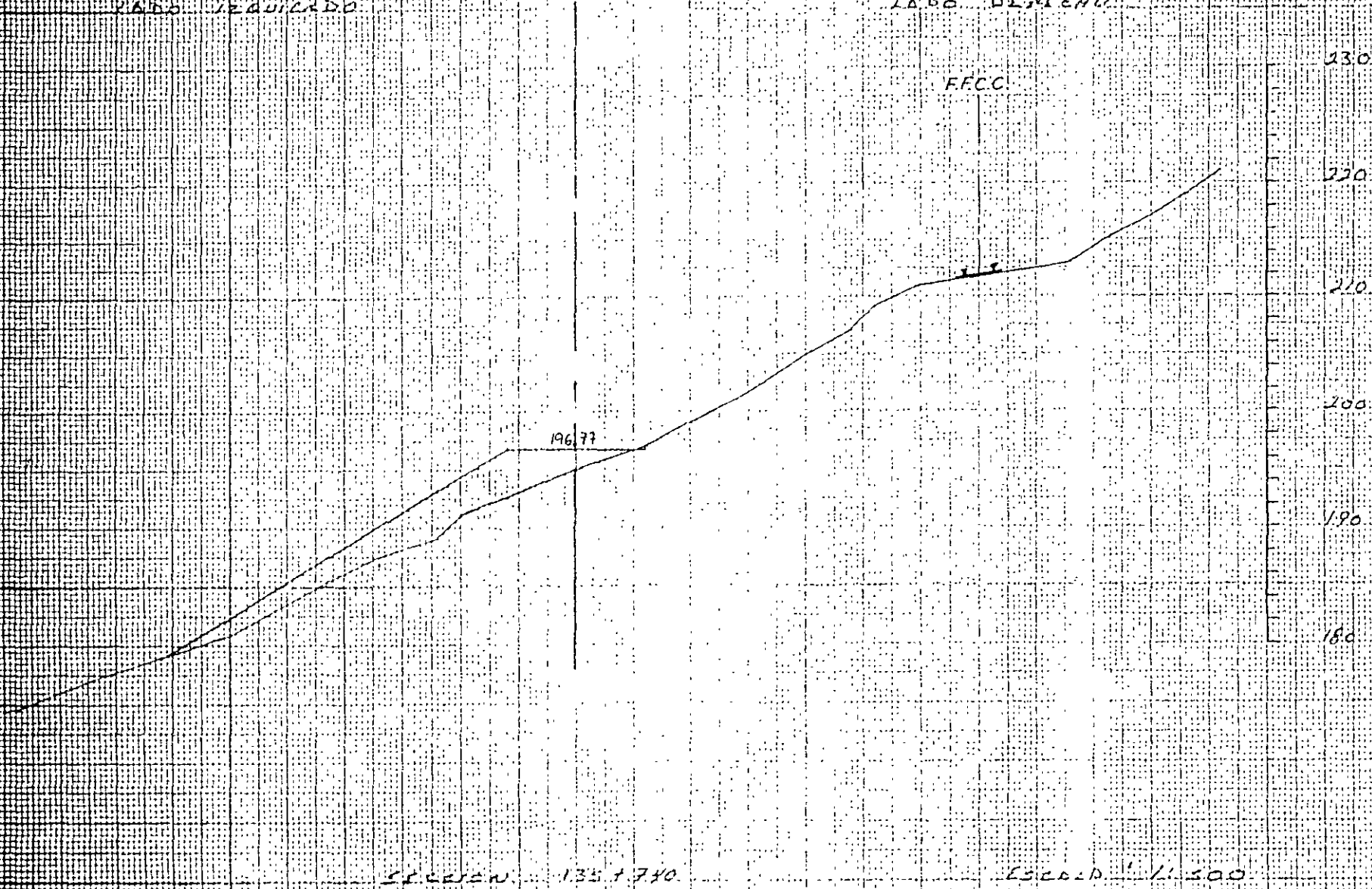


Q

EJE DE TRAZO

LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO



*ESTUDIOS BASICOS
GEOLOGICOS,
APLICADOS A LA
INGENIERIA
(ZONIFICACION DE
REGIONES
POTENCIALMENTE
CONFLICTIVAS,
SOLUCIONES
ALTERNATIVAS Y
MONITOREO)*

Introducción

Como consecuencia de algunas fallas en obras civiles, motivadas por la carencia de un estudio geológico detallado, ha sido necesaria la intervención de Geólogos-Ingenieros, con el objeto de apoyar al Ingeniero Civil (en diversos tipos de obra) con estudios detallados, tanto en su entorno fisiográfico, como en la estratigrafía de la zona de estudio y más esencialmente de los materiales sobre los cuales se ha de ejecutar alguna obra, a su vez el ingeniero geólogo tuvo que familiarizarse con las exigencias civiles, tanto de materiales como de nociones generales dentro de dicho ramo.

Por consiguiente la Geología aplicada a la ingeniería civil, puede definirse como una combinación de información geológica práctica, experiencia y nociones generales de la ingeniería civil, que auxilian al ingeniero en la construcción de grandes obras, con soluciones de problemas geológicos.

Objetivos de la geología ingenieril.

Conforme se ha ido ampliando el campo de la geología aplicada a la ingeniería, tanto en el desplante de estructuras, como en proyecto de carreteras y estabilización de mantos rocosos, cortes, túneles, etc. ha sido necesario que la geología este en posesión de nociones substanciales de ingeniería, ya no tan superficiales. El geólogo residente de una obra y/o asesor, deberá tener los conocimientos suficientes del proyecto al que este encomendado, para con ello instruir y ayudar a definir soluciones de los problemas geológicos que se presenten en la obra, ampliando con ello el campo de la geología aplicada.

Para que gradualmente los descubrimientos y deducciones del geólogo se traduzcan en aplicaciones y términos prácticos; por consiguiente el objetivo de la geología aplicada a la ingeniería civil, es estudiar los fenómenos y procesos geológicos, propiedades físicas y químicas de los minerales, y características de las rocas, para con ello determinar el comportamiento en la esfera de influencia de los trabajos de ingeniería y el ambiente idóneo para la construcción y/o explotación de una obra.

Fundamentos para el ingeniero civil, respecto a las propiedades básicas de las rocas y minerales.

El conocimiento de las propiedades básicas de las rocas y minerales que constituyen la corteza terrestre, es un requisito indispensable para el ingeniero civil, ya que ayuda a poder detectar de manera rápida y precisa las características de una roca o mineral. Un ejemplo donde pueden ser aplicados dichos conocimientos, es en la localización de bancos de materiales, que puedan ser utilizados para la elaboración de concreto asfáltico, pudiendo con ello aceptar o rechazar en in situ la utilización de los agregados, de una manera rápida y adecuada, sin la necesidad de invertir recursos en su explotación.

Un motivo para no ser utilizados, es que contengan minerales que no presenten afinidad con el asfalto, o rocas con un alto contenido de materiales deleznable, así como pétreos englobados en una matriz arcillosa y rocas que por su naturaleza de formación, presentan partículas alargadas y/o en forma de laja.

Otro motivo importante, es el conocimiento elemental de las rocas, ya que ello conlleva a poder determinar rápidamente (en campo) si el material que aflora es competente (capacidad de carga), si se requiriera desplantar una estructura. Además de poder determinar la inclinación de un talud, si se realizara un corte.

Así también contando con los conocimientos elementales de las rocas, se puede programar el equipo requerido en obra, para efectuar una excavación, ya sea a cielo abierto o subterránea; también poder programar voladuras, que dependiendo de las características de la roca, se preverán las cargas más adecuadas.

Estudios geológicos básicos aplicados a la ingeniería civil.

Es importante destacar que en todos y cada uno de los proyectos de ingeniería civil, deberán realizarse estudios de geología, tanto por métodos directos como indirectos. Los métodos directos son los superficiales, realizados mediante exploraciones y evaluaciones del terreno,

como levantamientos geoestructurales, petrológicos, sondeos por medio de barrenación para la recuperación de testigos, así como los estudios mínimos indispensables de mecánica de rocas y suelos; los métodos indirectos pueden ser investigaciones geofísicas, que dependiendo del estudio a realizarse deberá seleccionarse el método más apropiado (sísmico, de resistividad, magnético y/o gravimétrico).

Así también la utilización de fotografías aéreas, que permiten tener una rápida visión de las condiciones del terreno, como accidentes geográficos, disposición de la red hidrográfica y tipo de roca que aflora en la zona de estudio.

Los estudios geológicos básicos, para elaborar el estudio de un proyecto, son los siguientes:

- a) Recopilación de información bibliográfica, de la zona de estudio.
- b) Inspección preliminar a la zona de estudio.
- c) Levantamiento geológico detallado.

a) Recopilación de información bibliográfica, de la zona de estudio.

Cuando en el área que se va a trabajar, existen estudios anteriores, es básico condensar dicha información, con el propósito de aprovechar la documentación que sea útil.

Teniendo como objetivo considerar otros criterios y con ello tener una idea más clara de la zona a evaluar.

b) Inspección preliminar a la zona de estudio.

Una vez tomando en cuenta las observaciones de la información recopilada, se formula un itinerario del recorrido de campo, poniendo principal interés, en visitar aquellas áreas que por sus rasgos y naturaleza son características de la zona.

Este consiste en un reconocimiento preliminar de una zona o fracción de ella, para lo cual el Ing. Geólogo deberá trasladarse al sitio, e iniciar el recorrido de campo.

Debiendo seleccionar el medio de transporte, que dependiendo de los accesos disponibles, se determina el medio de transporte más adecuado a la zona (equinos, vehículo de doble tracción y/o eventualmente helicóptero), además se deberá contar con fotografías aéreas de la zona, las cuales ilustren de forma general, los rasgos fisiográficos y las unidades litológicas prevalecientes en dicha zona, con el objeto de unificar criterios que se seguirán para las siguientes etapas de trabajo.

C) Levantamiento geológico detallado.

Los levantamientos detallados consisten en la realización de planos geológicos, que dependiendo de la profundidad de la obra pueden ser superficiales o profundos. Los primeros generalmente se ejecutan sobre un plano topográfico, donde se representa el carácter y distribución de los distintos tipos de suelos y rocas, delimitando mediante símbolos o colores los diferentes afloramientos de roca, así también se indican los rumbos y echados de rocas estratificadas y toda la información relevante de la zona, apoyándose con fotografías aéreas, cuya interpretación estereoscópica es de gran ayuda, para la elaboración del plano; teniendo énfasis

en efectuar levantamientos geoestructurales de posibles zonas de falla. Estos planos son muy útiles al ingeniero civil, por que en ellos se pueden localizar bancos de materiales, tanto de roca como depósitos de arena y grava, además de alertar la presencia de una zona de falla en donde quede ubicado algún proyecto. Otro aspecto importante es la estructura geológica de la zona, ya que de ello se puede inferir la presencia de agua subterránea; Los planos geológicos profundos consisten en realizar un corte geológico detallado (perfil geológico) de una zona específica en estudio, aprovechando la información bibliográfica recopilada de la zona, así como sondeos, minas cercanas, excavaciones de algún banco de material o algún corte sobre un camino

cercano (si existieran), afloramientos de rocas sobre arroyos y ríos, investigaciones geofísicas y todo tipo de excavaciones en el lugar. En este tipo de planos se indican los espesores de las capas de roca, la geología estructural detallada y el tipo de roca existente; cabe destacar que de tenerse dudas respecto a la clasificación petrológica de alguna roca, se recolectaran muestras representativas de las unidades litológicas, o en su defecto de una sola unidad, para posteriormente efectuarles un estudio petrográfico (especializado), que nos indique a precisión el tipo de roca del cual se trata.

Zonificación de regiones potencialmente conflictivas.

La República Mexicana es uno de los 13 países con mayor extensión territorial, su vasto territorio y su accidentada geografía ocasionó que durante siglos el desarrollo carretero estuviera frenado (entre otras causas), por las abundantes cadenas montañosas que existen en nuestro país. Un ejemplo de ello es el acceso del centro de la República a la capital del estado de Oaxaca, donde en años anteriores a 1994, se contaba únicamente con tres carreteras de acceso a dicho Estado, las cuales presentan rutas en extremo sinuosas, principalmente en el Estado de Oaxaca, donde las formaciones montañosas del eje neovolcánico y la Sierra Madre del Sur, conforma la orografía típica de esta parte

de la República; sin embargo en el año de 1994 se procedió a la construcción de la Supercarretera Cuacnopalan - Tehuacan - Oaxaca, vía rápida y segura que une a estas dos regiones, teniendo un ahorro de 53 kilómetros y una reducción en tiempo de recorrido de 3 horas y media desde Cuacnopalan (km 0.00) hasta Oaxaca (km 243.00); dicho ahorro en tiempo y longitud implicó grandes retos en la ingeniería, ya que desde su etapa constructiva y hasta la fecha, se han presentado una serie de problemas, como consecuencia del desequilibrio de esfuerzos producidos por la descompresión al efectuarse excavaciones de grandes cortes. Una de las zonas más conflictivas en cuanto a cortes, es el tramo ubicado entre el km 84.00 al km 120.00, ya que en esta área se llegaron a realizar terraplenes mayores de

70 m y cortes hasta de 100 m; dichos cortes fueron desarrollados en diversos tipos de rocas de diferente origen, estructura, y composición mineralógica. Cabe destacar que en el km 18 de la supercarretera existe un corte que ocasionó problemas continuos.

Algunos ejemplos de cortes considerados potencialmente conflictivos.

Conclusiones y recomendaciones.

- Todos y cada uno de los proyectos de ingeniería civil, deberán contar con estudios mínimos indispensables de geotecnia.
- Los resultados obtenidos del estudio geológico, deberán ser suministrados al ingeniero civil, en términos claros y sencillos, para con ello encajar en su programa constructivo, así también se deberán efectuar inspecciones periódicas y monitoreos continuos (en las obras concluidas y parcialmente ejecutadas), con el objeto de evaluar continuamente las condiciones reales y con ello detectar anticipadamente, problemas a futuro.

CLASIFICACION INGENIERO-GEOLOGICAS GENERAL DE LAS ROCAS

CLASE	PROPIEDADES PRINCIPALES	SUBCLASE	ALGUNOS REPRESENTANTES	PARTICULARIDADES CARACTERISTICAS
1. Silícicas macizo-cristalinas (rocas igneas)	Elevada resistencia mecánica y estabilidad alta.	a. Rocas holocristalinas (intrusivas) b. Rocas hemicristalinas (efusivas)	Granitos, dioritas, gabro, dunitas. Basaltos, traquitas, andesitas.	Constitución cristalina uniformemente granulada. Constitución cristalina disimulada o vítrea. Porosidad desde insignificante hasta elevada.
2. Silícicas y carbonosas cristalinas, generalmente esquistosas (rocas metamórficas).	Reblandecimiento desde muy débil hasta mediano, permeables al agua cuando se presentan fisuradas	a. Rocas metamórficas de región o de contacto.	Filitas, pizarras cristalinas, anfíbolitas, cuarcitas, gneiss, mármoles y scarns.	Constitución esquistosa, fajeadas, foliadas, ojasas y/o granular.

CLASIFICACION INGENIERO-GEOLÓGICAS GENERAL DE LAS ROCAS

CLASE	PROPIEDADES PRINCIPALES	SUBCLASE	ALGUNOS REPRESENTANTES	PARTICULARIDADES CARACTERISTICAS
3. Rocas no silíceas cristalinogranulosas estratiformes (sedimentarias).	Resistencia mecánica y estabilidad de mediana a alta, solubilidad desde débil hasta elevada.	a. Rocas carbonosas sedimentarias. b. Rocas sulfatadas sedimentarias.	Calizas cristalinas y dolomitas. Anhidritas	Generalmente se presentan en estratos variables.
4. Rocas arcillosas (sedimentarias).	Prácticamente son impermeables, aunque reblandecen fuertemente con el agua.	a. Rocas esquistosas arcillosas. b. Rocas macizas, arcillosas de microestratificación a mediana.	Esquistos arcillosos, arcilloarenosos, calizoarcillosos y otros. Argilita, marga, arcillas margosas solidificadas y arcillas silíceas.	Capacidad de pasar a estado plástico durante su saturación con agua.

CLASIFICACION INGENIERO-GEOLOGICAS GENERAL DE LAS ROCAS

CLASE	PROPIEDADES PRINCIPALES	SUBCLASE	ALGUNOS REPRESENTANTES	PARTICULARIDADES CARACTERISTICAS
<p>5. Rocas cementadas clásicas (sedimentarias).</p>	<p>La resistencia mecánica y deformación depende de la composición de la sustancia cementadora, variando desde alta (rocas clásticas con cementación silícea) hasta baja (rocas clásticas con cementación arcillosa).</p>	<p>a. Rocas clásticas con cementación silícea. b. Rocas clásticas con cementación carbonosa. c. Rocas clásticas con cementación arcillosa y/o yeso. d. Rocas detríticas cementadas</p>	<p>Conglomerados silíceos, areniscas y grauwas. Conglomerado calcáreo. Conglomerados arcillosos y de arcilla y yeso y/o brechas. Cálizas conchíferas, creta.</p>	<p>a. Elevada resistencia mecánica y estabilidad. b. Reblandecen débilmente, resistencia mecánica desde media hasta elevada, permeables al agua por las fisuras y los poros. c. Reblandecimiento fuerte. Prácticamente impermeables al agua. d. Constitución esponjosa o de fina porosidad, resistencia mecánica débil. Permeabilidad al agua desde pequeña hasta elevada.</p>

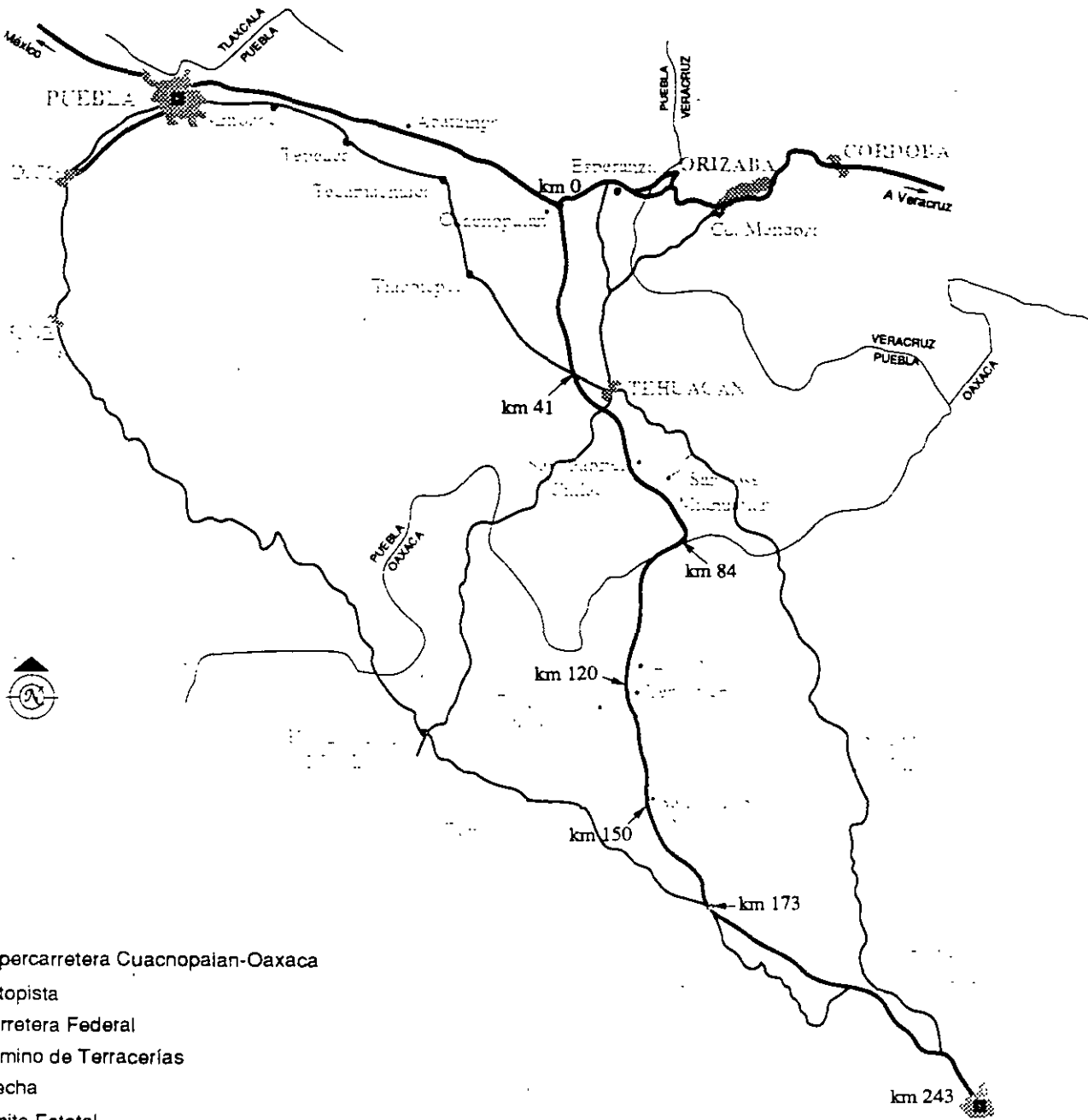
ROCAS Y MINERALES QUE PRESENTAN MALA AFINIDAD CON EL ASFALTO

ROCAS	COMPONENTES
<p>Rocas silíceas:</p> <ul style="list-style-type: none"> Sílex opalinos Sílex de calcedonio Calizas silíceas 	<ul style="list-style-type: none"> Opalo $\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ Calcedonia SiO_2 Calcedonia y/u ópalo
<p>Rocas volcánicas:</p> <ul style="list-style-type: none"> Riolitas y tobas riolíticas Dacitas y tobas dacíticas 	<ul style="list-style-type: none"> Vidrio, vidrio desvetricado y tridimita SiO_2
<p>Rocas metamórficas:</p> <ul style="list-style-type: none"> Filitas 	<ul style="list-style-type: none"> Hidromica (illita)
<p>Rocas varias:</p> <p>Todas las rocas que contengan filoncillos, inclusiones, revestimientos externos o grados detríticos de ópalo, calcedonia, tridimita y cuarzo.</p>	



SUPERCARRETERA: CUACNOPALAN-OAXACA

UBICACION DE LA SUPERCARRETERA



- Supercarretera Cuacnopalan-Oaxaca
- Autopista
- Carretera Federal
- Carrilero de Terracerías
- Carretera
- Carrilero Estatal

N-OAXACA
ADOS

LACION

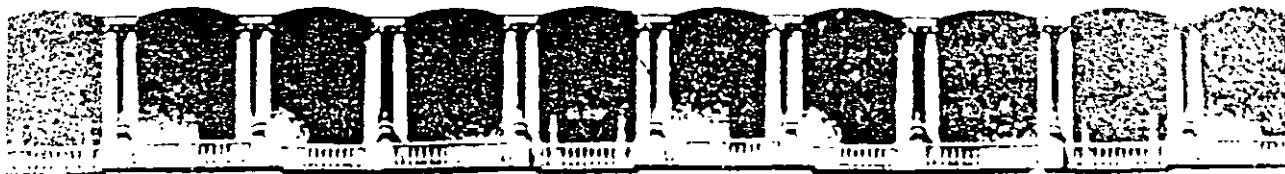
100
100

MEME
MORELOS

A OAXACA

CONCEPCION
UENA VISTA

lámina 2



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

**RESPONSABLES DEL NIVEL DE
CALIDAD EN CARRETERAS**

**M. en I. RAÚL VICENTE OROZCO SANTOYO
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

RESPONSABLES DEL NIVEL DE CALIDAD EN CARRETERAS

GEOMETRIA, ACABADOS, MATERIALES Y
PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

CONTROL DE
CALIDAD
(CERTIFICA)

CONSTRUCCION
(ASEGURA)

OPERACION
(VIGILA)

SUPERVISION
(VERIFICA)

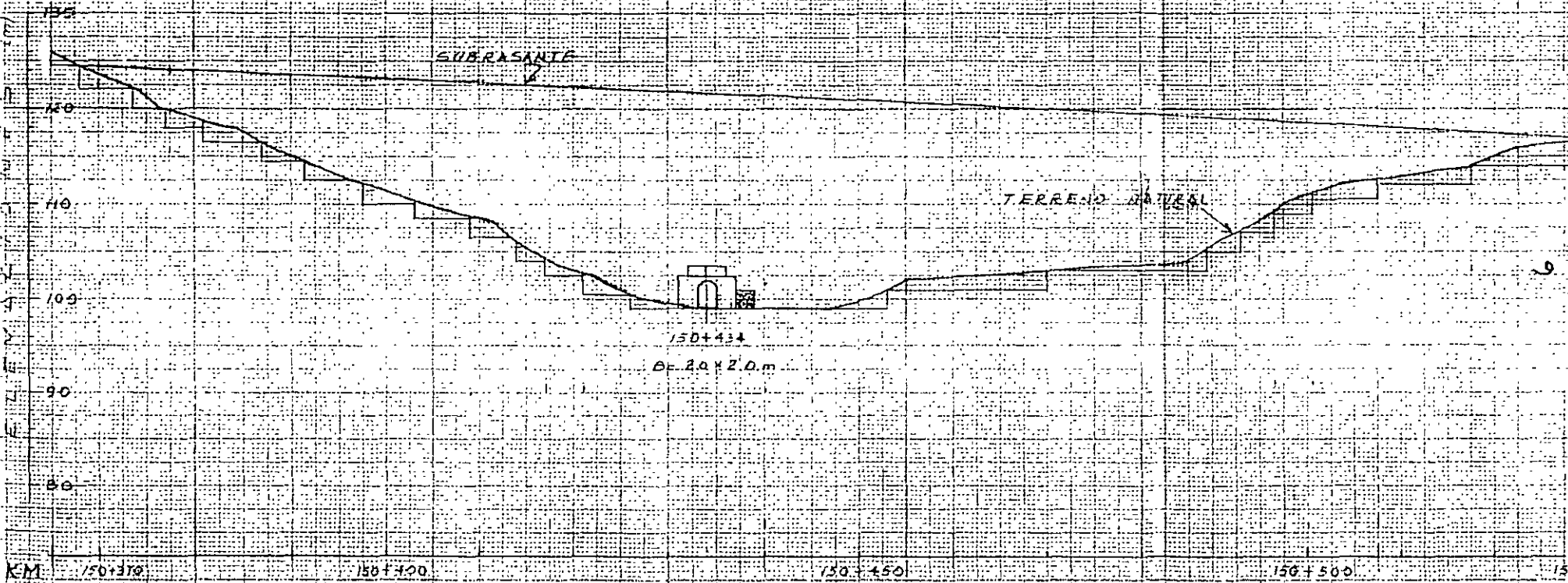
PROYECTO
(ESTABLECE)

CONSERVACION
(MANTIENE)

PLANEACION
(DEFINE)

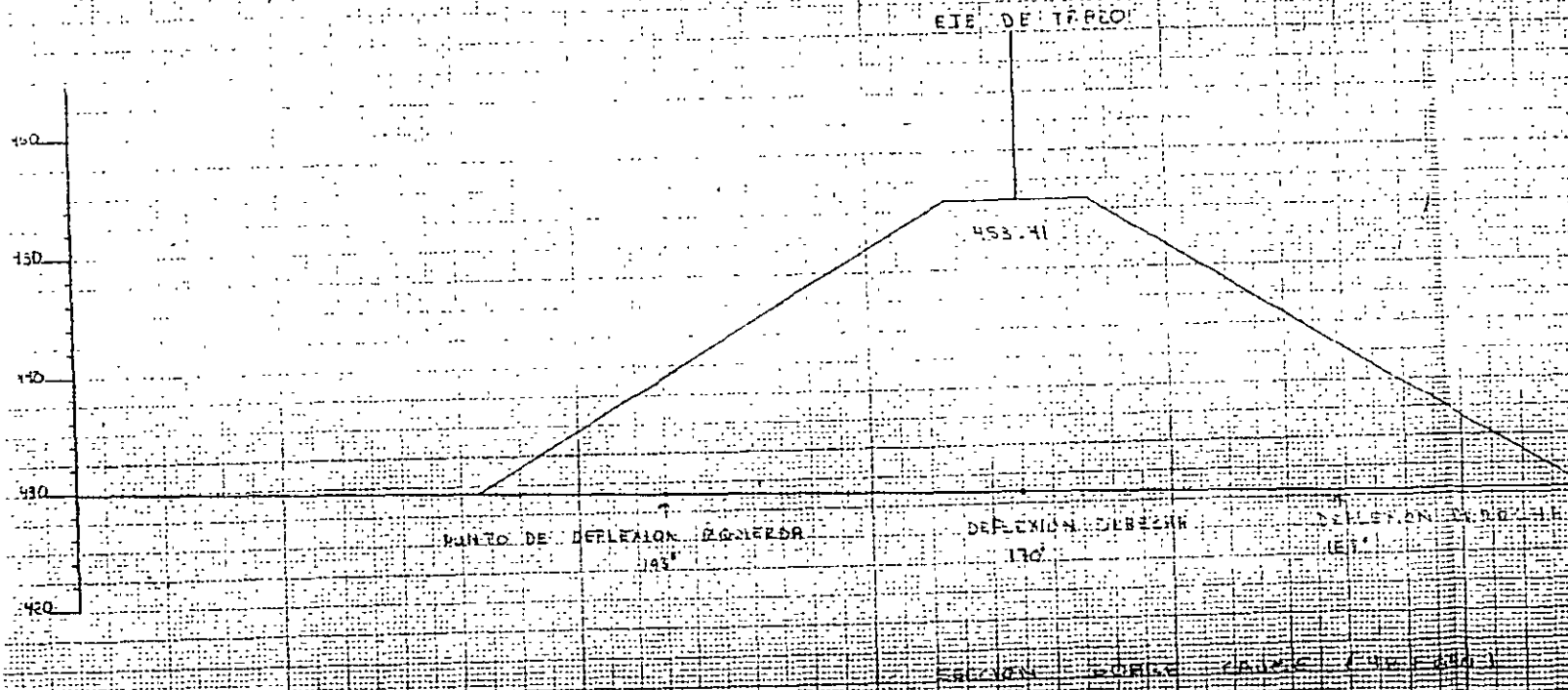
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA NACIONAL N.º 1

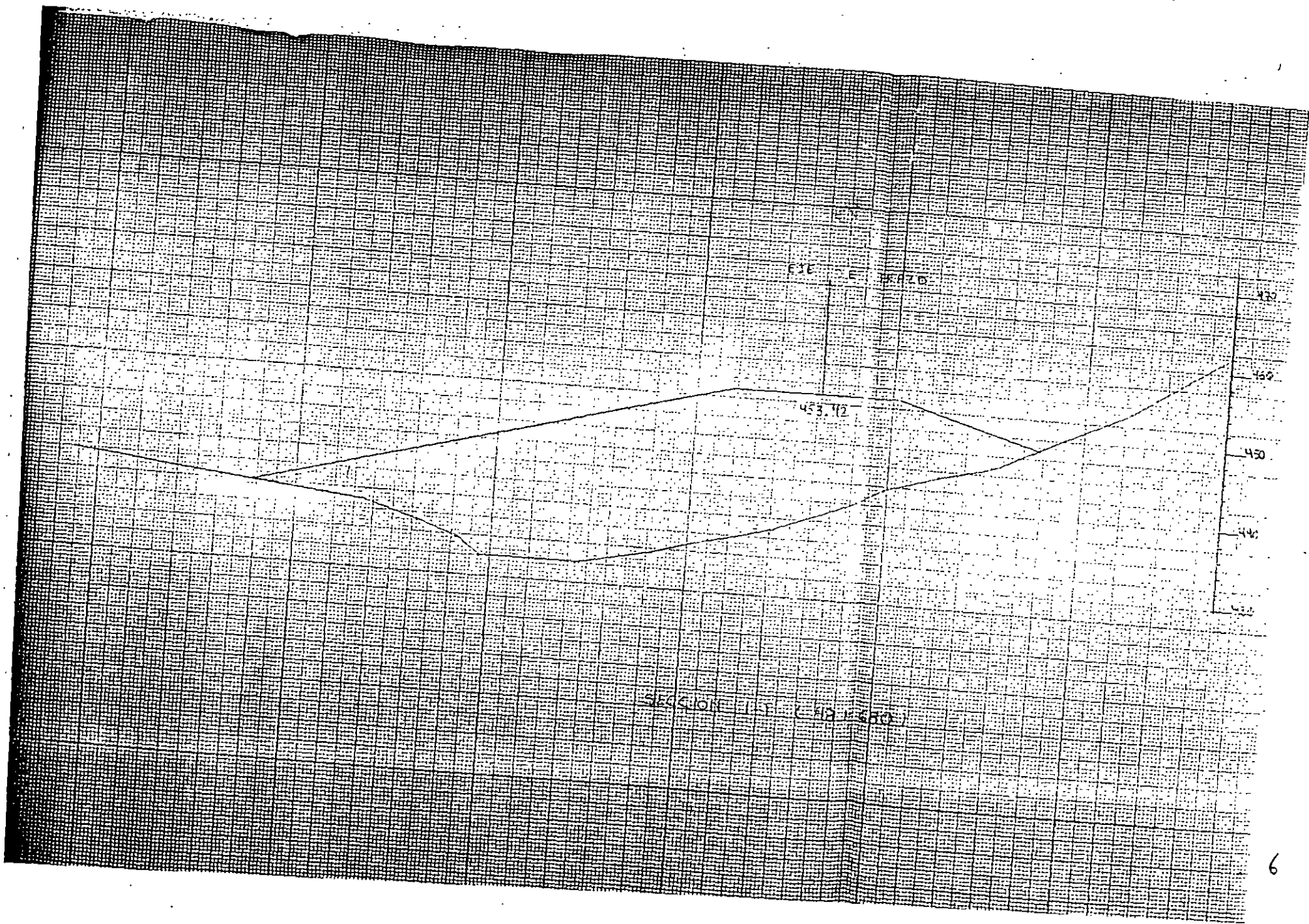
PERFIL LONGITUDINAL CANAL DE DRENADO



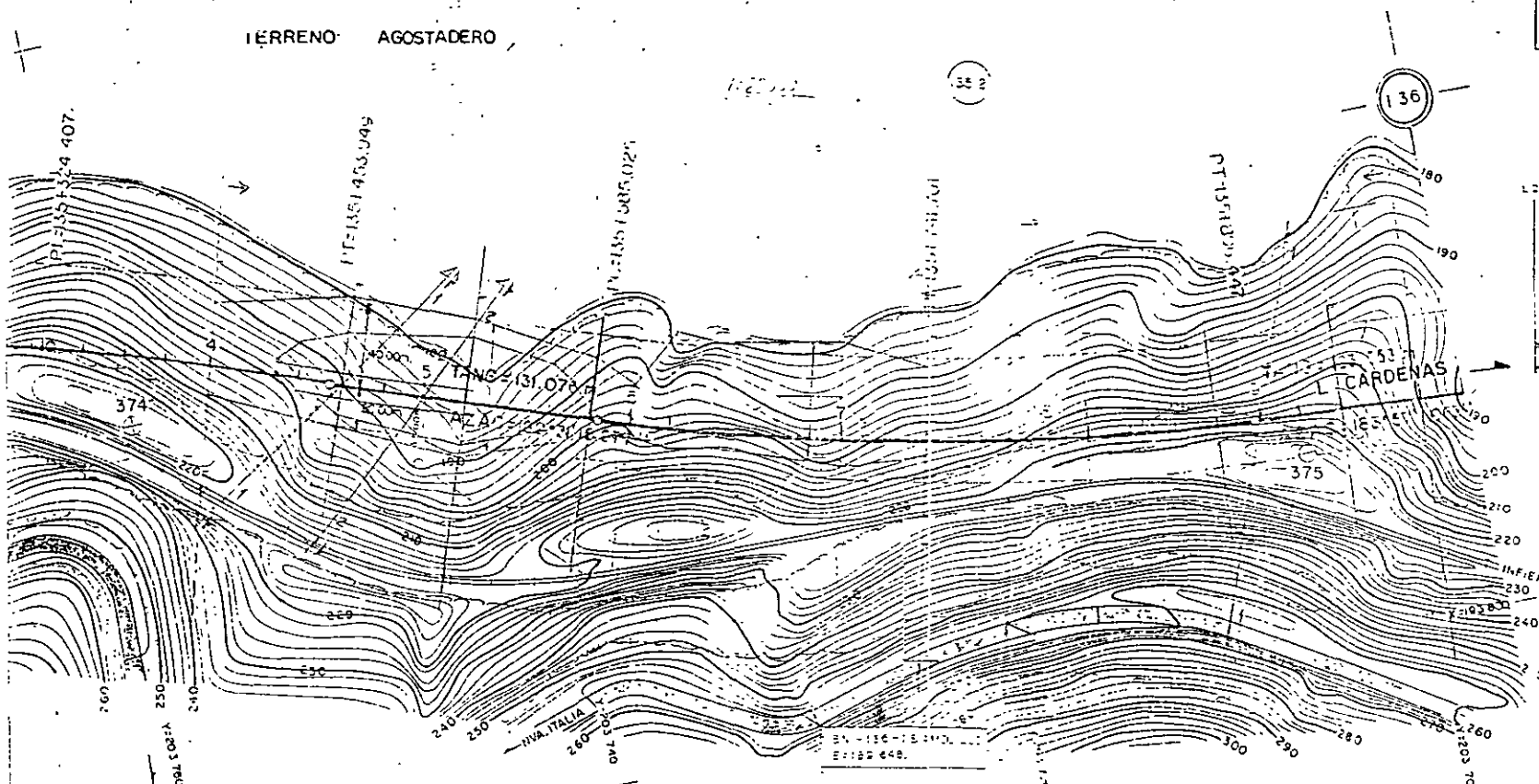
35A

V H 9





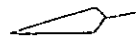
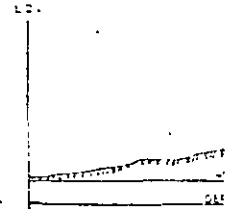
TERRENO AGOSTADERO



D

TRANSITO (DPA)
CARRETERA TIPO
CURVATURA MAXIMA
ANCHO DE CORONA
ESPESOR DE PAVIMENTO

SEC



ESCALA 1:2,000

CAN

2.70	2.00	1.30	0.00	-2.00	0.00	0.15	0.60	0.10	0.30	0.02	0.00	
-2.70	-2.00	-2.00	-2.00	-2.00	-2.00	-2.00	-2.00	-5.20	-5.20	-2.00	-2.00	-2.00
0.20	0.15	0.10	0.00	-2.00	0.00	2.00	2.00	5.20	5.20	2.00	0.00	-2.00
										5.20	2.00	0.00
												-2.00

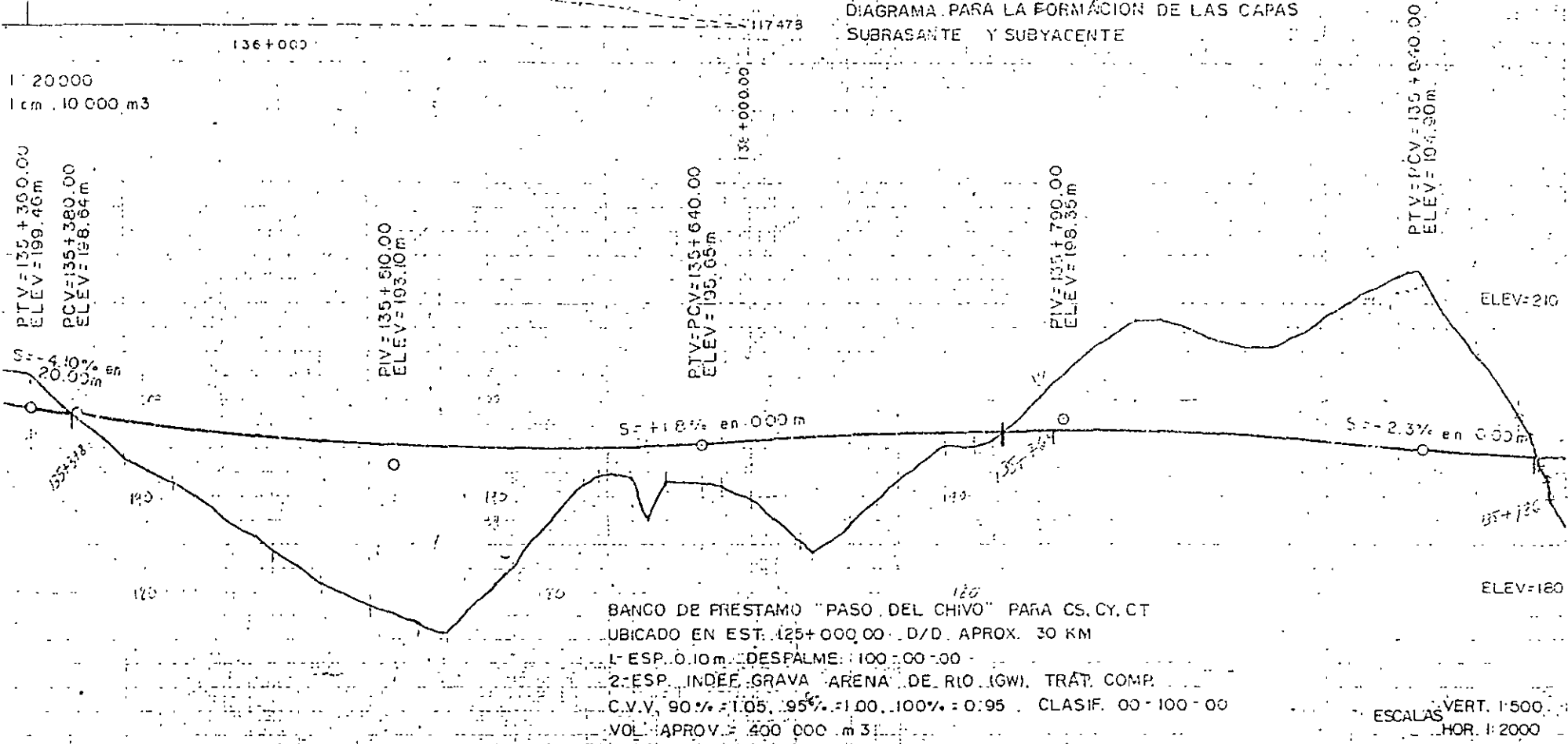
DESVIACIONES (PARA DEN

DEPARTAMENTO
FECHA
TOTAL

68A

745821 769567

DIAGRAMA PARA LA FORMACIÓN DE LAS CAPAS SUBRASANTE Y SUBYACENTE



68C

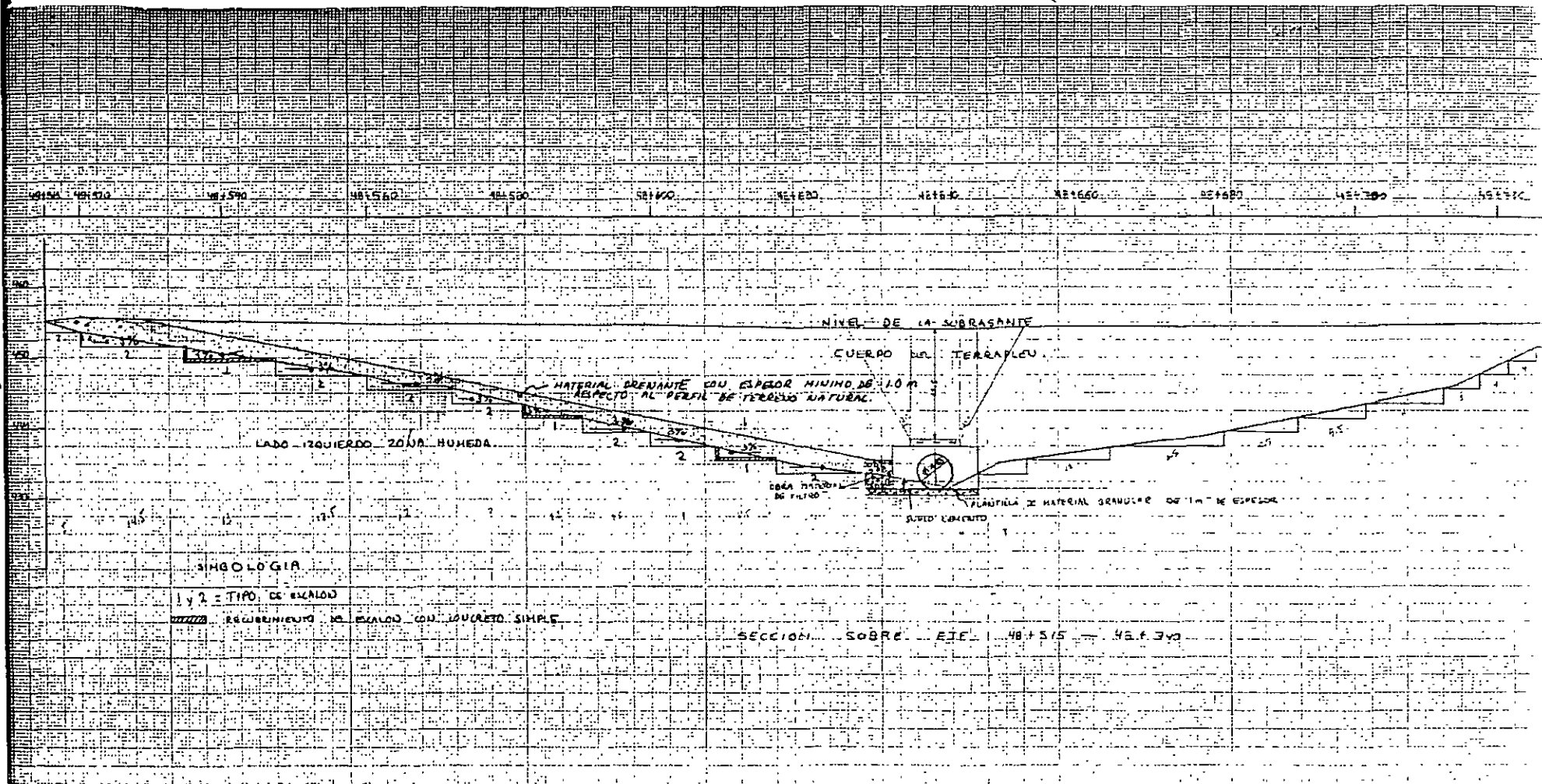
135+530.60
Tc = 1.50m Ø

135+685.32
Tc = 1.50m Ø

TICIDAD COMPACTA A COMPACTA, ROJO VERDOSO IGC) 3. ESP. INDEF. ROCA IGNEAS EXTRUSIVA DE ORIGEN ANDESITICO, ROJO VERDOSO, POCO ALTERADA Y FRACTURADA ESTRATIFICADA

AL ATACARSE SE OBTENDRAN FRAGMENTOS MEDIANOS CHICOS Y GRANDES CON GRAVAS (F_{max}) 60 I B A N D . 00-30-70 A, B, D, H, L

40-60-00	A, B, D, N	199.40	98.64	97.87	97.18	96.59	96.08	95.67	95.33	95.12	94.98	94.94	94.98	95.11	95.34	95.65	95.98	96.26	96.48	96.65	96.77	96.83	96.83	96.78	96.68	96.52	96.30	96.03	95.71	95.33	94.90	94.49	94.19	93.99
----------	------------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------



41A



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

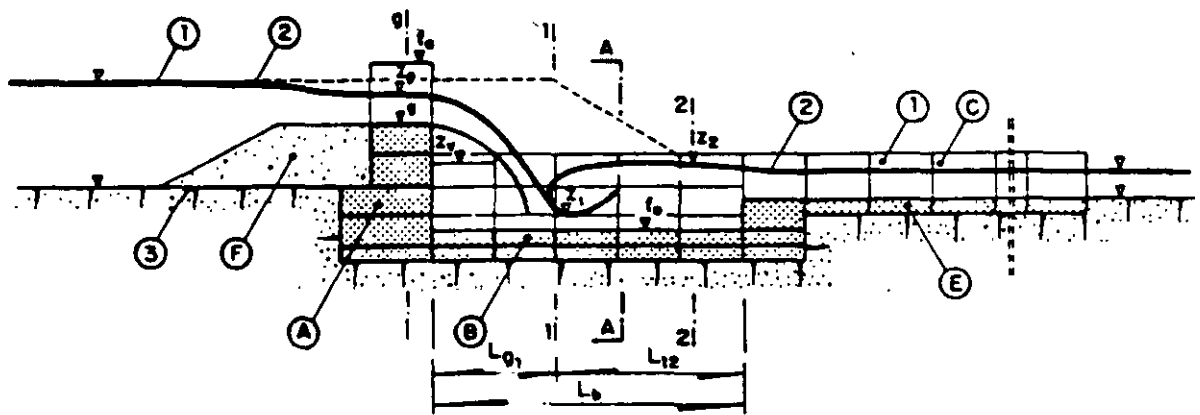
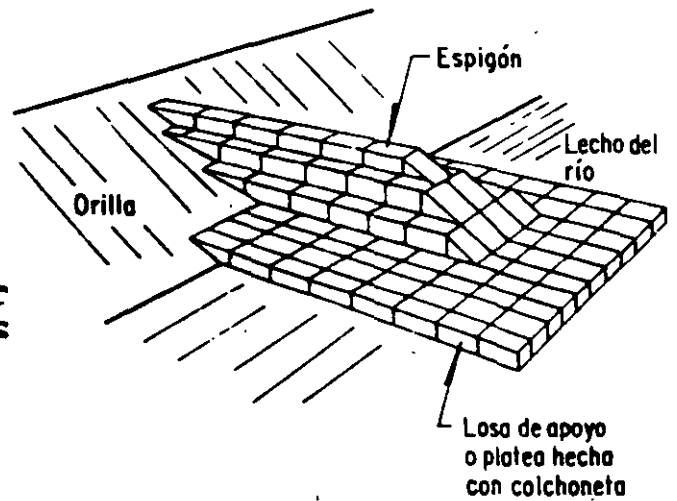
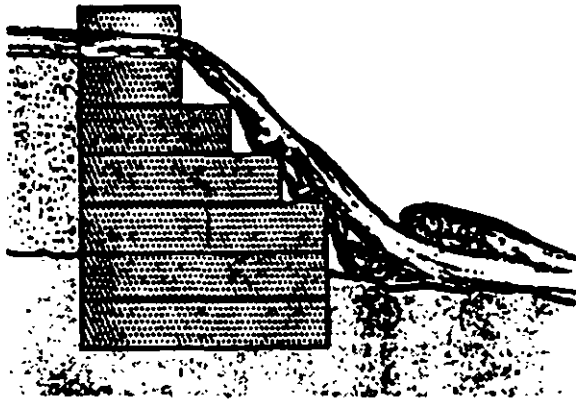
CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

MANUAL DE GAVIONES

**PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

MANUAL DE GAVIONES



GAVIONES LEMAC S.A. de C.V.

ACERO VENTA Y EDIFICACIONES S.A. C.V.

REPRESENTANTE

MANUAL DE GAVIONES

Jaime Euclides Camargo Hernández *
Víctor Franco *

Supervisado por
José Antonio Maza Alvarez**

Proyecto 2309

Elaborado para
GAVIONES LEMAC S A DE C V

Noviembre 1993

- * Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM**
- ** Profesor, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM**

1.	INTRODUCCION	1
1.1	<i>Consideraciones generales</i>	1
1.2	<i>Desarrollo del manual</i>	3
2.	HIDRAULICA FLUVIAL	5
2.1	<i>Resistencia al flujo</i>	5
2.1.1	<i>Sin arrastre</i>	5
2.1.2	<i>Con arrastre</i>	6
2.2	<i>Transporte de sedimentos</i>	7
2.3	<i>Diseño de cauces con arrastre</i>	9
2.3.1	<i>Gasto formativo</i>	9
2.3.2	<i>Cauces estables</i>	10
2.3.2.1	<i>Método de Altunin para material granular</i>	10
2.3.2.2	<i>Método de Maza-Cruickshank para cauces arenosos</i>	13
2.3.2.3	<i>Teoría de régimen. Método de Blench para cauces arenosos o con material cohesivo</i>	14
2.4	<i>Referencias</i>	16
3.	CONTROL DE CARCAVAS	23
3.1	<i>Etapas de control</i>	23
3.2	<i>Presas de gaviones</i>	24
3.2.1	<i>Funciones y tipos</i>	24
3.2.2	<i>Criterios de diseño</i>	25
3.2.2.1	<i>Geometría</i>	25
3.2.2.1.1	<i>Altura efectiva</i>	25
3.2.2.1.2	<i>Espaciamiento</i>	26
3.2.2.1.3	<i>Empotramiento de la presa</i>	27
3.2.2.2	<i>Hidráulico</i>	27
3.2.2.2.1	<i>Vertedor alojado en la presa</i>	27
3.2.2.2.2	<i>Tanque amortiguador</i>	29
3.2.2.3	<i>Estabilidad de la presa</i>	34
3.3	<i>Recomendaciones de diseño</i>	40
3.4	<i>Aplicación</i>	43
3.5	<i>Referencias</i>	50

1. INTRODUCCION

1.1 *Consideraciones generales*

En el transcurso del tiempo, la erosión transforma lentamente, pero en forma continua, la corteza terrestre. Este proceso es el resultado de la acción combinada de diversos factores, principalmente, el agua, el viento y la temperatura. La rapidez con que se efectúa este fenómeno depende de las características geológicas y climáticas de cada región y en casos particulares de la alteración del medio causada por el hombre.

La presencia de cárcavas en un terreno indica un grado avanzado de erosión, ya que, por lo general, éstas se inician después de que una gran parte del suelo superficial ha sido arrastrado a causa de una fuerte erosión laminar.

Al iniciarse el proceso de la formación de cárcavas, se presenta el estado de zanjeado incipiente, o sea aquel en que la cárcava empieza a notarse sobre el terreno, debido a que el agua que escurre tiende a concentrarse para formar pequeñas corrientes que poco a poco convergen

4.	ESTABILIZACION DE CAUCES	63
4.1	<i>Introducción</i>	63
4.2	<i>Espigones</i>	64
4.2.1	Datos para su diseño	64
4.2.2	Recomendaciones de diseño	64
4.2.3	Estabilidad de la estructura de gaviones	72
4.2.4	Observaciones	72
4.3	<i>Recubrimientos o muros marginales</i>	74
4.3.1	Datos necesarios	74
4.3.2	Recomendaciones de diseño	74
4.3.3	Estabilidad de la estructura de gaviones	78
4.4	<i>Canalización</i>	82
4.4.1	Consideraciones de diseño	82
4.4.2	Recomendaciones de diseño	86
4.5	<i>Referencias</i>	87
5.	MUROS DE RETENCION	112
5.1	<i>Introducción</i>	112
5.2	<i>Diseño de los muros</i>	113
5.2.1	Cálculo del empuje	113
5.2.2	Estabilidad de los muros	116
5.2.2.1	Deslizamiento	116
5.2.2.2	Volteamiento	118
5.2.2.3	Carga sobre el terreno	119
5.2.2.4	Verificación en secciones intermedias	120
5.2.2.5	Seguridad de falla global	122
5.2.3	Recomendaciones de diseño	122
5.3	<i>Aplicación</i>	126
5.4	<i>Referencias</i>	138

velocidad y el material que forma la orilla; esas estructuras pueden ser construidas con una gran variedad de materiales, por solo citar algunos, están los enrocamientos o los gaviones.

La erosión que se produce en la cuenca o en los ríos como resultado de un fenómeno natural, es a menudo acelerada cuando el hombre cambia las condiciones naturales del suelo, como son, por ejemplo, las debidas a la desmedida práctica comercial de la tala de bosques, los incendios no sofocados en los bosques, el pastoreo exagerado, la construcción de vías de comunicación, etc. Para el caso particular de las vías de comunicación para proteger los taludes del terraplén, es común en nuestro medio utilizar muros de retención formados con gaviones.

1.2 Desarrollo del manual

El trabajo se ha dividido en cinco capítulos. El capítulo uno, del cual forma parte esta sección, ha tenido la finalidad de formular el problema de la erosión en cuencas y la forma de controlarla.

En el capítulo dos, se presentan algunos aspectos técnicos de la Hidráulica Fluvial, para estudiar los problemas que se presentan al tratar con corrientes naturales y canales artificiales cuyas paredes y fondo están formados con materiales susceptibles de ser arrastrados por la corriente.

En el capítulo tres, se presenta lo relativo a la estabilización de cárcavas, con el uso de las presas de gaviones para controlar la erosión, estas estructuras reducen la velocidad del agua y el deterioro en los taludes de la cárcava tratada. La estabilización solo sería total, cuando se desarrolle vegetación permanente que retenga el suelo en su sitio.

En el capítulo cuatro, se presentan las recomendaciones de diseño para la estabilidad y rectificación de cauces, utilizando espigones, recubrimientos marginales y los diques, así como la estabilidad de dichas obras cuando éstas se construyen con gaviones

entre sí para dar origen a otras de mayor anchura y profundidad.

El control de las cárcavas, en su etapa incipiente es sencillo, pues, generalmente, basta pasar el arado o la rastra a través de las pequeñas corrientes o canalillas para que ellas desaparezcan e impedir así su crecimiento posterior y, por lo tanto, la dificultad de su control. En su etapa desarrollada, para disminuir la velocidad del escurrimiento y por tanto reducir al máximo su poder erosivo y evitar en esta forma su crecimiento en profundidad y anchura, el control de cárcavas mediante la construcción de presas como son, por ejemplo, las hechas con gaviones, es solo una parte del control integral de cuencas, ya que este problema para ser resuelto en forma completa, exige un tratamiento adecuado del área total drenada, debido a que si se atiende exclusivamente a las cárcavas existentes, se omite atacar las causas que lo originan.

En los ríos que drenan los escurrimientos de la cuenca, en sus curvas se produce el fenómeno de erosión y depósito, por la fuerza centrífuga que se genera en ellas. Por ello, en las curvas, las secciones transversales tienen mayores profundidades cerca de la orilla exterior, las que disminuyen hacia el interior. Durante el proceso erosivo, el flujo empuja y arrastra principalmente las partículas del pie y de la zona baja de talud de la orilla, con lo que esta tiende a hacerse vertical. Cuando la margen está formada principalmente por material no cohesivo como son, por ejemplo las arenas y gravas, el talud falla al tender a hacerse vertical. Dicha falla se produce ya sea por deslizamiento o por fracturamiento, hasta que un bloque cae dentro de la corriente. Si la margen está construida por material cohesivo se pueden llegar a formar cavidades al pie del talud antes de que se produzca el colapso y falla en un tramo de la orilla. Después de la falla, la pendiente del talud disminuye y se mantiene así mientras la corriente arrastra todo el material fallado y el ciclo erosivo vuelve a repetirse.

Entre las medidas más comunes para proteger las márgenes de los ríos, sobre todo los exteriores de las curvas, están los espigones, los recubrimientos o protecciones marginales y los diques, cuyo propósito principal consiste en evitar el contacto directo entre el flujo con alta

2. HIDRAULICA FLUVIAL

2.1 Resistencia al flujo

2.1.1 Sin arrastre

Entre las fórmulas de resistencia al flujo más usuales en la práctica está la de Manning, dada por

$$V = \frac{1}{n} R_H^{1/2} S^{1/2} \quad (2.1)$$

donde

- V velocidad media, en m/s
- n coeficiente de Manning, ver tabla 2.1
- R_H magnitud característica, para flujo en canales se utiliza el radio hidráulico, en m
- S gradiente ó pendiente hidráulica, adimensional

Sí se usan gaviones el valor de n también se puede obtener con ayuda de la fig 2.1 en función del diámetro medio de las partículas con que se

llena el gavión. Si el radio hidráulico es mayor de 1.5 m se puede usar un valor de $n = 0.025$ con la restricción de que el diámetro medio de las partículas tenga un tamaño que varíe entre 5 y 25 cms.

2.1.2 Con arrastre

Entre los métodos que permiten obtener directamente la resistencia total se recomienda el propuesto por Cruickshank-Maza, que toma en cuenta la rugosidad relativa de los granos e implícitamente la variación de la forma de la configuración del fondo al variar el flujo. Proponen dos ecuaciones, una para régimen inferior con fondo de rizos y dunas, y otra para régimen superior con ondas estacionarias y antidunas.

Para régimen inferior

$$V = 7.58 \omega_{50} \left(\frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left(\frac{S}{\Delta} \right)^{0.456} \quad (2.2)$$

que se cumple si

$$\frac{1}{S} \geq 83.5 \left(\frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.350} \quad (2.2a)$$

Para régimen superior

$$V = 6.25 \omega_{50} \left(\frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left(\frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} \quad (2.3)$$

que se cumple si

$$\frac{1}{S} \leq 66.5 \left(\frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.382} \quad (2.3a)$$

donde

- V velocidad media del flujo, en m/s
- ω_{50} velocidad de caída de las partículas con diámetro D_{50} , en m/s, se obtiene con ayuda de la fig 2.2

- d tirante medio, en m
- D_n diámetro de la partícula, donde el subíndice n indica el porcentaje en peso de la muestra, que contiene partículas que son menores o iguales que D_n . Por ejemplo, si $D_{84} = 0.524$ mm, significa que el 84%, en peso, del sedimento está formado por partículas cuyos tamaños son menores o iguales a 0.524 mm
- S pendiente del cauce, adimensional

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

- γ_s peso específico de una partícula, en kgf/m^3
- γ peso específico del agua, en kgf/m^3

2.2 Transporte de sedimentos

Los sedimentos que pueden ser transportados son los que forman el fondo y las orillas del cauce, además de las partículas muy finas procedentes de los terrenos de la cuenca.

Para cuantificar el transporte total de fondo, es decir, la totalidad, de partículas que pasan por una sección, en suspensión ó en la capa de fondo, y que proceden del fondo o del lavado de la cuenca, se recomienda utilizar los métodos de Meyer-Peter y Müller y el de Engelund.

a. Método de Meyer-Peter y Müller

La expresión propuesta establece que

$$g_{BT} = 8 \gamma_s g^{1/2} \Delta^{1/2} D_m^{3/2} \left[\left(\frac{n}{n_c} \right)^{3/2} \tau_c - 0.047 \right]^{3/2} \quad (2.4)$$

donde

g_{BT} transporte total de fondo, en kgf/s/m

D_m diámetro medio de las partículas, en m
 n rugosidad total del cauce, se obtiene de la fórmula de Manning
 n' rugosidad debida a las partículas e igual a

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{21} = \frac{D_{50}^{1/6}}{26} \quad (2.4a)$$

g aceleración de la gravedad, en m/s^2
 τ^* parámetro adimensional de Shields

$$\tau_* = \frac{R_H S}{\Delta D_{50}} \quad (2.4b)$$

D_{50} , D_{90} están expresados en m. Meyer-Peter y Müller probaron materiales con pesos específicos comprendidos entre 1250 y 4200 kgf/m^3 y los diámetros medios de las muestras variaron de 0.4 mm a 30 mm

b. Método de Engelund

La fórmula propuesta para cauces arenosos es

$$g_{BT} = \frac{0.04 \gamma_s (R_H S)^{3/2} V^2}{g^{1/2} \Delta^2 D_{50}} \quad (2.5)$$

donde V es la velocidad media del flujo, en m/s . La ecuación se aplica siempre y cuando $0.15 < D_{50} < 2$ mm y el número de Reynolds de la partícula asociado a la velocidad al cortante sea igual o mayor que 12, es decir

$$Re = \frac{V_* D_{50}}{\nu} \geq 12 \quad (2.6)$$

donde

Re número de Reynolds, adimensional
 ν viscosidad cinemática, en m^2/s , ver tabla 2.2
 V_* velocidad al cortante, en m/s

$$V_e = (g R_H S)^{1/2}$$

(2.6a)

2.3 Diseño de cauces con arrastre

2.3.1 Gasto formativo

Para el estudio de la estabilidad de un cauce, es indispensable fijar un gasto que represente el hidrograma anual, al respecto existen varios criterios para determinarlo, ellos se describen a continuación

a) Gasto dominante. El gasto formativo que recibe este nombre es aquel que de permanecer constante a lo largo del año, transportará la misma cantidad de material del fondo que el hidrograma anual, por tanto, para encontrar el valor del gasto dominante se calcula para cada día del año el transporte de fondo en función del gasto medio diario aforado; sumando todos los resultados se obtiene el transporte anual del fondo y se divide entre 365 días del año, logrando el transporte medio diario, con lo cual resulta fácil obtener el gasto líquido diario que tiene esa capacidad de transporte. El gasto líquido, en m^3/s , asociado a ese gasto diario, recibe el nombre de dominante.

b) Para algunos autores (entre ellos Leopold y Madok) el gasto formativo es el que tiene un periodo de retorno de 1.4 años. Si hay una estación de aforos cercana, se puede obtener analizando los gastos máximos con los criterios de Nash o Gumbel.

c) Por último, algunos consideran como gasto formativo, principalmente en ríos de planicie, al gasto máximo que es capaz de pasar por el cauce principal sin que desborde hacia la planicie. En la mayoría de los problemas estudiados este criterio ha conducido a resultados más congruentes.

Sin embargo, se recomienda utilizar los tres y probar los tres gastos obtenidos. Casi siempre se puede contar con algún dato adicional que permita conocer cual de ellos conduce a un resultado más acertado.

2.3.2 Cauces estables

Generalmente, conocidos el gasto formativo Q , el transporte de sólidos que entre al tramo en estudio g_{BT} , y un diámetro representativo, D , del material del fondo, se puede obtener la pendiente, el ancho B y el tirante d , es decir, se tiene un cauce con tres grados de libertad. Entre los métodos para analizar la estabilidad del cauce están, por ejemplo, los propuestos por Altunin, Maza-Cruickshank y Blench. El primero se desarrolló para cauces formados con material grueso como gravas y boleas; el segundo se aplica a cauces arenosos, y el tercero es aplicable a cauces con márgenes formados de material cohesivo.

2.3.2.1 Método de Altunin para material granular

Para conocer la estabilidad de un cauce, Altunin tomó en cuenta además de las variables ya indicadas, la mayor o menor resistencia de las orillas a la erosión, y la zona del río donde se encuentra el tramo en estudio.

Con ello supuso que una sección es de tipo "a", si las orillas son difícilmente erosionables y "b" si son fácilmente erosionadas.

Las tres ecuaciones que propone para obtener los tres grados de libertad son:

La primera permite conocer la velocidad media de la corriente que no produce erosión, tomando en cuenta el diámetro medio del material del fondo y el tirante

$$V = a V_{\phi} d^{\alpha} \quad (2.7)$$

La segunda define la velocidad media de la corriente en función de la resistencia flujo

$$V = k d^Z S^X \quad (2.8)$$

La tercera resultó de la observación de secciones naturales estables y fue propuesta por Gluschkov

$$B^{\alpha} = Kd \quad (2.9)$$

La ec 2.9 se puede transformar y se ha propuesto utilizarla también como

$$B = \frac{A Q^{0.5}}{S^{0.2}} \quad (2.10)$$

donde

a constante igual a 1 en la planicie y 1.1 en la zona intermedia

V_{ϕ} velocidad media máxima que soportan las partículas del fondo sin que se produzca erosión cuando el tirante es de 1 m. Se obtiene con ayuda de la tabla 2.3 en función del diámetro medio de las partículas, en m/s

d tirante medio en la sección, igual al área entre el ancho de la superficie libre, en m

α exponente variable que depende del tirante y que puede tomar los valores siguientes

$$\alpha = \frac{1}{3} \quad \text{si } d < 1.50 \text{ m} \quad (2.11a)$$

$$\alpha = \frac{1}{4} \quad \text{si } 1.50 < d < 2.50 \text{ m} \quad (2.11b)$$

$$\alpha = \frac{1}{5} \quad \text{si } d > 2.50 \text{ m} \quad (2.11c)$$

k coeficiente de rugosidad que para cauces con gravas o diámetros mayores Altunin lo supone igual a 11

z exponente que para las condiciones indicadas se recomienda igual a 1/2

x exponente que para las condiciones indicadas se recomienda igual a 1/3

B ancho de la superficie libre del agua, en m

m exponente que es igual a 0.5 para ríos de montaña y 1.0 para cauces aluviales cerca de la desembocadura; se acepta 0.7 para cauces arenosos. Este exponente también se puede valorar mediante la ecuación

$$m = 0.72 \left[\frac{A D}{R_H S} \right]^{0.1} \quad (2.12)$$

A coeficiente dado por la expresión

$$A = \left(n K^{5/3} \right)^{3/(3+5m)} \quad (2.13)$$

Los valores de A y m se pueden obtener con ayuda de la tabla 2.4.

En la ecuación propuesta para valorar A, n es el coeficiente de rugosidad según Manning, y K un coeficiente que depende de la resistencia de las orillas, ver ec 2.9, cuyos valores son 3 a 4 si el material que forma el cauce es muy resistente (tipo a), 16 a 20 para material fácilmente erosionable (tipo b) y para material aluvial entre 8 y 12. En los problemas de ingeniería se acepta usar K = 10.

A partir de las ecs 2.7, 2.8 y 2.10 se obtienen las ecuaciones generales de diseño mostradas en la tabla 2.5, donde se ha considerado que z y x tienen los valores indicados anteriormente. Las ecuaciones se presentan para los tres valores de α mencionados.

Dado que la información disponible para el diseño puede variar y, con ello, las tres incógnitas que deben despejarse de las tres ecuaciones originales, en la tabla 2.6 se indican tres posibles combinaciones de parámetros por obtener. En ella aparecen cinco incógnitas para cada grupo, pero ello se debe a que se han añadido dos ecuaciones adicionales

de continuidad

$$V = \frac{Q}{B d} \quad (2.14)$$

$$Q = V B d \quad (2.15)$$

donde

q gasto unitario, en $m^3/s/m$

2.3.2.2 Método de Maza-Cruickshank para cauces arenosos

El método propuesto toma en cuenta tres ecuaciones: una de fricción (la de Cruickshank-Maza para arenas), una de arrastre y otra que relacione anchos y pendientes, esta última obtenida en forma empírica de observaciones reales (la de Gluschkov)

Conocidos algunos de los parámetros que intervienen en las ecuaciones de partida, se puede obtener el valor de tres que no sean conocidos. Si, por ejemplo, se conoce el gasto formativo Q , el transporte de sedimentos que entra al tramo Q_{BT} , la granulometría del material del fondo y orillas, y se supone que el exponente m , de la ec 2.9, es igual a 0.70 (valor promedio para cauces arenosos), se obtienen el ancho, tirante y pendiente del cauce con estabilidad dinámica. Las ecuaciones que permiten encontrar esas variables son

Para régimen inferior

$$B = \frac{0.368 D_{B4}^{0.247} K^{0.7} Q^{0.63}}{\omega_{50}^{0.39} \Delta^{0.238} g^{0.06} D_{35}^{0.118} Q_{BT}^{0.119}} \quad (2.16)$$

$$d = \frac{0.468 D_{B4}^{0.173} Q^{0.44}}{\omega_{50}^{0.274} \Delta^{0.188} g^{0.041} K^{0.51} Q_{BT}^{0.083} D_{35}^{0.083}} \quad (2.17)$$

$$S = \frac{3.215 \Delta^{1.12} g^{0.28} D_{35}^{0.56} D_{84}^{0.223} K^{0.294} Q_{BT}^{0.58}}{\omega_{50}^{0.352} Q^{0.768}} \quad (2.18)$$

Para régimen superior

$$B = \frac{0.037 D_{84}^{0.281} K^{0.714} Q^{0.596}}{\omega_{50}^{0.406} g^{0.048} \Delta^{0.19} D_{35}^{0.096} Q_{BT}^{0.095}} \quad (2.19)$$

$$d = \frac{0.5 D_{84}^{0.183} Q^{0.417}}{\omega_{50}^{0.283} g^{0.033} \Delta^{0.133} K^{0.5} D_{35}^{0.067} Q_{BT}^{0.067}} \quad (2.20)$$

$$S = \frac{3.50 g^{0.261} \Delta^{1.16} D_{35}^{0.581} D_{84}^{0.235} K^{0.309} Q_{BT}^{0.581}}{\omega_{50}^{0.365} Q^{0.797}} \quad (2.21)$$

La ventaja principal de este método consiste en que permite tomar en cuenta el gasto sólido y por tanto conocer las variaciones que sufre la sección cuando es incrementado o reducido debido a alteraciones en la cuenca y obras en los cauces.

En las ecs 2.16 a 2.21 B, d, D_{35} y D_{84} , en m; Q y Q_{BT} en m^3/s ; g en m/s^2 ; ω_{50} , en m/s y Δ no tiene unidades.

2.3.2.3 Teoría de régimen. Método de Blench para cauces arenosos o con material cohesivo

Según Blench, las tres ecuaciones de diseño para obtener las características geométricas y la pendiente de un canal estable son

$$B = 1.81 \left[\frac{Q F_b}{F_s} \right]^{1/2} \quad (2.22)$$

$$d = 1.02 \left[\frac{Q F_s}{F_b^2} \right]^{1/3} \quad (2.23)$$

$$S = \frac{0.56 (1+0.012 C_s)^{5/6} F_b^{1/12} F_s}{\left[1 + \frac{C_s}{2330}\right] K Q^{1/6}} \quad (2.24)$$

donde

- F_b factor de fondo, cuyos valores promedios son 0.8 para material fino y 1.2 para material grueso
- F_s factor de orilla, cuyos valores son 0.1 para materiales sueltos, 0.2 para materiales ligeramente cohesivos y 0.3 para materiales cohesivos
- C_s concentración del sedimento arrastrado del fondo, en partes por millón en peso
- K coeficiente igual a

$$K = \frac{6.03 g}{v^{1/4}} \quad (2.25)$$

Los coeficientes de las ecuaciones anteriores obligan a utilizar el sistema métrico.

El factor de fondo F_b puede ser valuado mediante las expresiones siguientes:

-Si el canal arrastra poco sedimento y el fondo es arenoso

$$F_b = 1.9 \sqrt{D} \quad (2.26)$$

donde

D diámetro medio de las partículas, en mm

-Si existe arrastre de sedimentos y el fondo es arenoso

$$F_b = 1.9 \sqrt{D} (1 + 0.012 C_s) \quad (2.27)$$

El método de Blench conviene utilizarlo en el diseño de canales de riego y en tramos de ríos con material fino y con cierta cohesión. Debe tenerse cuidado cuando su aplicación se extrapola a cauces naturales o canales con material grueso.

2.4 Referencias

1. Blench I, "Regimen behavior of channels and rivers", Butterworths Scientific Publications, London, 1957, pp 53-113.
2. Engelund, F, "Hydraulic resistance of alluvial streams", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol 93, No HY4, paper 4739, mar 1966, pp 315-327.
3. Manual de Diseño de Obras Civiles, "Cap A.2.9 Esguerrimiento a superficie libre", Comisión Federal de Electricidad, México, 1981.
4. Manual de Diseño de Obras Civiles, "Cap A.1.10 Avenidas de Diseño", Comisión Federal de Electricidad, México, 1981.
5. Manual de Diseño de Obras Civiles, "Cap A.2.11 Hidráulica Fluvial", Comisión Federal de Electricidad, México, 1981.
6. Maza, J. and Cruickshank, C. "Stable channels in alluvion", Proceedings International Symposium on River Mechanics, Bangkok, Tailandia, Jan 1973, pp 715-722.
7. Meyer Peter, E and Müller, R. "Formula for bed-load transport", Report on Second Meeting of International Association for Hydraulic Research, Estocolmo, Suecia, 1948, pp 39-64.
8. Secretaría de Obras Públicas, "Caviones metálicos", Departamento de Antioquia, Colombia.

TABLA 2.1 Valores de la "n" de Manning para diferentes acabados [3]

	n
1. Concreto, en conductos cerrados, funcionando parcialmente llenos	
a) cimbra de acero, sin acabado	0.013
b) cimbra de madera, sin acabado	0.014
2. Concreto, en canales excavados a cielo abierto	
a) acabado con llana metálica	0.013
b) acabado con llana de madera	0.015
c) sin acabar	0.017
3. Fondo de concreto, acabado con llana de madera y taludes	
a) mampostería junteada y aplanada con mortero	0.020
b) mampostería seca o a volteo	0.030
4. Fondo y taludes de mampostería	
a) junteada con mortero	0.025
b) sin juntear	0.032
5. Canales revestidos con gaviones tipo colchoneta rellenos con material bien seleccionado y puestos en obra con mucho cuidado	0.0222
6. Canales revestidos con gaviones tipo colchoneta rellenos con material bien seleccionado y puestos en obra sin mucho cuidado	0.0250
7. Canales revestidos con gaviones tipo colchoneta rellenos con material de cantera no seleccionado y colocado a volteo	0.0270
8. Canales revestidos con gaviones rellenos con material bien seleccionado y puesto en obra muy cuidadosamente	0.0260
9. Canales revestidos con gaviones rellenos con material no seleccionado y puesto en obra sin mucho cuidado	0.0285
10. Canales en tierra en malas condiciones de mantenimiento: presencia de vegetación en el fondo y en las orillas, o depósitos irregulares de piedras y de grava, o profundas erosiones irregulares. Canales en tierra realizados con excavadoras y sin mantenimiento	0.0303

TABLA 2.2 Coeficiente de viscosidad dinámica y cinemática del agua en función de la temperatura [5]

Tempe- ratura, en °C	Viscosidad dinámica, μ , en 10^{-8} kgf s/m ²	Viscosidad cinemática, ν , en 10^{-6} m ² /s	Tempe- ratura, en °C	Viscosidad dinámica, μ , en 10^{-8} kgf s/m ²	Viscosidad cinemática, ν , en 10^{-6} m ² /s
5	1.548	1.519	16	1.133	1.112
6	1.500	1.472	17	1.104	1.084
7	1.456	1.428	18	1.076	1.057
8	1.413	1.386	19	1.049	1.031
9	1.372	1.346	20	1.025	1.007
10	1.333	1.308	21	1.000	0.983
11	1.296	1.272	22	0.976	0.960
12	1.260	1.237	23	0.954	0.938
13	1.227	1.204	24	0.932	0.917
14	1.194	1.172	25	0.911	0.896
15	1.162	1.141	26	0.890	0.876

TABLA 2.3 Valores de la velocidad V_{ϕ} en función del diámetro medio de las partículas cuando el tirante es de 1 m [5]

Diámetro, en mm	V_{ϕ} , en m/s	Diámetro, en mm	V_{ϕ} , en m/s
		46	1.44
		48	1.47
		50	1.50
1.0	0.60	52	1.54
2.5	0.75	54	1.56
5	0.80	56	1.59
10	0.83	58	1.62
15	0.86	60	1.65
20	0.90	65	1.69
25	0.98	70	1.73
30	1.04	75	1.76
32	1.11	80	1.80
34	1.17	85	1.84
36	1.24	90	1.88
38	1.29	95	1.91
40	1.35	100	1.95
42	1.38	150	2.40
44	1.41	200	2.60

TABLA 2.4 Valores de A y n para cauces estables (5)

Zona del río y condición del cauce	Número de Froude	Parámetro A		Valor del exponente n cuando K = 10	
		Tipo de sección a	Tipo de sección b	Tipo de sección a	Tipo de sección b
Zona de alta montaña. Cauce rocoso o cubierta de piedras	10	0.50	0.75	---	1.0
Zona de montaña. Cauce formado con cantos rodados, boleó y guijarros. Rápidas y pendiente cercana a la crítica.	1.0 -0.5	0.75	0.90	1.00	0.80
Zona en las faldas de la montaña. Llegada del río al valle. Cauce formado por guijarros, grava y arena. Corriente tranquila	0.50 -0.20	0.90	1.0	0.80	0.75
Zona intermedias. Cauce formado por arena gruesa, media y fina. Corriente tranquila	0.20 -0.40	1.0	1.1	0.75	0.70
Zona de planicie. Cauce formado de arena fina.					
a) Río caudaloso	0.20 -0.02	1.1	1.3	0.75	0.70
b) Río poco caudaloso	0.20 -0.40	1.0	1.1	0.75	0.70

TABLA 2.5 Fórmulas para el cálculo de cauces estables formados en terrenos de arena gruesa a guijarros, partículas con diámetro mayor de 1 mm [5]

Elemento de cálculo	$\alpha = 1/5$	$\alpha = 1/4$	$\alpha = 1/3$
Profundidad media, d	$\frac{0.732 V^{10/3}}{(1\ 000\ S)^{10/9}} \frac{1}{\phi}$	$\frac{0.685 V^4}{(1\ 000\ S)^{4/3}} \frac{1}{\phi}$	$\frac{0.565 V^6}{(1\ 000\ S)^2} \frac{1}{\phi}$
Velocidad media, V	$\frac{0.939 V^{5/3}}{(1\ 000\ S)^{2/9}} \frac{1}{\phi}$	$\frac{0.909 V^3}{(1\ 000\ S)^{1/3}} \frac{1}{\phi}$	$\frac{0.835 V^3}{(1\ 000\ S)^{2/9}} \frac{1}{\phi}$
Gasto unitario, q	$\frac{0.686 V^5}{(1\ 000\ S)^{4/3}} \frac{1}{\phi}$	$\frac{0.623 V^6}{(1\ 000\ S)^{5/3}} \frac{1}{\phi}$	$\frac{0.471 V^9}{(1\ 000\ S)^{8/3}} \frac{1}{\phi}$
Gasto de agua en un brazo estable, Q	$\frac{7.46 A^2 V^{10}}{(1\ 000\ S)^{3.07}} \frac{1}{\phi}$	$\frac{6.20 A^2 V^{12}}{(1\ 000\ S)^{3.73}} \frac{1}{\phi}$	$\frac{3.50 A V^{18}}{(1\ 000\ S)^{5.73}} \frac{1}{\phi}$
Pendiente del cauce estable, S	$\frac{0.00192 A^{0.853} V^{3.28}}{Q^{0.328}} \frac{1}{\phi}$	$\frac{0.00163 A^{0.583} V^{3.21}}{Q^{0.288}} \frac{1}{\phi}$	$\frac{0.00123 A^{0.31} V^{3.15}}{Q^{0.154}} \frac{1}{\phi}$
Velocidad de formación, $V\phi$	$\frac{6.85 Q^{0.10} S^{0.307}}{A^{0.2}}$	$\frac{7.40 Q^{0.083} S^{0.312}}{A^{0.175}}$	$\frac{8.45 Q^{0.048} S^{0.317}}{A^{0.10}}$

TABLA 2.6 Fórmula de diseño para cauces estables en grava o boleo¹ [5]

Variable por calcular	$\alpha = 1/5$	$\alpha = 1/4$	$\alpha = 1/3$
	Primer problema	Datos: Q, V_ϕ , A	
S	$\frac{0.00192 A^{0.653} V_\phi^{3.26}}{Q^{0.320}}$	$\frac{0.00163 A^{0.653} V_\phi^{3.21}}{Q^{0.268}}$	$\frac{0.00123 A^{0.31} V_\phi^{3.15}}{Q^{0.154}}$
B	$AQ^{0.5}/S^{0.2}$	$AQ^{0.5}/S^{0.2}$	$AQ^{0.5}/S^{0.2}$
q	Q/B	Q/B	Q/B
d	$(q/V_\phi)^{5/6}$	$(q/V_\phi)^{4/3}$	$(q/V_\phi)^{3/4}$
	Segundo problema	Datos: S, V_ϕ , A	
d	$\frac{0.732 V_\phi^{10/3}}{(1000 S)^{10/9}}$	$\frac{0.685 V_\phi^4}{(1000 S)^{4/3}}$	$\frac{0.565 V_\phi^6}{(1000 S)^2}$
q	$V_\phi d^{6/5}$	$V_\phi d^{5/4}$	$V_\phi d^{4/3}$
B	$A^2 q/S^{0.4}$	$A^2 q/S^{0.4}$	$A^2 q/S^{0.4}$
Q	q/B	q/B	q/B
	Tercer problema	Datos: Q, S, A	
V_ϕ	$\frac{0.817Q^{0.1} (1000 S)^{0.307}}{A^{0.2}}$	$\frac{0.855Q^{0.083} (1000 S)^{0.312}}{A^{0.176}}$	$\frac{0.943Q^{0.049} (1000 S)^{0.317}}{A^{0.10}}$
B	$AQ^{0.5}/S^{0.2}$	$AQ^{0.5}/S^{0.2}$	$AQ^{0.5}/S^{0.2}$
q	Q/B	Q/B	Q/B
d	$(q/V_\phi)^{5/6}$	$(q/V_\phi)^{4/3}$	$(q/V_\phi)^{3/4}$

¹ En algunos casos las formulas tambien son aplicables a cauces arenosos. Los valores de V_ϕ se toman de la tabla 2.3 ya que en las formulas que aparecen en esta tabla esta tomado en cuenta si se utilizan tirantes diferentes de 1 m.

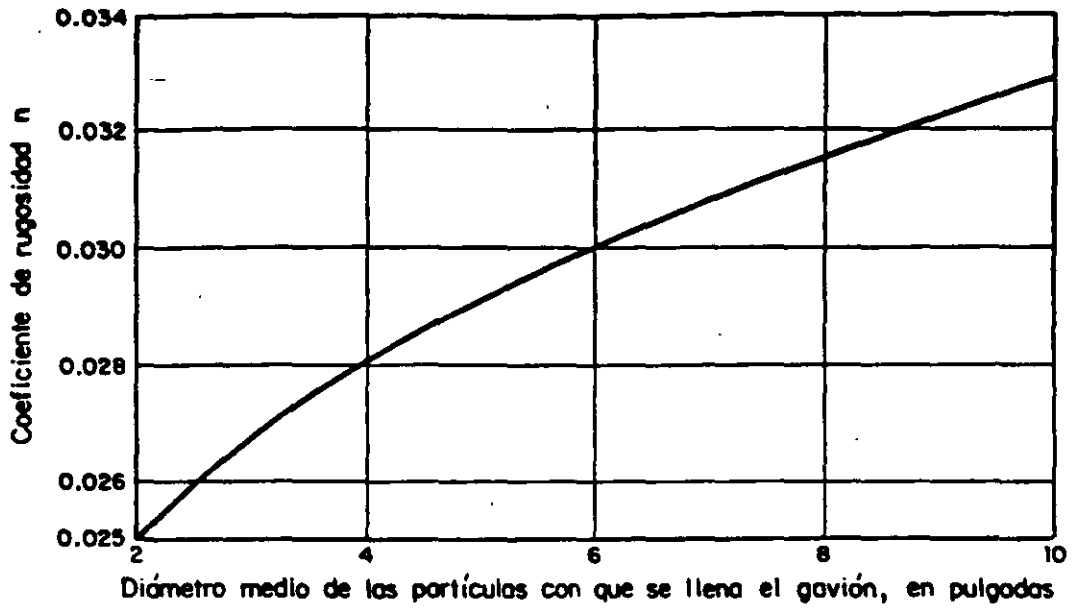


Fig 2.1 Valor del coeficiente de rugosidad de Manning en función del tamaño del material con que se llenan los gaviones [8]

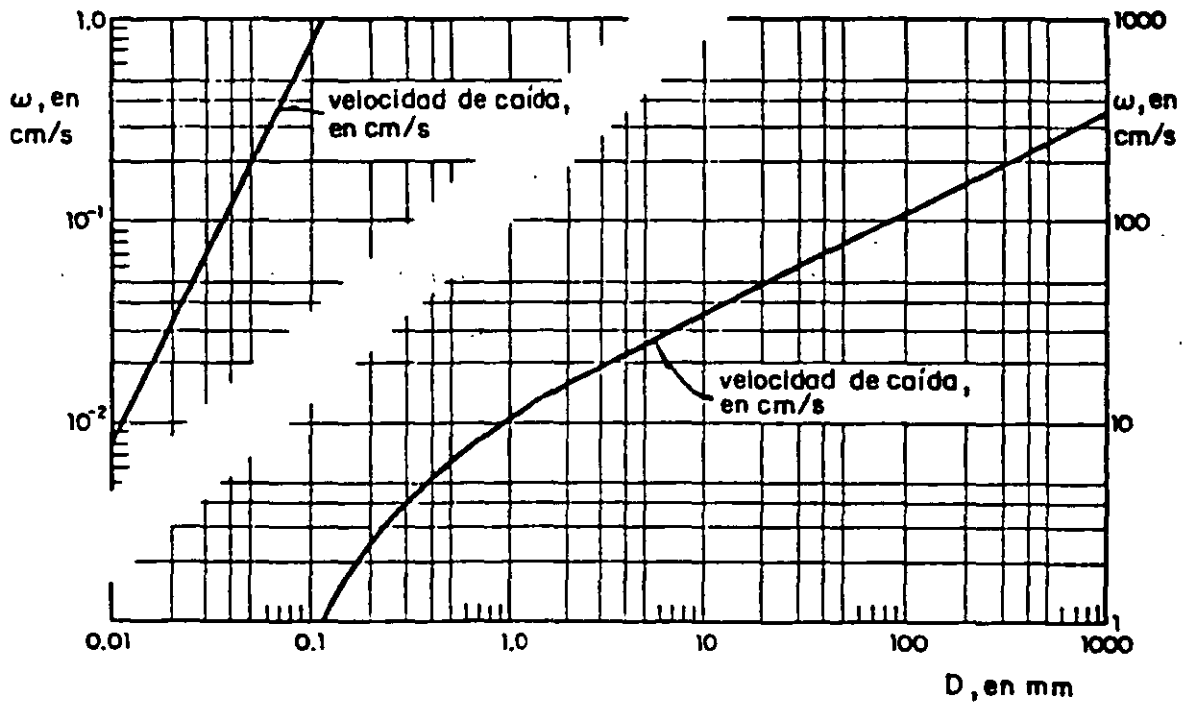


Fig 2.2 Velocidad de caída de las partículas para 20°C según Rubey [5]

3. CONTROL DE CARCAVAS

Los métodos más usados para efectuar este control varían de acuerdo con el número, localización, tamaño y pendiente de las cárcavas, así como de la superficie, topografía, cubierta vegetal existente, condiciones de drenaje y tipo de suelo predominante en la cuenca de captación.

La finalidad que se persigue con el control de las cárcavas es, por ejemplo, si se trata de rellenarlas a fin de restituir las al uso agrícola o si únicamente van a ser semirellenadas para favorecer el desarrollo de pastos y posteriormente ser usadas como desagües, o simplemente darles un tratamiento adecuado para estabilizarlas y así evitar su posterior crecimiento.

3.1 Etapas de control

En los trabajos a desarrollar para el control de las cárcavas, se distinguen dos etapas diferentes.

A. Cabeceo de las tormentas

La prevención y detención de la erosión remontante, para evitar el crecimiento de la cárcava hacia aguas arriba, se puede lograr, al desviar el escurrimiento superficial hacia otros desagües que de antemano han sido protegidos mediante el empleo de zanjas derivadoras, ver fig 3.1; otra forma sería el uso de estructuras específicas, lo más común de éstas es una rámpa cuyo piso este debidamente protegido por un zampeado de piedra o de concreto reforzado, ver fig 3.2.

B. Disminución de la erosión de los taludes y del fondo de la cárcava

Con el uso de las presas de control de azolves, se logra estabilizar en forma casi total el fondo de las cárcavas y se reducen la velocidad del agua y el deterioro en los taludes de la cárcava tratada. La estabilización solo será total, cuando se desarrolle vegetación permanente que retenga al suelo en su sitio.

Las presas de control de azolves se construyen con diversos materiales, como son, por ejemplo, las de carácter temporal (presas de ramas, de malla de alambre, etc) ó permanente (presas de piedra acomodada, de gaviones, de mampostería, etc).

La vida útil de las presas de carácter temporal fluctúa entre dos y cinco años, aunque es posible que este tiempo sea suficiente para que se logre la estabilización de la cárcava mediante vegetación nativa. Las presas de carácter permanente pueden llegar a tener una duración hasta de 40 o 50 años.

3.2 Presas de gaviones

3.2.1 Funciones y tipos

Las presas de gaviones, se emplean para controlar la erosión en cárcavas de diferentes tamaños y como presas filtrantes para la regularización de

corrientes; ellas se usan siempre y cuando se consideren los aspectos de estabilidad especificados para las construcciones de gran magnitud.

Las presas de gaviones se pueden clasificar en tres tipos fundamentales, en función de la conformación del paramento de aguas abajo: de pared vertical, de pared escalonada y de pared inclinada, de manera que la lámina vertiente del agua que pase sobre ellos quede adherida, ver figs 3.3 a 3.5.

En el de pared vertical solo la malla que forma la cresta esta expuesta a la abrasión y por tanto a ella se le debe dar una cierta protección, además al pie de la caída se puede desarrollar una gran socavación que puede ser más grande que la producida por los otros tipos. El de pendiente se recomienda usarlo cuando la altura de la presa varia entre 10 y 15 metros. Los de escalones inclinados presentan mejor estabilidad y disipan una poca de energía en cada escalón, esto último presenta una cierta ventaja ya que la profundidad de la socavación puede ser muy pequeña. Los tipos segundo y tercero no se recomienda usarlos si la corriente transporta sedimentos muy pesados ya que estos pueden llegar a dañar la malla de cada uno de los escalones.

3.2.2 Criterio de diseño

En el diseño de presas de gaviones habrá que dimensionarlas geoméricamente (altura, espaciamento y empotramiento de la presa), hidráulicamente y estructuralmente (estabilidad al volteamiento y deslizamiento horizontal, estabilidad del revestimiento del tanque amortiguador y el análisis de la cimentación)

3.2.2.1 Geométrica

3.2.2.1.1 Altura efectiva

La altura efectiva puede ser hasta de 5 m o más, sólo que para su diseño deben de considerarse los problemas inherentes a la estabilidad de la

presa.

3.2.2.1.2 Espaciamiento

El espaciamiento entre dos presas consecutivas, ver fig 3.6, depende de la pendiente de los sedimentos depositados, de la altura efectiva de las mismas y de la finalidad que se persigue con el tratamiento de las cárcavas; es decir, si se desea retener mucho sedimento, se recomienda emplear presas relativamente altas, espaciadas a distancias más o menos grandes. Si el objetivo es el de estabilizar la pendiente de la cárcava, el espaciamiento y la altura de las presas deben ser menores.

Por regla general los sedimentos retenidos por la presa de control presentan una pendiente, la cual varía de acuerdo con el material sedimentado y la pendiente geométrica de la cárcava. Para arenas gruesas mezcladas con grava, la pendiente es del 2%, para sedimentos de textura media de 1% y para sedimentos finos limosos-arcillosos del 0.5%. De esta forma el espaciamiento entre presas sería igual a

$$E = \frac{H}{S_c - S_s} 100 \quad (3.1)$$

donde

- E distancia entre dos presas consecutivas, en m
- H altura efectiva de la presa, en m
- S_c pendiente de la cárcava, en %
- S_s pendiente estable del sedimento, varía entre 0.5 y 2%

De contar con información de la cárcava, gasto formativo y tamaño de los materiales es posible predecir el perfil de equilibrio del cauce de la cárcava, por ejemplo, con los criterios de Blench, Altunin y Maza-Cruickshank, ver inciso 2.3 2.

Es importante señalar que en la práctica, algunas veces no es necesario ajustarse rigurosamente al espaciamiento calculado, ya que cambiando ligeramente la separación, puede mejorarse la localización de las

presas, encontrándose sitios más apropiados para su construcción.

3.2.2.1.3 Empotramiento de la presa

Uno de los aspectos que merece particular atención es el empotramiento de la presa, tanto en el fondo de la cárcava como en sus taludes. En el fondo, en aquellos casos cuando los escurrimientos que conduce son de importancia. En los taludes, para impedir que el agua flanquee la estructura y se produzcan erosiones en los taludes de la cárcava.

La profundidad de los taludes está en función de la posibilidad de derrumbamiento de la margen, siendo necesario por lo menos de un metro respecto a la línea ideal, ver fig 3.7. En algunos casos cuando el material que componen las márgenes es fácilmente erosionable, además de profundizar los empotramientos, es necesario construir protecciones marginales aguas arriba de la obra y muros que encaucen la caída de agua y eviten la socavación de la márgenes en la proximidad a la presa, ver fig 3.8.

La facilidad con que el agua pueda erosionar el lecho del cauce, determina la profundidad a que es conveniente cimentar la obra para evitar que la socavación se produzca, no siendo necesario alcanzar un estrato resistente a la compresión, ya que la flexibilidad de la estructura de gaviones admite que la obra pueda sufrir asentamientos provocados por la inestabilidad del terreno del apoyo.

3.2.2.2 Hidráulico

3.2.2.2.1 Vertedor alojado en la presa

En el desarrollo de los proyectos relacionados con presas construidas en cárcavas, uno de los principales problemas corresponden a la planeación y diseño del vertedor, los cuales tienen un efecto profundo en la economía y posibilidad física de un proyecto.

Para una cuenca pequeña, la forma y cantidad del escurrimiento están

influenciados, principalmente, por las condiciones físicas del suelo. Por lo tanto, el estudio hidrológico debe darle más atención a la cuenca misma. Para una cuenca grande, el efecto de almacenaje del cauce es importante, por lo cual deberá dársele más atención a las características del mismo.

Una cuenca pequeña, se puede definir como aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y donde predominan las características físicas del suelo con respecto al cauce. Con esta definición, el tamaño de una cuenca pequeña puede variar desde unas pocas hectáreas hasta un límite que para propósitos prácticos Chow [4] considera de 250 km^2 .

En cuencas pequeñas, los gastos máximos son causados principalmente, por lluvias de corta duración. Una parte de la precipitación se pierde a través del proceso de intercepción, evapotranspiración e infiltración. La parte restante que eventualmente llega a ser escurrimiento es conocida como la lluvia en exceso. La proporción de la lluvia en exceso a la precipitación total, depende de los factores climatológicos, así como de los factores fisiográficos tales como la condición de humedad del suelo, tipo de superficie del suelo y subsuelo y de la vegetación.

El escurrimiento de una cuenca puede considerarse compuesto por dos partes, un flujo base, el cual proviene del escurrimiento subterráneo y un escurrimiento directo, el cual es producido por la lluvia en exceso.

En la literatura especializada sobre el tema, para calcular el gasto máximo en cuencas pequeñas, el método de Chow permite evaluarlo para un determinado periodo de retorno, mientras que el de I-Pai-Wu sirve para calcular aparte del gasto máximo, su hidrograma correspondiente. En la ref 11 se presentan los métodos de Chow y de I-Pai-Wu, tales como fueron deducidos, analizando cuales son sus ventajas y limitaciones.

Los vertedores rectangulares de las presas de control se consideran como del tipo de cresta ancha y, por lo tanto su descarga, se calcula con

$$Q = C L H^{3/2} \quad (3.2)$$

donde

- Q gusto máximo, en m^3/s
- C coeficiente de descarga, en un $m^{1/2}/s$; para un vertedor de cresta ancha es igual a 1.45 para una relación $e/H = 10$
- L longitud del vertedor, en m
- e espesor del vertedor, en m
- H carga hidráulica, en m

Cuando el vertedor no es rectangular, es decir tiene forma trapecial o parabólica, ver fig 3.9, la relación entre el gasto y la carga hidráulica, se obtiene de la formación del estado crítico sobre el vertedor, la cual está dada por

$$Q = A_c \sqrt{\frac{g A_c}{B}} \quad (3.3)$$

donde

- A_c área hidráulica sobre el vertedor, en m^2
- g aceleración de la gravedad, en m/s^2
- B ancho de la superficie libre del agua sobre el verteder, en m

Como práctica común, se da un bordo libre a la capacidad del vertedor para prevenir las posibles obstrucciones debidas a materiales que pudiera arrastrar la corriente, como son, por ejemplo, troncos, ramas, etc.

En el caso de arrastre sólido, se emplea sobre la cresta vertedora algun tipo de revestimiento como es, por ejemplo, la madera o el concreto para que el escurrimiento no destruya la estructura del gavión.

3.2.2.2.2 Tanque amortiguador (platea)

Para proteger el fondo de la cárcava inmediatamente aguas abajo de la estructura contra los efectos erosivos producidos por la caída de agua que pasa a través del vertedor, se usa la "platea" que consiste en un

revestimiento con piedra acomodada o con el material de que se construye la presa, para proteger el lecho de la cárcava e impedir que la fuerza del agua origine socavaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

Características generales del flujo.

Rand [10], usando de los datos experimentales de Bakhmeteff y Feodoroff [1] y Moore [9], y de sus propios resultados, propone que la geometría del flujo en las estructuras de caída se puede describir en función de un parámetro adimensional, denominado número de caída [3], el cual se define como

$$D_c = \frac{q^2}{g h_c^3} \quad (3.4)$$

las relaciones geométricas son las siguientes

$$\frac{l_c}{h_c} = 4.30 D_c^{0.27} \quad (3.5)$$

$$\frac{Y_p}{h_c} = 1.00 D_c^{0.22} \quad (3.6)$$

$$\frac{Y_1}{h_c} = 0.54 D_c^{0.425} \quad (3.7)$$

$$\frac{Y_2}{h_c} = 1.66 D_c^{0.27} \quad (3.8)$$

que son aplicables al caso particular de no erosión al pie de la estructura, ver fig 3.10

donde

- D_c número de caída, adimensional
- q gasto unitario, en $m^3/s/m$
- g aceleración de la gravedad, en m/s^2

h_c altura de caída de la presa o del salto, en m
 L_d longitud del foso al pie de la caída, en m
 Y_p tirante al pie de la estructura, en m
 Y_1 conjugado menor en la base de la caída
 Y_2 profundidad del remanso, en m

La longitud del foso de disipación L_c es función de la trayectoria del chorro y de la longitud del resalto hidráulico libre $L_r = 6.9 (Y_2 - Y_1)$, así $L_c = L_d + L_r$.

Condiciones del flujo, en función del tirante aguas abajo.

Las condiciones del flujo en el foso, se clasifican de acuerdo al remanso aguas abajo Y_b en tres tipos diferentes, ver fig 3.11.

Tipo I $Y_b < Y_2$

En estas condiciones no se forma un verdadero colchón aguas abajo del punto de caída; sin embargo, aguas arriba de este punto se forma un colchón de agua de espesor Y_{co} , creado en la zona de caída del chorro de tirante Y_p .

Tipo II $Y_b > Y_2$

Se forma un resalto hidráulico ahogado, de esta forma aguas arriba y aguas abajo del punto de caída, se tienen verdaderos colchones de agua. Para obtener este tipo de flujo, se debe verificar que $Y_{co}/b_o < 20$, donde b_o es el espesor del chorro a la entrada del foso disipador, ver fig 3.11.

Tipo III $Y_{co}/b_o > 20$

La inclinación de la superficie libre, aguas arriba y abajo del punto de caída, disminuye rápidamente, la diferencia Y_{co} y Y_b tiende a cero

En donde se presente un remanso natural o artificial, suelen garantizarse las condiciones de flujo tipo II o III.

Socavación

Con la estimación de la profundidad máxima de socavación que es función de la geometría de la estructura (de la caída, es decir, de la diferencia de niveles entre el nivel de aguas máximas y el nivel del remanso al pie de la estructura), del flujo (del gasto unitario, del tirante al pie de la estructura y el nivel del remanso) y del tipo de material (tratándose si es o no cohesivo o suelo rocoso fracturado); es posible definir la construcción o no de la platea.

Un criterio para calcular la profundidad máxima de socavación es el propuesto por Schoklitsch, ver fig 3.12.

$$Y_s = 4.75 \frac{H_o^{0.2} q^{0.57}}{D_{90}^{0.32}} \quad (3.9)$$

donde

- Y_s profundidad del cono de socavación, en m
- H_o distancia entre el nivel de aguas máximas y el nivel del remanso al pie de la estructura, en m
- q gasto unitario, en $m^3/s/m$
- D_{90} diámetro de la partícula por debajo del cual queda el 90% de la muestra de suelo en peso, en mm

La profundidad de socavación Y_s se reduce conforme la profundidad del remanso Y_b aumenta, lo cual se logra colocando un contradique aguas abajo.

Otros criterios pueden ser consultados en la literatura especializada [2] y aplicados en función de la información disponible.

Cuando la socavación al pie de la estructura es considerable, que ponga en peligro la estabilidad de la misma, se reviste el tanque

amortiguador, ver fig 3.13, que puede o no estar influenciado por el remanso del flujo de aguas abajo.

Elevación del piso del tanque

Como el nivel de la superficie libre del agua, en el tanque amortiguador y en el cauce natural del río, inmediatamente después del tanque, deben ser iguales, la elevación del fondo del tanque será igual al umbral de la descarga más el tirante normal en el cauce (al no disponer de la curva de remanso de la cárcava) menos el conjugado mayor Y_2 . La altura del colchón estaría dada por

$$P = Y_2 - Y_b \quad (3.10)$$

donde

- P altura del colchón, en m
- Y_2 conjugado mayor, en m
- Y_b tirante normal o remanso del cauce, en m

El conjugado mayor Y_2 , para el caso particular de una sección prismática rectangular se determina a partir del conjugado menor con la ecuación siguiente

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left[(1 + 8 Fr_1^2)^{0.5} - 1 \right] \quad (3.11)$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} \quad (3.11a)$$

donde

- Y_1 conjugado menor, en m
- Fr_1 número de Froude, adimensional
- V_1 velocidad del flujo asociada al conjugado menor, en m/s

Para conocer el tirante Y_1 , se establece la ecuación de la energía entre la cresta vertedora de la estructura (sección de control) y el pie de la misma.

$$h_c + Y_c + \frac{v_c^2}{2g} = Y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \Sigma h \quad (3.12)$$

$$Y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (3.12a)$$

donde

- h_c altura de la presa
- Y_c tirante crítico, en m
- v_c velocidad crítica, en m/s
- Σh pérdida de energía que, por lo general, se consideran despreciables, en m

3.2.2.3 Estabilidad de la presa

Las presas de gaviones pueden o no contar con un elemento impermeabilizante, constituido por un respaldo de un material compactado, que sirve para aumentar la longitud de paso de filtración de las presas. Cuando la presa no está constituida por el respaldo y los materiales que arrastre la cárcava son permeables, la presa trabaja como presa o dique filtrante; en caso contrario la presa permite almacenar agua para usos rurales múltiples.

Entre las fuerzas que de manera general actúan en la presa de gaviones, ver fig 3.14, sobresalen el peso propio, la presión hidrostática, la subpresión, el empuje de sedimento o azolve, las fuerzas sísmicas, el peso del agua sobre el paramento de aguas abajo, la presión negativa entre el manto de agua y el paramento de aguas abajo, el rozamiento del agua con el paramento de descarga, el choque de olas y cuerpos flotantes, la presión del hielo ó del lirio acuático, la reacción del terreno, etc. A continuación se analizarán algunas de ellas, mientras que otras se describirán en el capítulo de muros de sostenimiento ó de

retención y en este mismo capítulo se tratará el análisis de estabilidad de la presa de gaviones por volteo, deslizamiento y esfuerzos transmitidos al terreno.

a. Presión hidrostática, aguas arriba

Se considerará la presión del agua que actúa sobre el paramento aguas arriba de la cortina.

Cuando el paramento de arriba no sea vertical el empuje del agua que obra normal a ese paramento se descompone para efectos de cálculo en un empuje horizontal y en un componente vertical que viene siendo igual al peso de la cuña de agua, cuando el talud es vertical se elimina este peso.

Si la condición de estabilidad es derramando con el gasto máximo de diseño, del diagrama de presiones se tiene que

$$E_w = \frac{1}{2} \gamma_w \frac{2h_1 + h_2 + h_3}{2} (h_2 + h_3) \quad (3.13)$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama trapecial, es decir:

$$\bar{Y} = \frac{h_2 + h_3}{3} \frac{2(h_1 + h_2 + h_3) + h_1}{2 h_1 + h_2 + h_3} \quad (3.14)$$

donde

- E_w empuje del agua, en kg/m
- γ_w peso específico del agua turbia, en kgf/m³; varía entre 1000 y 1100 kgf/m³
- h_1 alturas, ver fig 3.14, en m
- \bar{Y} punto de aplicación del empuje del agua, en m

b. Subpresión

Es una presión debida al agua de filtración que actúa en la cimentación de la cortina con sentido de abajo hacia arriba, y por lo tanto, desfavorable a la estabilidad de la cortina.

Para determinar su valor en la cimentación de la presa, se debe estudiar primeramente la longitud de paso de filtración y las medidas tendientes a disminuir el valor de la subpresión.

Si se admite una distribución hidrostática de presión sobre las paredes aguas arriba y aguas abajo, la subpresión S_w es la resultante del diagrama trapecial de presiones, con valores extremos h_3 y h_5 .

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \frac{h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5}{2} B \quad (3.15)$$

donde

- S_w subpresión del agua, en kg/m
- γ_w peso específico del agua turbia, en kg/m³
- h_i alturas, ver fig 3.14, en m

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama trapecial de la subpresión.

c. Presión hidrostática, aguas abajo

Para la condición de gasto máximo de diseño, del diagrama de presiones se obtiene que

$$E_w = \frac{1}{2} \gamma_w (h_4 + h_5) \quad (3.16)$$

donde

- E_w empuje del agua en kg/m
- γ_w peso específico del agua, en kg/m³
- h_i alturas, ver fig 3.14, en m

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama trapecial.

Las filtraciones en una cortina dependen fundamentalmente de la carga hidráulica que las origina y de las características físicas de los materiales por donde el agua efectúa el recorrido de filtración. Cuando la velocidad del agua filtrada llega a ser suficiente como para lavar o arrastrar los materiales de la cimentación, se origina la tubificación, la cual produce asentamientos, disloques, etc, afectando la estabilidad de la estructura.

El volumen de filtración, se valúa a partir de la ley de Darcy

$$Q_f = k i A \quad (3.17)$$

donde

- Q_f gasto de filtración por la cimentación, en m^3/s
- k coeficiente de permeabilidad para la cimentación
- i pendiente hidráulica, adimensional
- A área de la cimentación, en m^2

Para aumentar la longitud de la filtración se emplean plateas y tapetes de arcilla compactada, así como membranas impermeables, ver fig 3.14.

d. Peso del agua

El peso del agua sobre el paramento aguas arriba, cuando éste es inclinado o escalonado favorece a la estabilidad de la cortina y su valor esta dado por el peso de la cuña de agua, es decir será el volumen de la cuña multiplicado por el peso específico del agua, y estará aplicado en el centro de gravedad de la figura, ver fig 3.14. Este peso se divide en dos, uno es sobre la cresta y el otro sobre los escalones.

e). Peso del suelo

El valor del peso del suelo sobre los escalones P_t , ver fig 3.14, se calcula multiplicando el volumen de la figura por el peso específico del suelo, este último está dado por

$$\gamma_m = \gamma_s (1 - n) + n \gamma_w \quad (3.17)$$

donde

- γ_m peso específico del suelo saturado, en kgf/m^3
- γ_s peso específico del suelo, en kgf/m^3
- n porosidad del suelo, adimensional

f. Empuje activo del terreno

El empuje activo de tierras E_t que actúa tanto aguas arriba como aguas abajo, ver fig 3.14, vale

$$E_{t1} = \frac{1}{2} \gamma'_m (h_2 + h_3)^2 K_a \quad (3.18)$$

$$E_{t2} = \frac{1}{2} \gamma'_m (h_3)^2 K_a \quad (3.19)$$

$$\gamma'_m = (\gamma_s - \gamma_w) (1 - n) \lambda \quad (3.20)$$

$$\lambda = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.21)$$

donde

- γ'_m peso específico del suelo sumergido, en kgf/m^3
- φ ángulo de fricción interna del suelo, en grados
- K_a coeficiente activo de presión de tierras

Los empujes E_{t1} y E_{t2} están localizados a $(h_2 + h_3)/3$ y $h_3/3$, respectivamente.

g. **Peso de los gaviones**

Esta fuerza corresponde al peso propio de la estructura formada por gaviones; ella se puede dividir en dos partes, una que corresponde al peso de los gaviones que están parcialmente sumergidos P_{g1} y la otra a los gaviones que están totalmente saturados P_{g2} , ver fig 3.14. Debido a lo anterior para calcular cada uno de los pesos mencionados se tiene que usar dos pesos específicos que corresponde a las condiciones mencionadas, para el primer caso el peso específico γ_{g1} , se calcula con ayuda del γ'_s del tamaño de las piedras y la fig 3.14b y el otro γ_{g2} con la ecuación siguiente

$$\gamma_{g2} = \gamma'_s (1 - n) + n \gamma_s \quad (3.22)$$

donde

γ'_s peso específico del material con que se llenan los gaviones, en kgf/m^3 .

En este caso, la porosidad del material con el que se llena el gavión (n) vale aproximadamente 0.3.

Estos dos pesos están actuando en el centro de gravedad de la figura geométrica definida por la estructura.

En la tabla siguiente se señalan los pesos específicos de los más usuales tipos de roca empleados para llenar los gaviones (refs 5, 11)

Roca	γ'_s , en kgf/m^3	Roca	γ'_s , en kgf/m^3
Basalto	2 900 - 3 000	Andesita	2 700
Granito	2 600 - 2 700	Concreto partido	2 400
Caliza dura	2 500 - 2 600	Ladrillo	2 000
Arenisca	2 200 - 2 300	Toba	1 700
Caliza porosa	2 200		

3.3 Recomendaciones de diseño

El vertedor alojado en la parte central de la presa de retención formada con gaviones, es construido a lo ancho del cauce con diversos propósitos, entre estos destacan el control de la erosión del suelo, para reducir los daños por inundación, para retener sedimento, dispositivos de medición, para recargar el agua subterránea y para elevar el nivel del agua aguas arriba de ellos; para este último caso ayudan a formar pequeños almacenamientos, tomas de estaciones de bombeo y canales de navegación. Estas estructuras ayudan a disminuir la pendiente hidráulica ya que reducen la socavación del fondo y provocan deposición del material.

Los vertedores hechos con gaviones presentan dos ventajas que son su flexibilidad y permeabilidad; la primera ayuda a que si se presenta socavación el gavión se acomoda a esa nueva condición y la segunda si la pared aguas arriba del gavión no es sellada permite el paso del agua esto reduce el volumen de agua que pasa sobre la cresta, por lo tanto solo se necesita dar una pequeña protección aguas abajo para prevenir la socavación al pie de la caída.

Para el diseño hidráulico de los vertedores alojados en la parte central de los muros de contención, se debe tomar en cuenta lo siguiente

- a. En el diseño de la cresta para mantener el gasto máximo en el centro del río, la sección transversal puede ser rectangular, trapecial o en curva. En corrientes pequeñas la cresta puede ir de orilla a orilla o bien puede ser curva, esto último ocasionaría que se tendría mayor longitud de cresta. La mallla de la cresta puede ser protegida usando madera, concreto o ángulo de hierro, de estos el concreto puede dañarse si la estructura del vertedor sufre asentamientos.
- b. El diseño del foso de disipación y el control de la socavación

aguas abajo de la estructura. El foso de disipación puede hacerse en forma natural, es decir dejando que las descargas lo formen de manera natural; para reducir la socavación se puede pensar en construir un estanque de agua usando para ello un vertedor secundario o colocando gaviones sobre el fondo del río o usando una platea de gaviones que este por abajo del nivel original del río. La cimentación de la presa debe ser más profunda que el valor de la máxima socavación esperada. Para el material de relleno de los gaviones que forman la platea se sugiere usar piedras de 20 a 30 cms. y preferiblemente redondeadas; Se deben proteger los taludes adyacentes al vertedor, por ejemplo, con enrocamiento. Si las avenidas transportan material del fondo pesado se recomienda usar una doble capa de gaviones para proteger el fondo.

c. Control de la infiltración y prevención de la socavación. La infiltración a través de la cimentación del muro de retención debe ser lo más pequeña posible para prevenir que la estructura del vertedor llegue a ser socavada. La velocidad de la infiltración debe ser tal que las partículas más pequeñas de la cimentación no sean arrastradas muy lejos. La socavación de la estructura del vertedor puede ser evitada construyendo un muro impermeable bajo el vertedor y en los lados de la estructura; si por razones económicas y/o técnicas la construcción del muro es imposible o poco conveniente se puede recurrir a otros métodos de control como son, por ejemplo colocar grava o telas de material sintético (geotextil) por debajo de la estructura. En el diseño estructural de los vertedores se debe tener en cuenta lo siguiente

1. Estabilidad de la estructura contra el vuelco y el deslizamiento.
2. Estabilidad en el fondo del foso disipador contra la sustentación.
3. Las presiones actuantes sobre la estructura del vertedor y la cimentación. Para los gaviones llenados con piedras la masa de la malla es despreciable comparada con la del material de relleno. El empuje horizontal que actúa sobre la estructura esta compuesto por las fuerzas debidas a las presiones hidrostática y del suelo. Las

fuerzas de sustentación ejercida sobre el vertedor, los escalones y la platea del foso disipador deben ser incluidas en el análisis.

La Universidad de Oregón ha estado ensayando vertedores cuya cresta, vista en planta, tiene una forma triangular, cuyo vértice está orientado ya sea hacia aguas arriba o hacia aguas abajo, ver fig 3.14a, y para diferentes ángulos del vértice. De sus pruebas de laboratorio y campo ellos encontraron que cuando la cresta está orientada hacia aguas arriba se presentaba socavación en el centro del canal, en cambio para la otra condición se tenía socavación a cada lado del canal y para este último caso había que darle protección a los lados del canal. La cresta orientada hacia aguas arriba producía una socavación mucho mayor que la que provoca un vertedor con cresta recta, ya que en este último caso el foso disipador no es profundo sino somero y cubre todo el ancho del canal.

Cuando se presentan problemas de erosión a lo largo de un cauce se necesitan construir presas con vertedores o caídas de agua cuyo objetivo es que sirvan para disminuir las pendientes y provocar la sedimentación del material.

Si se requiere de más de un vertedor el espaciamiento E entre ellas está dado por la ec 3.1 donde H es la carga de agua sobre el vertedor, en m; se recomienda que esta carga no debe ser mayor de 0.90 m; S_c la pendiente original del cauce, en porcentaje; S_v la pendiente del agua sobre el vertedor, en porcentaje.

Se aconseja que la cara aguas arriba del vertedor se proteja con un geotextil permeable, esta protección debe ser tan fina que evite el paso del material pero lo suficientemente permeable de manera que permita el paso del agua a través de ella; si lo mencionado se cumple se logra que disminuya el asentamiento y con ello un posible daño a la estructura.

El vertedor de la presa se debe desplantar sobre una cimentación hecha con gaviones para evitar que la erosión lo socave.

Sí la presa se emplea para disminuir pendientes muy inclinadas se recomienda construir un estanque de agua, aguas abajo de ella, lo cual se logra construyendo una presa de menor altura. En este caso se deben proteger las orillas con gaviones para evitar la erosión lateral.

3.4 Aplicación

Para el control de la erosión de una cárcava se requiere de la construcción de una presa de gaviones de 4 m de altura, a partir del fondo del cauce y enterrada 1.0 m, en un cauce que arrastra arena gruesa mezclada con grava, su pendiente longitudinal es de 0.015, conduciendo un gasto de $20 \text{ m}^3/\text{s}$, el ancho de la cárcava es de 20 m, ver fig 3.15, y $n = 0.020$. Se propone usar un vertedor rectangular localizado en el centro de la presa, con una longitud de 7.0 m.

A. Diseño hidráulico

A.1 En la cárcava

a. Flujo uniforme

En el cálculo del tirante para flujo uniforme, se utiliza la fórmula de Manning, ec 2.1, y la de continuidad $Q = VA$. De esta forma se tiene

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A R_H^{2/3}$$

Al sustituir $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.020$, $S = S_r = 0.015$, en la ecuación anterior, el término de la izquierda es igual a 3.266, y con el término de la derecha, se obtiene, por aproximaciones sucesivas, considerando que la sección del cauce es rectangular con ancho $b = 20.0 \text{ m}$, un tirante para el flujo uniforme de 0.32 m y un área hidráulica de 6.4 m^2 . La velocidad del flujo V es de 3.125 m/s.

b. Flujo crítico

De la ec 3.3, se obtiene el tirante para flujo crítico

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{b}$$

Al sustituir $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, en la ecuación anterior, el término de la izquierda es igual a 40.77, y el de la derecha, se obtiene por aproximaciones sucesivas, considerando que la sección del cauce es rectangular con ancho $b = 20.0 \text{ m}$, un tirante para el flujo crítico de 0.47 m ; un área hidráulica de 9.34 m^2 . La velocidad crítica V_c es de 2.14 m/s .

El flujo en la cárcava está en régimen supercrítico, al ser la velocidad del flujo V de 3.125 m/s mayor que la velocidad crítica V_c de 2.14 m/s .

A.2 Del vertedor

a. Carga hidráulica

De la ec 3.2 se tiene que

$$H = \left[\frac{Q}{C L} \right]^{2/3}$$

Al considerar una longitud de cresta igual a 7.0 m , un gasto de $20 \text{ m}^3/\text{s}$ y un coeficiente de descarga de 1.45 se obtiene:

$$H = \left[\frac{20}{1.45(7)} \right]^{2/3} = 1.57 \text{ m}$$

b. Bordo libre

Para fines constructivos, se puede considerar un libre bordo de 0.43 m , para poder así formar con gaviones de un metro la altura del vertedor de 2 m .

De colmarse la presa con material erosionado en la cuenca habrá que calcular el perfil hidráulico aguas arriba de la presa, aplicando el teorema de Bernoulli y de esta forma definir la sobreelevación de la presa, con el objeto de que el flujo se confine y su energía se disipe en el tanque.

A.3 Del tanque amortiguador

a. Características generales del flujo

En función del número de caída D_c , definido por la ec 3.4

$$D_c = \frac{q^2}{g h_c^3}$$

$L = 7$ m (definido en el inciso 3.4.A2), $Q = 20$ m³/s (dato), $h_c = 4$ m (dato) y $q = Q/L$, se tiene

$$D_c = \frac{\left(\frac{20}{7}\right)^2}{9.81 (4)^3} = 0.013$$

La geometría del flujo en la estructura de caída L_d , Y_p , Y_1 y Y_2 , ecs 3.5a a 3.8 aplicables al caso particular de no erosión al pie de la estructura, ver fig 3.10, sería

$$L_d = 4.30 h_c D_c^{0.27} = 4.30 (4) (0.013)^{0.27} = 5.325 \text{ m}$$

$$Y_p = 1.00 h_c D_c^{0.22} = 1.00 (4) (0.013)^{0.22} = 1.539 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0.54 h_c D_c^{0.425} = 0.54 (4) (0.013)^{0.425} = 0.341 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1.66 h_c D_c^{0.27} = 1.66 (4) (0.013)^{0.27} = 2.056 \text{ m}$$

En la fig 3.15 se muestran las características generales del flujo con tanque amortiguador sin revestir y sin contradique.

b. Socavación, sin contradique y sin revestir

La profundidad máxima de socavación obtenida con el criterio de Schoklitsch, ver ec 3.9, está dada por

$$Y_s = 4.75 \frac{H_o^{0.2} q^{0.57}}{D_{90}^{0.32}}$$

$H_o = 4.0 + 1.57 - 0.32 = 5.25$ m (de la fig 3.15), $q = (20/7) = 2.8571 \text{ m}^3/\text{s/m}$ (calculado), $D_{90} = 100$ mm (dato), sustituyendo

$$Y_s = 4.75 \frac{5.25^{0.2} 2.8571^{0.57}}{100^{0.32}} = 2.758 \text{ m}$$

De acuerdo con el valor de Y_s obtenido la socavación es considerable, lo que hace necesario revestir el foso disipador de la energía, es decir construir un tanque amortiguador con un umbral en el extremo de aguas abajo para que se forme el remanso del flujo de aguas abajo.

c. Elevación del contradique

Al establecer el teorema de Bernoulli, ec 3.12, entre la cresta vertedora de la estructura (sección central) y al pie de la misma se tiene que

$$h_c + Y_c + \frac{v_c^2}{2g} = Y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad (3.12a)$$

Sobre la cresta del vertedor rectangular se presenta un tirante igual a

$$Y_c = \sqrt{\frac{20^2}{9.81(7)^2}} = 0.941; \quad v_c = 20/(7)0.941 = 3.038 \text{ m/s}; \quad \frac{v_c^2}{2g} = 0.470 \text{ m}$$

$h_c = 4.0$ m; al sustituir los valores anteriores se tiene que el lado izquierdo de la ecuación es igual a 5.411 m; mientras que el término de la derecha para tener el mismo valor se cumple para $Y_1 = 0.098$ m y $V = 10.204$ m/s, considerando ancho de 20.0 m a la sección del cauce.

El conjugado mayor Y_2 se determina a partir del conjugado menor, con la ec 3.11

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left[(1 + 8 Fr_1^2)^{0.5} - 1 \right] \quad (3.11)$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g Y_1}}$$

donde $V_1 = 10.407$ m/s, $g = 9.81$ m/s² y $Y_1 = 0.098$ m, se obtiene $Fr_1 = 10.407$; sustituyendo valores en la ec 3.11

$$Y_2 = \frac{0.098}{2} \left[(1 + 8 (10.407)^2)^{0.5} - 1 \right] = 1.394 \text{ m}$$

La altura del colchón estaría dada por la ec 3.10, es decir $P = Y_2 - Y_b$, por tanto $P = 1.394 - 0.32 = 1.074$. Para no profundizar el tanque se colocará un contradique a la salida del mismo, que tendría una altura sobre el terreno natural de $P = Y_2 - Y_c = 1.394 - 0.47 = 0.924$ m, ver fig 3.16.

d. Socavación, con contradique y sin revestir

Para $H_o = 4.00 + 1.57 - 0.47 - 0.50 = 4.60$ m (ver fig 3.16), $q = 2.8571$ m³/s/m (calculado), $D_{90} = 100$ mm (dato); de la ec 3.9 se llega a que

$$Y_s = 4.75 \frac{4.60^{0.2} 2.8571^{0.57}}{100^{0.32}} = 2.686 \text{ m}$$

La longitud del foso es función de la trayectoria del chorro $L_d = 5.325$ m (valor calculado) y de la longitud del resalto hidráulico $L_r = 6.9 (Y_2 - Y_1) = 6.9 (1.394 - 0.098) = 8.942$ m, es decir $L_c = L_d + L_r = 5.325 + 8.942$, por tanto $L_c = 14.267$ m, ver fig 3.16.

e. Tanque revestido

De no permitir que se produzca la socavación calculada, en el inciso anterior, de 2.686 m, se hace necesario revestirlo con los mismos gaviones, ver fig 3.17.

B. Diseño estructural

B.1 Fuerzas hidráulicas actuantes

a. Presión hidrostática, aguas arriba

Al derramar el gasto máximo de diseño del diagrama de presiones, ec 3.13.

$$E_w = \frac{1}{2} \gamma_w \frac{2h_1 + h_2 + h_3}{2} (h_2 + h_3)$$

$\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ (para agua limpia); $h_1 = 1.57 \text{ m}$; $h_2 = 3.00$ y $h_3 = 2.00 \text{ m}$ (ver fig 3.18), sustituyendo valores, se obtiene

$$E_w = \frac{1}{2} 1000 \frac{2(1.57) + 3.00 + 2.00}{2} (3.00 + 2.00) = 20350 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza, de acuerdo con la ec 3.14

$$\begin{aligned} \bar{Y} &= \frac{(h_2 + h_3)}{3} \left[\frac{2(h_1 + h_2 + h_3) + h_1}{2h_1 + h_2 + h_3} \right] = \\ &= \frac{(3.0 + 2.0)}{3} \left[\frac{2(1.57 + 3.0 + 2.0) + 1.57}{2(1.57) + 3.0 + 2.0} \right] \end{aligned}$$

$$\bar{Y} = 3.012 \text{ m}$$

El valor de \bar{Y} se mide por arriba del plano EF

b. Peso del agua sobre el vertedor

El peso del agua será igual al área del lugar geométrico, ver fig 3.18, multiplicada por el peso específico del agua γ_w , es decir

$$P_{w1} = 0.94 (4)1000 = 3760 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza, de acuerdo a la fig 3.18, en el centroide del lugar geométrico que vale 2.00 m a partir del punto F.

c. Peso del agua sobre los escalones

El peso del agua será el área definida por el lugar geométrico, ver fig 3.18, multiplicada por el peso específico del agua γ_w , es decir

$$P_{w2} = 2(0.94)1000 = 1880 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza, de acuerdo a la fig 3.18, en el centroide del lugar geométrico que vale 5.00 m a partir del punto F.

d. Presión hidrostática, aguas abajo

Para la condición de gasto máximo de diseño, la presión hidrostática aguas abajo, se obtiene al aplicar la ec 3.16

$$E_w = \frac{1}{2} \gamma_w (h_4 + h_5)^2$$

Como $\gamma_w = 1000 \text{ kgf/m}^3$ (dato), $h_4 = 1.539 \text{ m}$, $h_5 = 2.00 \text{ m}$ (ver fig 3.18), sustituyendo valores

$$E_w = \frac{1}{2} (1000) (3.539)^2 = 6262.26 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama de presiones $\bar{Y} = \frac{h_4 + h_5}{3} = \frac{3.539}{3} = 1.18 \text{ m}$ por arriba del plano EF.

e. Subpresión del agua

El valor de la subpresión está dado por la ec 3.15

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \frac{h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5}{2} B$$

para $\gamma_w = 1000 \text{ kgf/m}^3$, $h_1 = 1.57 \text{ m}$, $h_2 = 3.00 \text{ m}$, $h_3 = 2.00 \text{ m}$, $h_4 = 1.539 \text{ m}$ y $h_5 = 2.00 \text{ m}$, $B = 6.00 \text{ m}$, ver fig 3.18; se tiene que

$$S_w = \frac{1}{2} (1000)(1.57 + 3.00 + 2.00 + 1.539 + 2.00) 6.00 = 5\ 054.5 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje, se localiza de acuerdo a la fig 3.18, en el centroide del diagrama trapecial de la presión, igual a 3.30 m del punto F.

B.2 Análisis de estabilidad

El análisis de estabilidad de la presa de gaviones, se hace de una manera análoga a la que se describe en el capítulo cinco para el caso particular de los muros de retención, al tomar en cuenta a las fuerzas hidráulicas actuantes obtenidas en el inciso B1, al empuje activo del terreno, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa, y el peso de la estructura, ver fig 3.14.

3.5 Referencias

1. Bakhmeteff, A, and Feodoroff, V, "Discussion of energy loss at the base of the overall", by Moore, W, Transaction American Society of Civil Engineers, Vol 108, pp 1364-1373, 1943.
2. Camargo, J, Franco, V y Guido, S. "Socavación al pie de la cubeta de lanzamiento. Formulación teórica", Proyecto 1318, Instituto de Ingeniería, UNAM, México 1992.
3. Chow, V T, "Open Channel Hydraulics", McGraw Hill Book Company Inc, New York 1959.
4. Chow, V T, "Hydraulic determination of waterway areas for the

design of drainage structures in small drainage basins", Bulletin No. 462, University of Illinois 1962.

5. Maccaferri Gabioes Do Brasil LTDA, "Diques Flexibles", 1981.
6. Gaviones Lemac, S. A., "Principales características y aplicaciones del gavión Lemac", México.
7. Klingeman, P et al, "Streambank erosion protection and channel scour manipulation using rockfill dikes and gabions", Water Resources Research Institute, Oregon State University, sep 1984.
8. Manual de Diseño de Obras Civiles, "Cap A.2.11 Hidráulica Fluvial", Comisión Federal de Electricidad, México, 1981.
9. Moore, L, "Energy loss at the base of a free overall", Transaction American Society of Civil Engineers, vol 108, pp 1343-1360, 1943.
10. Rand, W, "Flow geometry at straight drop spillways", paper 791, Proceedings American Society of Civil Engineers, vol 81, pp 1-13, sep 1955.
11. Secretaría de Obras Públicas, "Gaviones metálicos", Departamento de Antioquia, Colombia.
12. Springall, R, "Drenaje de cuencas pequeñas", Publicación 143, Instituto de Ingeniería, UNAM, México 1967.
13. Velasco, O, "Presas de derivación," Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural, SARH, nov 1976.

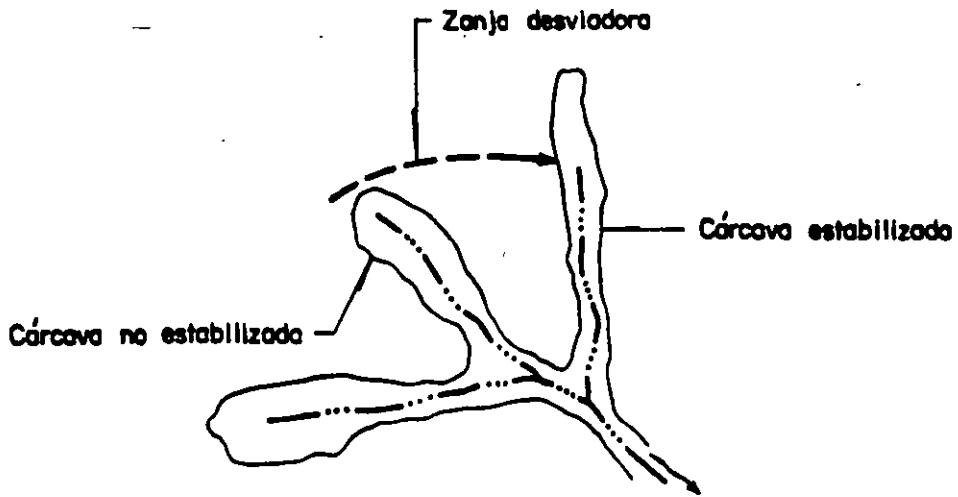
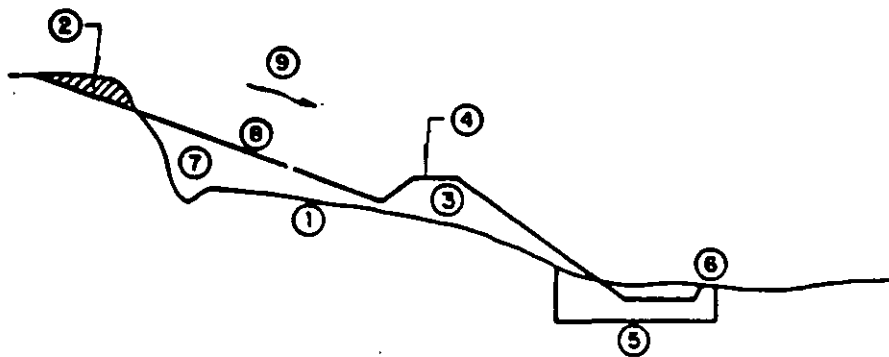


Fig 3.1 Zanjas desviadoras para el control de la erosión, aguas arriba de la cárcava



- | | |
|---------------------------------------|------------------------|
| ① Fondo original de la cárcava | ⑥ Umbral del deflector |
| ② Area excavada de la pared del talud | ⑦ Relleno con roca |
| ③ Vertedor | ⑧ Rápida |
| ④ Cresta de la estructura | ⑨ Ecurrimiento |
| ⑤ Excavación de la platea | |

Fig 3.2 Cabeceo de una rápida con zampeado de piedra o de concreto reforzado

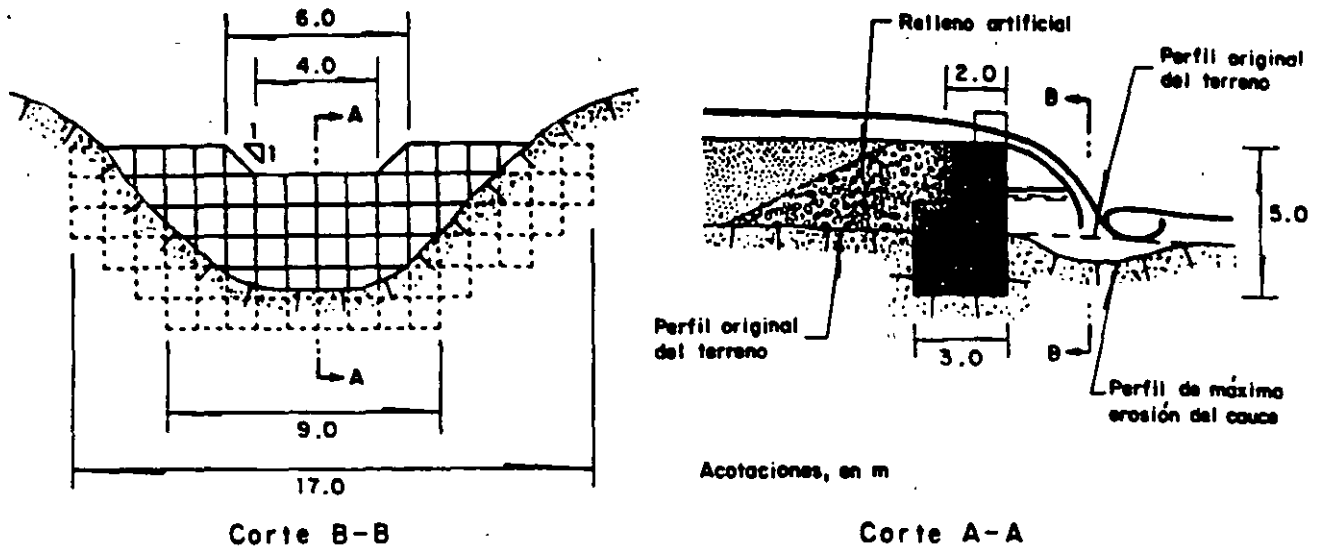


Fig 3.3 Presa de gaviones, con paramento de aguas abajo vertical [5]

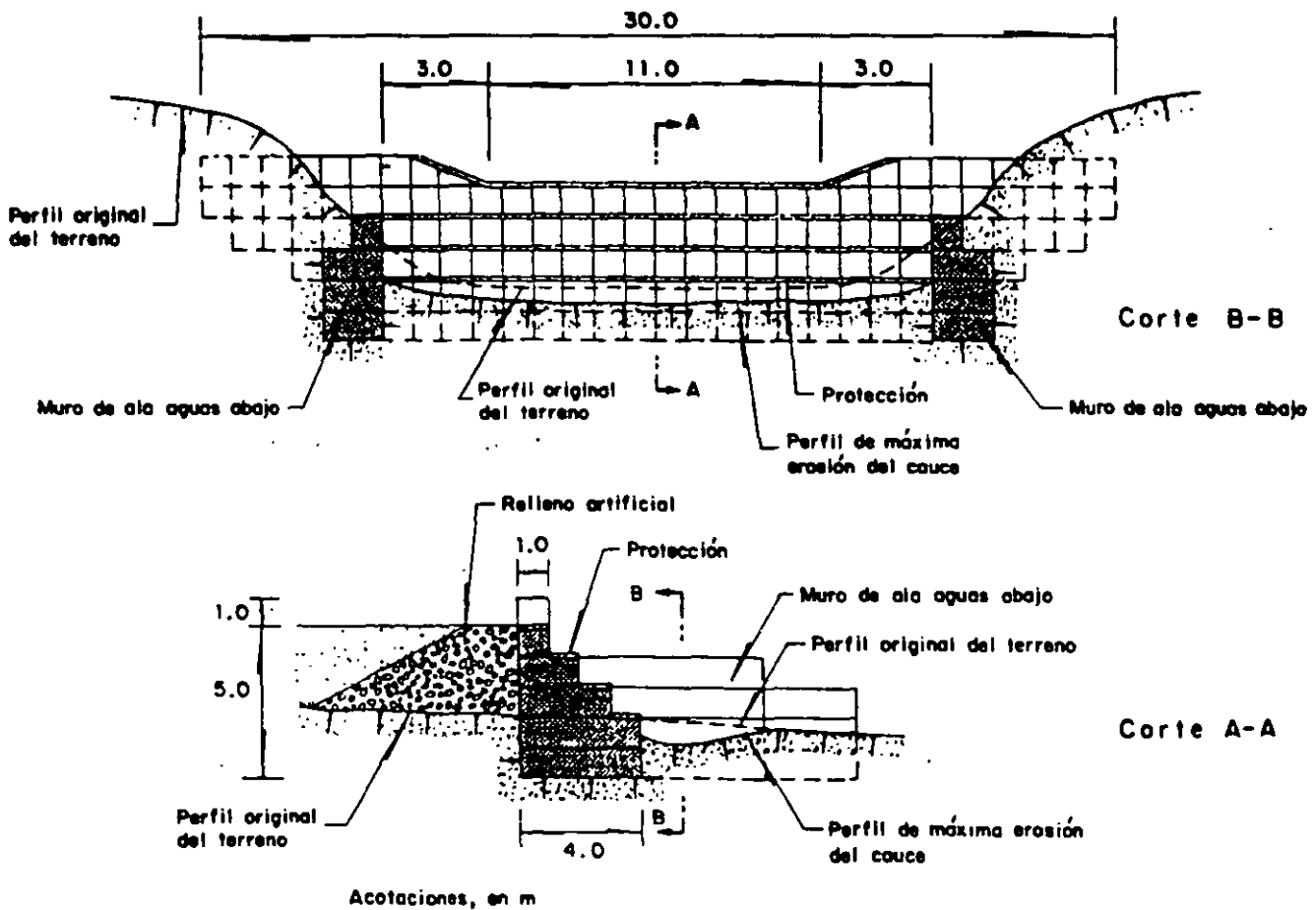


Fig 3.4 Presa de gaviones, con paramento de aguas abajo escalonado [5]

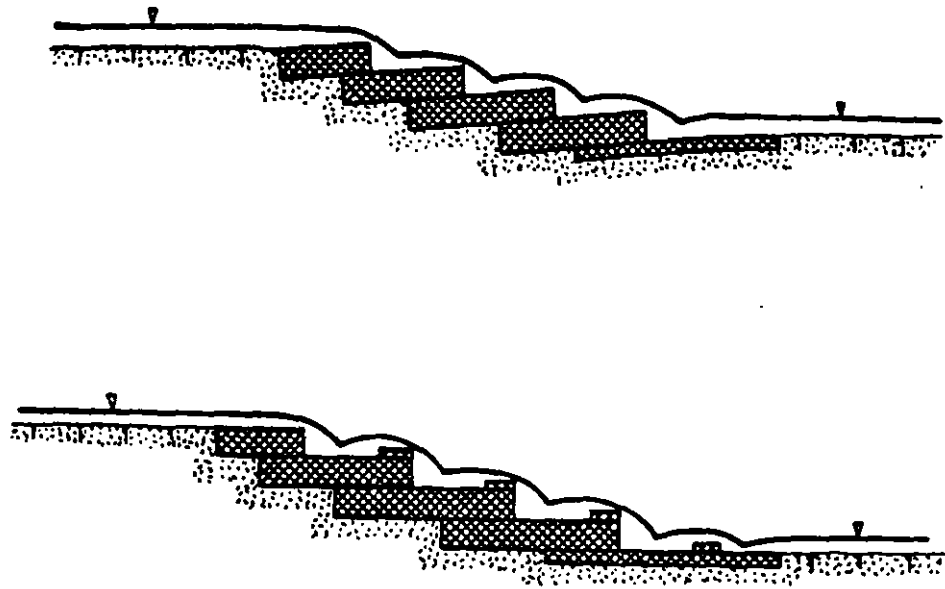


Fig 3.4a Presa de gaviones con escalones inclinados y con escalones formando tanques disipadores [7]

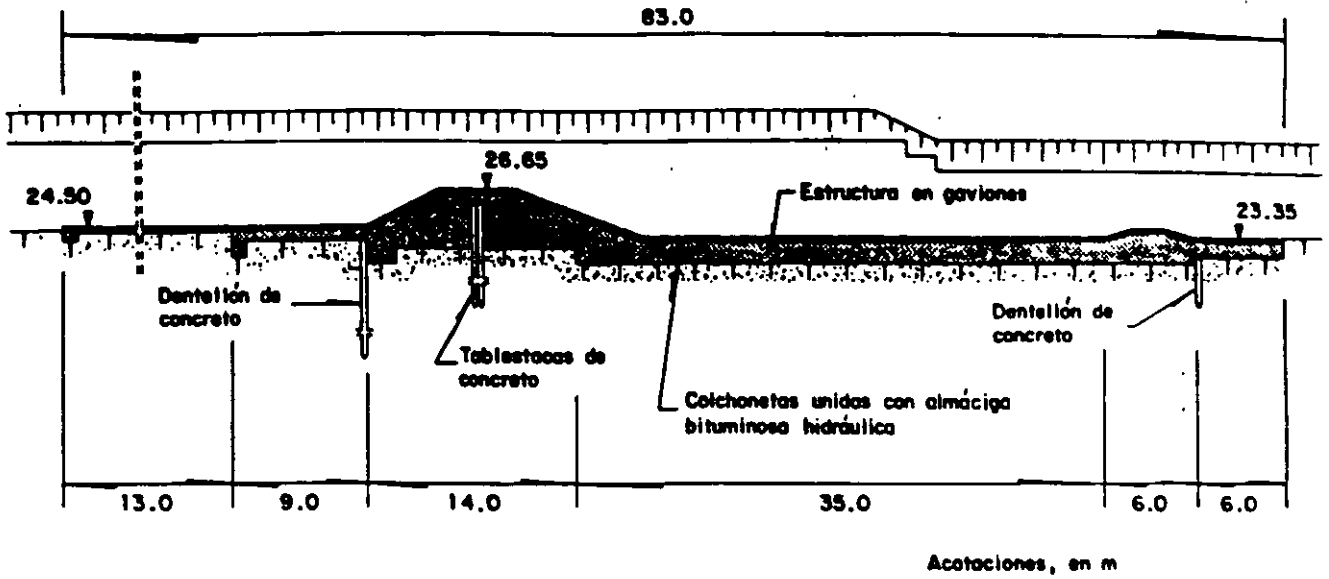


Fig 3.5 Presa de gaviones, con paramento de aguas abajo inclinado [5]

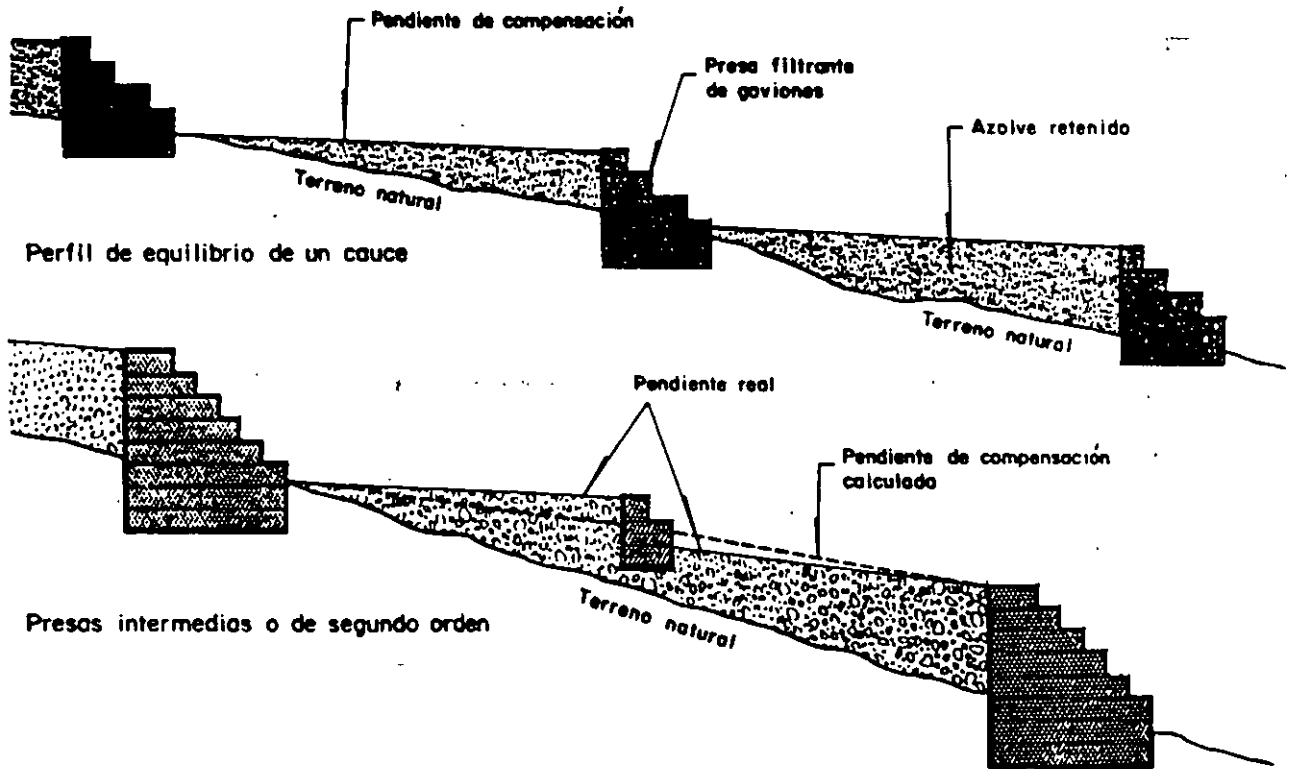


Fig 3.6 Espaciamiento entre presas de gaviones [6]

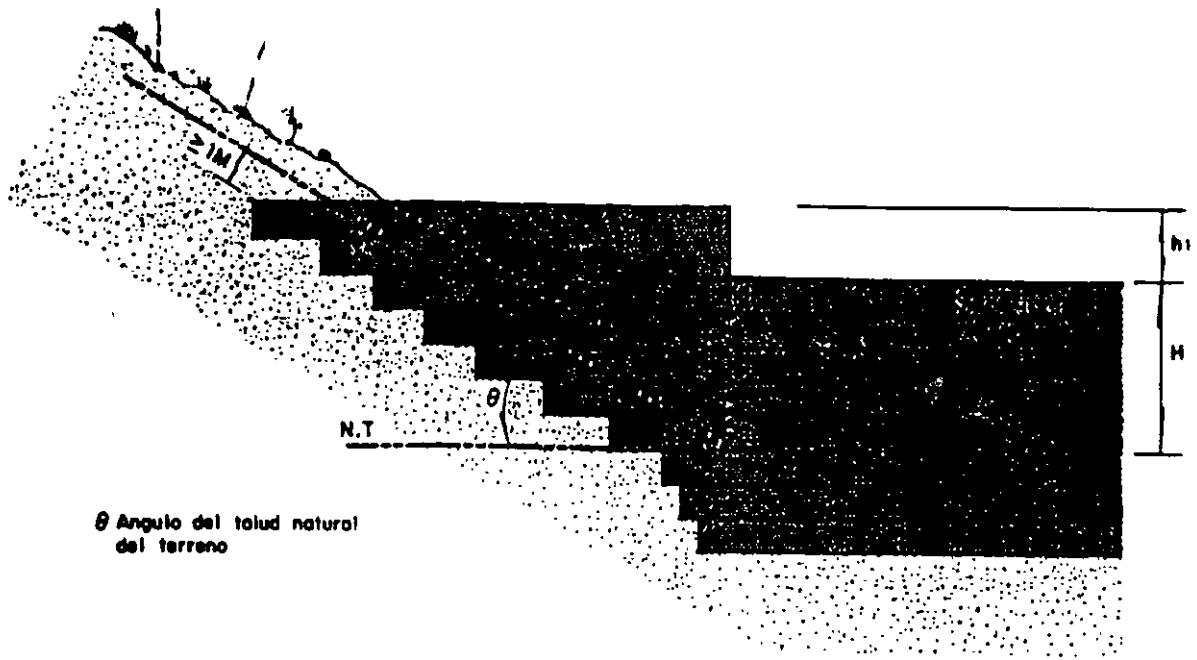


Fig 3.7 Esquema para determinar la profundidad del empotramiento en la margen de una presa filtrante de gaviones [6]

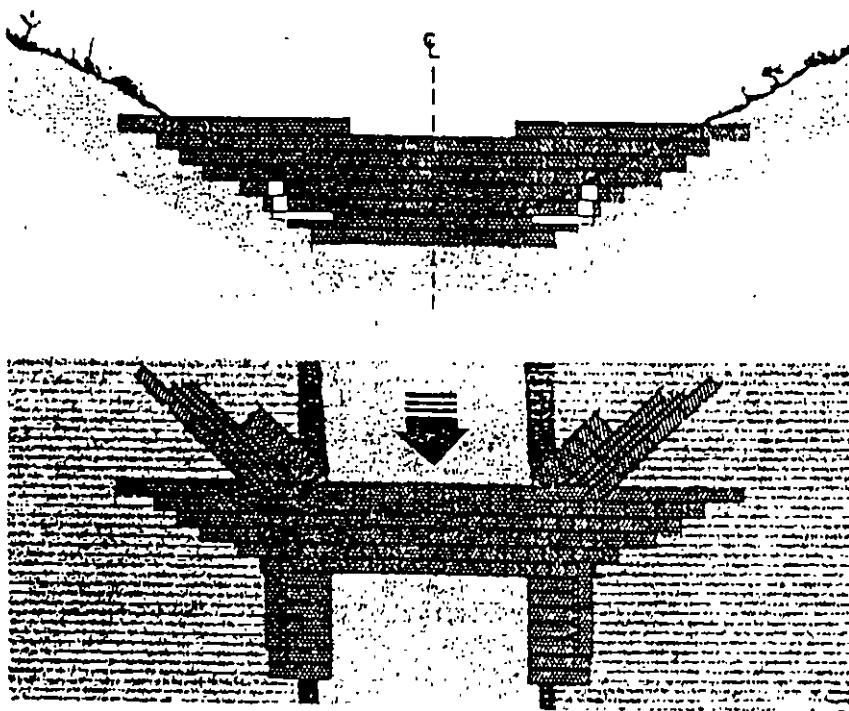


Fig 3.8 Presa filtrante de gaviones con muros de encauzamiento [6]

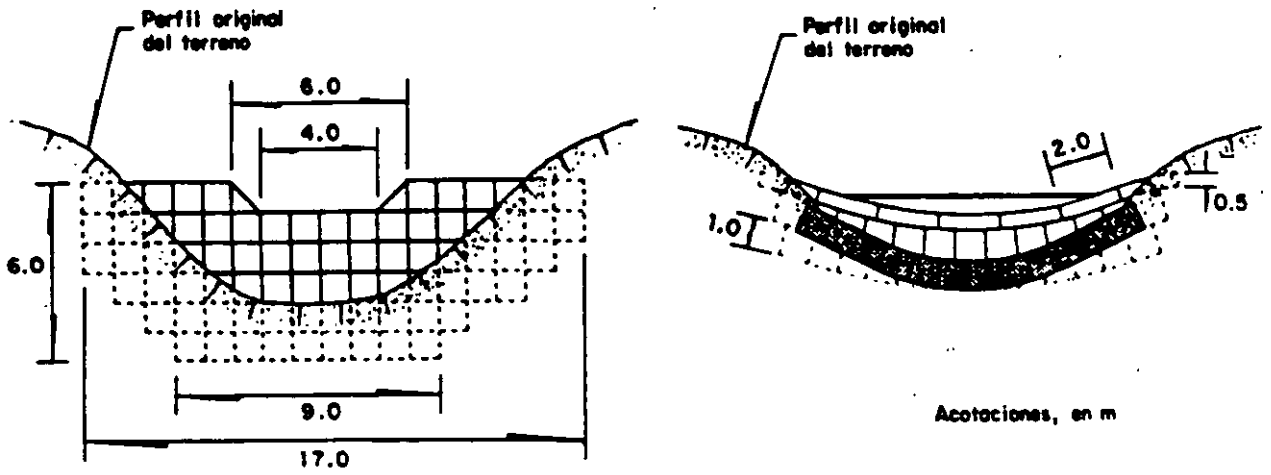


Fig 3.9 Vertedores de sección trapecial o parabólica [5]

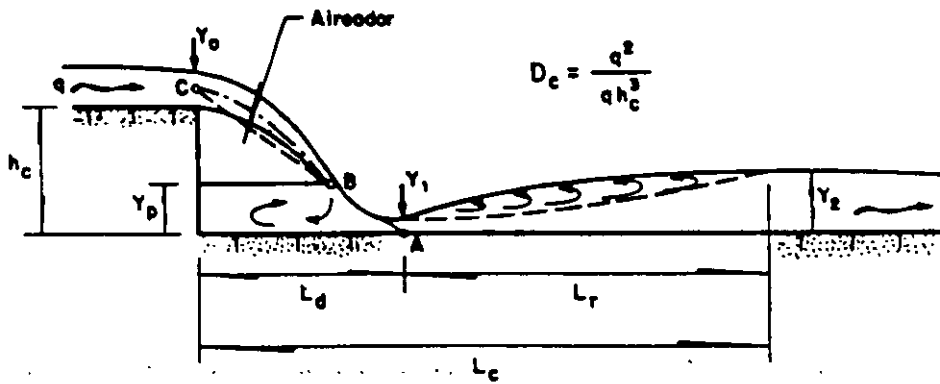


Fig 3.10 Geometría del flujo en las estructuras de caída [5]

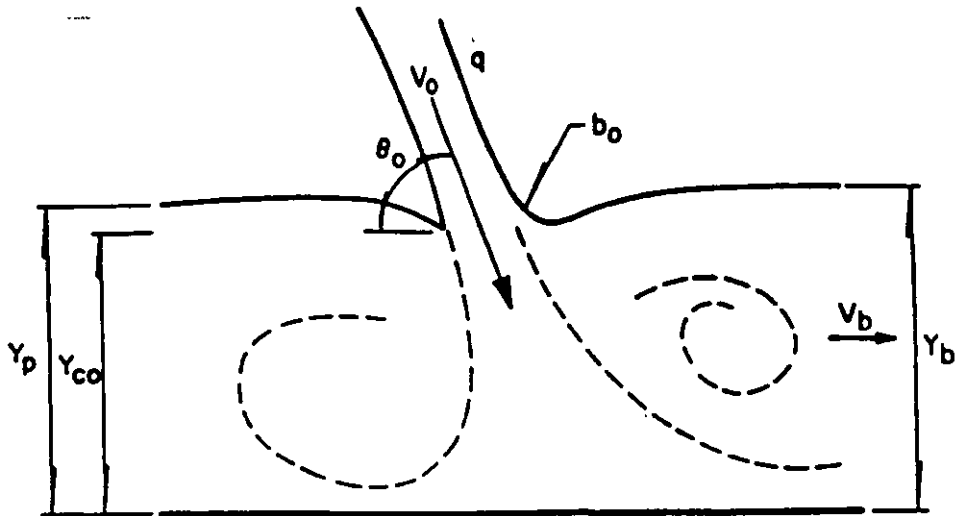
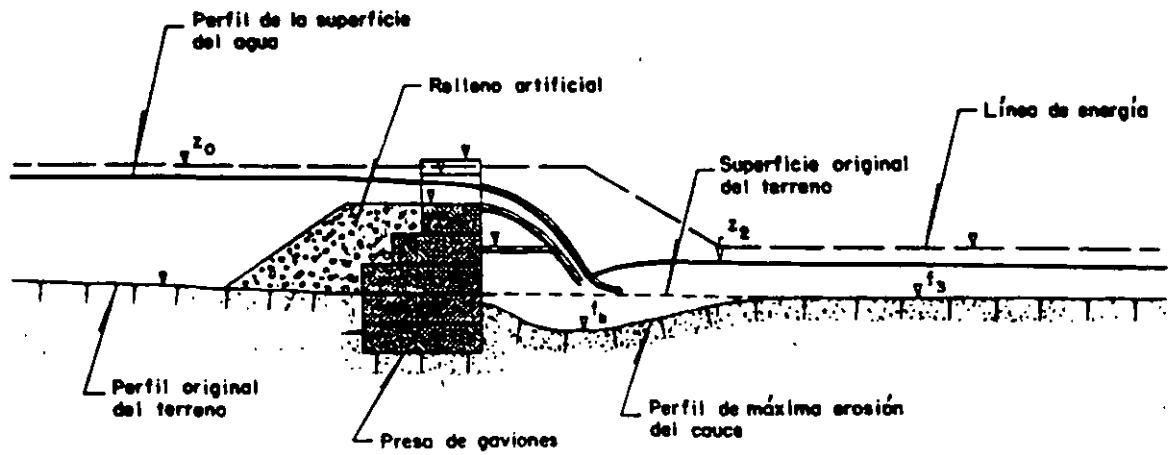


Fig 3.11 Condiciones de flujo en el foso disipador en función de Y_b [2]



$$Y_3 = f_3 - f_b$$

$$H_0 = z_0 - z_2$$

Fig 3.12 Presa de gaviones de pared vertical, sin contrapresa [5]

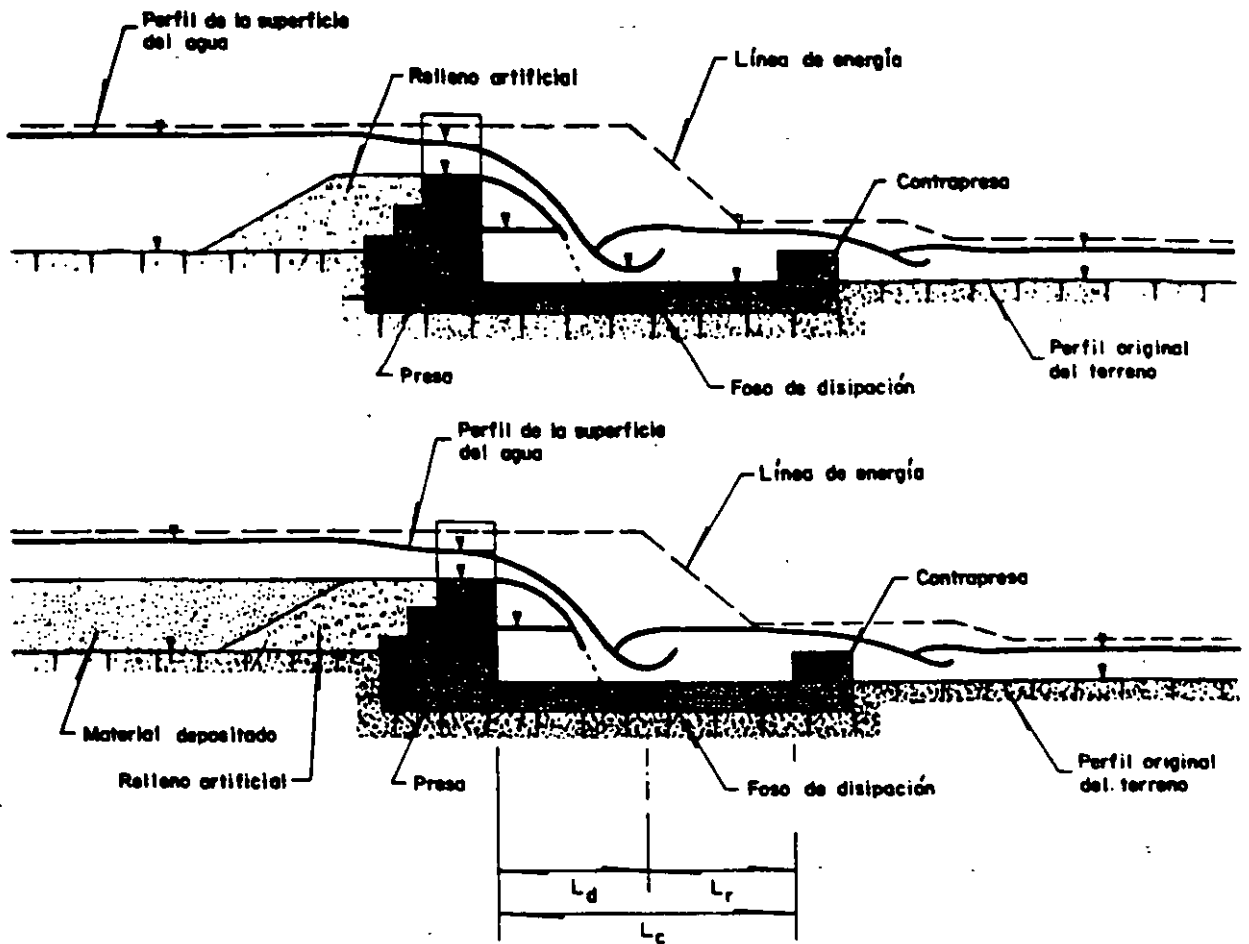


Fig 3.13 Presa de gaviones de pared vertical, con contrapresa [5]

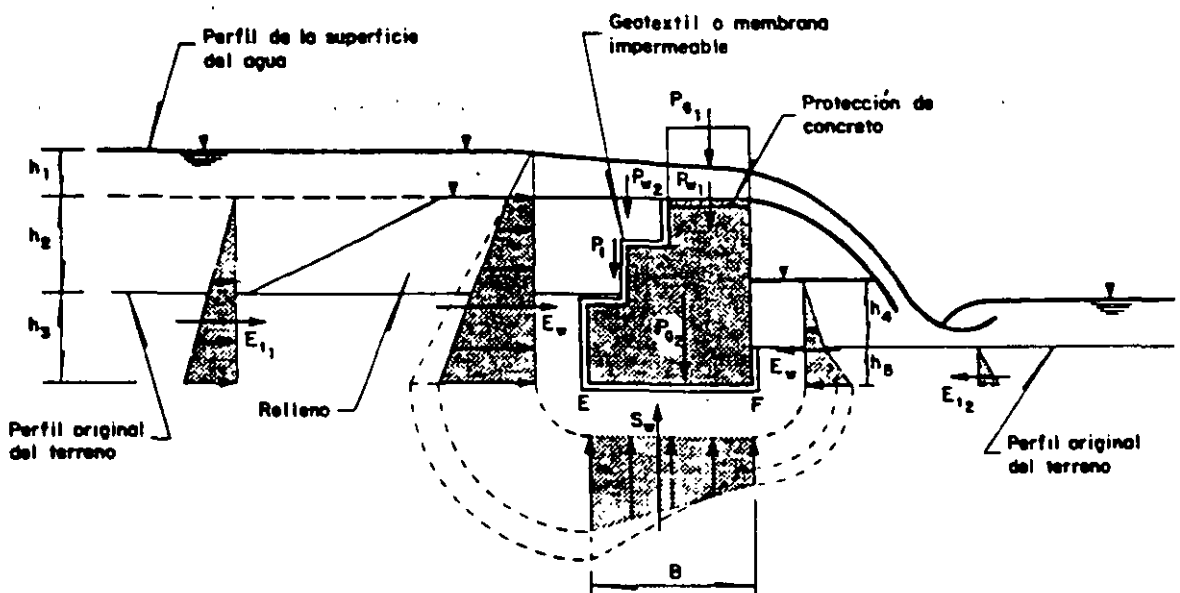
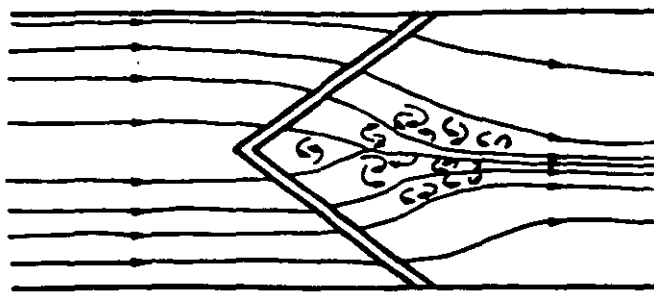
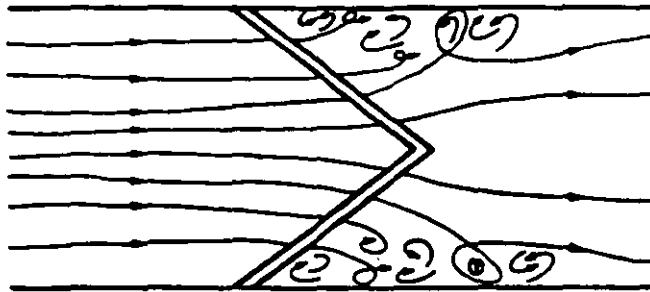


Fig 3.14 Fuerzas actuantes en la presa de gaviones [5]



a) Vértice orientado hacia aguas arriba



b) Vértice orientado hacia aguas abajo

Fig 3.14a Vertedor de gaviones con cresta triangular [7]

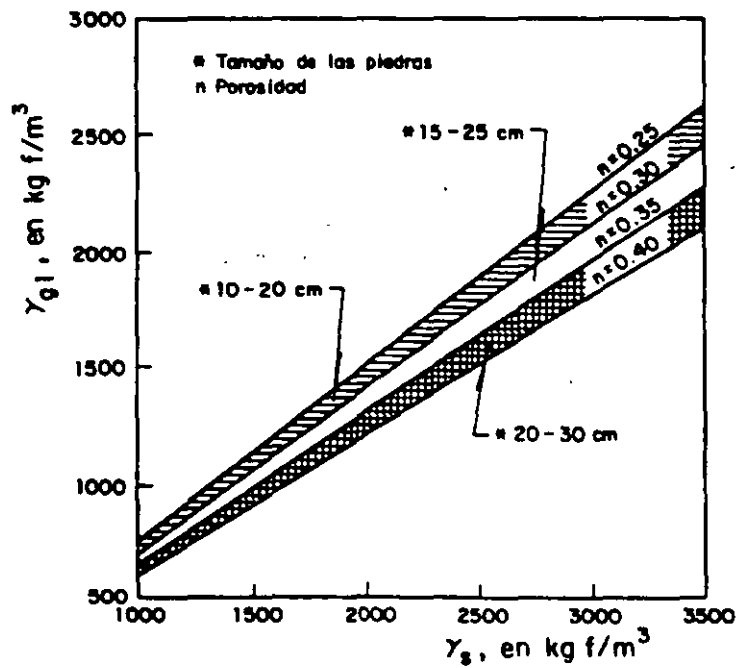


Fig 3.14b Peso específico γ_w para la condición de parcialmente sumergido [5]

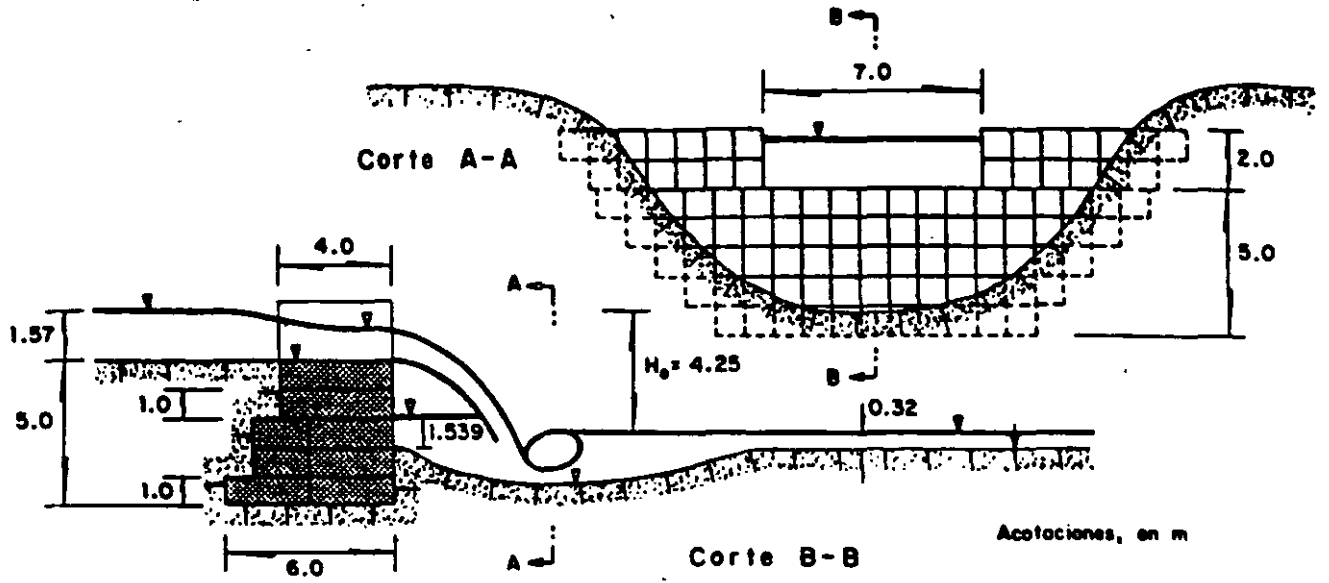


Fig 3.15 Esquema de presa, con tanque amortiguador sin revestir y sin contrapresa [5]

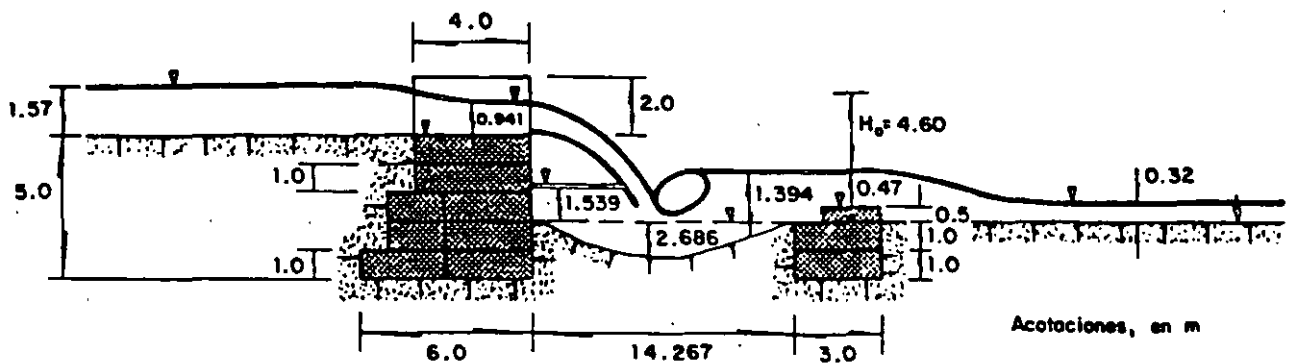


Fig 3.16 Esquema de presa, con tanque amortiguador y con contrapresa [5]

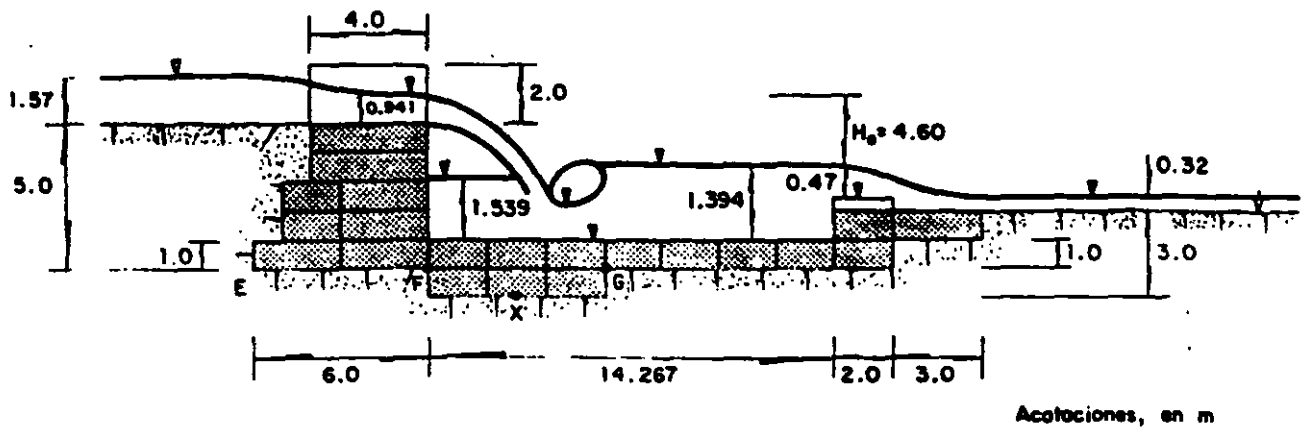


Fig 3.17 Esquema de la presa, con tanque amortiguador revestido [5]

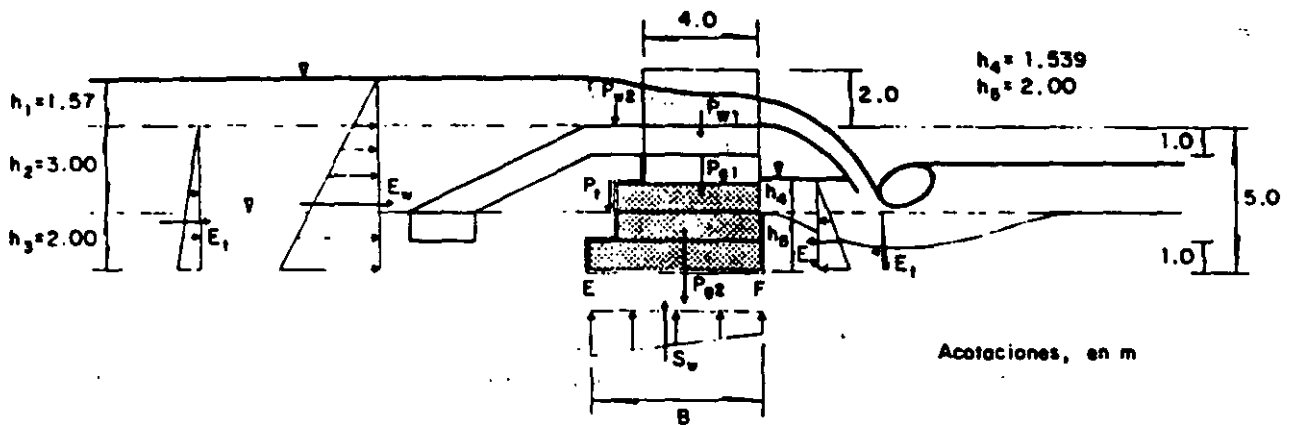


Fig 3.18 Fuerzas hidráulicas actuantes [5]

4. ESTABILIDAD Y RECTIFICACION DE CAUCES

4.1 *Introducción*

Para evitar totalmente o reducir la erosión lateral que se presenta en las márgenes de los ríos, y con mayor frecuencia en las orillas exteriores de las curvas, se pueden utilizar, por ejemplo, espigones y recubrimientos marginales (protección marginal), ver fig 4.1.

Algunas diferencias entre estos tipos de obra consisten en que los recubrimientos marginales evitan por completo los corrimientos laterales de las márgenes, tanto en tramos rectos como en las curvas más forzadas, o fijan completamente las márgenes, mientras que los espigones permiten que la orilla entre ellos pueda ser ligeramente erosionada inmediatamente después de su construcción. Por otra parte, los recubrimientos marginales son más costosos y requieren mayor cuidado en su proyecto y construcción. Además, cuando falla una parte de un recubrimiento marginal puede extenderse esa falla y destruirse toda la obra, sobre todo si la avenida tiene varios días de duración. En

cambio, los espigones permiten que la obra en su conjunto continúe trabajando aunque uno o dos de los espigones hayan sido socavados en sus extremos o destruidos o separados de la margen. Por último, el costo del mantenimiento de los espigones disminuye con el tiempo.

Las principales desventajas de los espigones consisten en que disminuyen el área hidráulica y aumentan la rugosidad de las orillas. Por otra parte, ellos no se pueden utilizar en curvas con radio de curvatura muy reducido.

4.2 Espigones

Los espigones son estructuras interpuestas a la corriente, uno de cuyos extremos está unido a la margen. Sirven para alejar las líneas de corriente con alta velocidad de la orilla, y evitar así que el material de la margen pueda ser transportado y ella se erosione. Además, los espigones facilitan que los sedimentos se depositen entre ellos, con lo que se logra una protección adicional de la orilla.

4.2.1 Datos para su diseño

Los datos necesarios para el diseño de los espigones son la topografía y batimetría del río en la zona por proteger, secciones transversales a lo largo de las orillas que serán protegidas, características hidráulicas de la corriente como son, por ejemplo, el gasto dominante y el gasto asociado a un periodo de retorno entre 50 y 100 años, la elevación de la superficie del agua correspondiente a esos gastos, así como las velocidades medias de los escurrimientos y la velocidad del flujo a lo largo de las orillas por proteger; la granulometría y peso específico de los materiales del fondo y orillas del cauce, y finalmente los materiales de construcción disponibles.

4.2.2 Recomendaciones de diseño

Los aspectos más importantes a tomar en cuenta al diseñar una protección

a base de espigones, a continuación se comentan algunos de ellos y que están relacionados e influyen entre sí.

a. Localización en planta

Al ubicar una obra de defensa, ya sea respecto de la orilla actual, o bien en una nueva margen (al hacer una rectificación) se requiere trazar en planta el eje del río y en las orillas delinear una frontera, generalmente, paralela a dicho eje, a la cual llegarán los extremos de los espigones, ver figs 4.2 y 4.3. La longitud de cada espigón estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea.

La separación entre las nuevas orillas de defensa podrá ser igual al ancho estable del río teniendo en cuenta el cambio de pendiente, si se rectificó el río o si el río va a ser navegable o no. Analíticamente el ancho estable se obtiene en función del gasto dominante, características físicas del material del fondo y orillas, y de la pendiente del río; para hacer lo mencionado se utilizan los métodos descritos en el capítulo dos de este manual.

Cuando se trata de rectificar un tramo de río o defender sus curvas y si las márgenes son arenosas o ligeramente limosas, los radios de curvaturas r , medidos hasta el eje del río deben estar comprendidos entre los límites siguientes

$$2B \leq r \leq 8B \quad (4.1)$$

donde B es el ancho medio de la superficie libre en los tramos rectos, en m.

Con la recomendación anterior, las mayores profundidades siempre se encuentran cercanas a la orilla exterior de la curva, y que en ésta no se formen islas o bancos de arena cercanos a la orilla cóncava.

Al proteger una curva aislada de un río con espigones las márgenes de

las curvas situadas aguas arriba no deberán de ser erosionadas y que la corriente incida contra margen protegida.

Si esto último no ocurre, con el tiempo el río escurrirá por otro sitio, abandonando completamente los espigones que fueron colocados. Por ello en ríos de planicie que son divagantes o que sufren erosión constantemente en sus curvas, se deben proteger tramos completos de río, ver fig 4.4.

b. Longitud de los espigones

La longitud total de un espigón, L , se divide en dos, una es la longitud de anclaje o empotramiento, L_e , y la otra la longitud de trabajo, L_t . La primera es la que inicialmente está dentro de la margen y la segunda la que está dentro de la corriente, ver fig 4.5.

$$L = L_t + L_e \quad (4.2)$$

La longitud de trabajo L_t , normalmente debe estar comprendida entre los límites siguientes

$$d \leq L_t \leq B/4 \quad (4.3)$$

donde d es el tirante del río asociado al gasto dominante. En los ríos de planicie d es la distancia vertical entre la elevación de la margen y la elevación del fondo del río.

Los espigones pueden construirse sin tener longitud de anclaje, es decir, sin que penetre en la margen, por tanto $L_e = 0$, ver fig 4.6. La máxima longitud de anclaje recomendada es igual a un cuarto de la longitud de trabajo, $0.25 L_t$; el empotramiento solo se justifica cuando no se puede permitir que falle ninguno de los espigones, ello se presenta cuando hay una población en la margen que se desea proteger. Cuando el procedimiento sea costoso es conveniente reducir la separación entre los espigones.

c. Forma de los espigones en planta

La forma en planta de los espigones puede ser recta, curvados hacia aguas arriba o aguas abajo, en L con el brazo dirigido hacia aguas arriba o aguas abajo y en T, ver fig 4.7. Los más usuales son los rectos por su facilidad constructiva y por ser más económicos. Los espigones con forma de L o T son los más costosos, ya que su parte extrema debe construirse en la zona más profunda del río.

Cuando el fondo del cauce es gradual o bien se tienen tramos rectos se recomienda usar los espigones rectos y cortos, en cambio los que tienen forma de T son más adecuados para cauces angostos. Generalmente, un diseño usando el tipo recto debe proporcionar una adecuada protección de las orillas y producir sedimentación entre los espigones.

d. Separación entre espigones

La distancia entre espigones, se mide en la orilla entre los puntos de arranque de cada uno y depende de la longitud del espigón de aguas arriba y de su orientación, así como de la configuración de la margen.

Para calcular la separación entre dos espigones, se toma en cuenta la expansión teórica que sufre la corriente al pasar frente al extremo del espigón, ver fig 4.9. Normalmente se considera que el ángulo de expansión β varía entre 9 y 11°.

Si los espigones están muy cercanos entre sí trabajan menos eficientemente y su costo es mayor. En la tabla 4.1 se dan recomendaciones para la relación que deben guardar entre sí la separación y longitud de los espigones.

d.1 Separación en tramos rectos

Para la separación entre espigones en un tramo recto, cuando la línea extrema de defensa y la margen son paralelos sin empotramiento en la orilla, se recomienda lo siguiente

ángulo	separación, S_r	
70° a 90°	(4.5 a 5.5) L_T	(4.4)
60°	(5 a 6) L_T	

d.2 Separación en curvas

La separación entre espigones ubicados en las márgenes exteriores de las curvas regulares y que presentan un radio único de curvatura, puede variar entre los límites siguientes

$$S_c = (2.5 \text{ a } 4)L_c \quad (4.5)$$

Cuando la margen es irregular, la separación entre espigones deberá obtenerse en forma gráfica, como se indica en la fig 4.9. Al mismo tiempo quedan fijadas sus longitudes y ángulos de orientación.

e. Separación y longitud de los primeros espigones

Al diseñar la defensa marginal de un tramo de río los primeros espigones de aguas arriba se diseñan como se indica en la fig 4.8, para ello, en el tramo recto aguas arriba de la primera curva, la línea extrema de defensa que se une con la margen hacia aguas arriba forma un ángulo, γ , que varía entre 8 y 10°. La localización, longitud y separación de los espigones, se obtiene con las recomendaciones explicadas.

f. Pendiente longitudinal, elevación y ancho de la cresta de los espigones

Los espigones pueden ser construidos con pendiente horizontal o teniendo una pendiente hacia el centro del río que pueda llegar a ser de 0.25. Los de cresta horizontal se construyen cuando se desea reducir artificialmente el ancho del río, y con una pendiente longitudinal cuando se desea proteger una margen o rectificar un tramo de río, ver figs 4.8 y 4.10

La elevación del punto de arranque de un espigón en ríos de planicie, será igual a la elevación de la margen; para ríos en zonas intermedias o de montaña será igual a la elevación del agua que corresponda al gasto dominante. El extremo dentro del cauce deberá tener alturas máximas de 50 cm sobre el fondo actual ó la elevación que tiene el agua durante el momento de la construcción, la que debe efectuarse en la época de estiaje.

El ancho de la corona de los espigones depende de los materiales con que se forman y del procedimiento de construcción empleado

g. Orientación de los espigones

Los espigones pueden estar orientados, hacia aguas abajo o aguas arriba, o también ser normales a la dirección del flujo. La orientación de los espigones se mide por el ángulo que forma el eje longitudinal del mismo con respecto a la tangente trazada a la línea extrema de defensa en el punto de unión con el espigón y medido hacia aguas abajo, ver fig 4.9. Cada orientación tiene diferente influencia sobre la corriente y por tanto un efecto diferente sobre la socavación y depósito de material alrededor de él. Se ha observado que los espigones orientados hacia aguas arriba producen más depósito de sedimento en la orilla aguas abajo que los que están orientados 90° con respecto al flujo. Los espigones colocados normales al flujo solo protegen áreas pequeñas mientras que los que están dirigidos hacia aguas arriba resisten mejor al poder

erosivo de la corriente, esto se basa en las observaciones realizadas por Samide y Beckstead (1975). Sin embargo, Franco (1967) dice que el espigón dirigido hacia aguas abajo presenta un mejor comportamiento desde el punto de vista de socavación, depósito, tirante del canal y alineamiento y que el orientado hacia aguas arriba produce más disturbios al flujo. En la tabla 4.2 se dan recomendaciones para la orientación del espigón.

En un tramo recto en una curva regular conviene que los espigones formen un ángulo α de 70° con la dirección de la corriente, si la curva es irregular y, aún más, si tiene un radio de curvatura menor de $2.5 B$, los ángulos de orientación serán menores de 70° y pueden alcanzar valores hasta de unos 30° .

El espigón no debe provocar cambios bruscos en la dirección de la corriente, más bien debe desviarla gradualmente hacia el sitio en estudio. Los espigones deben colocarse antes del punto donde la corriente empieza a salirse del curso deseado. Si el primer espigón se coloca aguas abajo de donde comienza la socavación provoca que la corriente haga un camino por el extremo de él y como consecuencia de ello se ocasione su destrucción.

h. Permeabilidad de los espigones. Materiales de construcción.

Los espigones pueden ser impermeables o permeables. Los primeros alejan de la orilla las líneas de corriente con alta velocidad, mientras que los segundos reducen la velocidad del flujo por debajo de su límite erosivo y con ello provocan el depósito de material.

Los espigones se pueden construir con una gran variedad de materiales, como son, por ejemplo, tabla-estacados de madera o concreto, troncos de árboles y ramas, elementos prefabricados de mortero o concreto, elementos prefabricados de acero y alambre y con gaviones (cajas formadas con mallas de alambre).

1. Socavación local al pie de espigones

La socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción, ver fig 4.11, cuando se utilizan elementos que están sujetos entre sí (bolsas, piedras, gaviones, etc). Si la velocidad es mayor de 50 cm/s conviene recubrir el fondo sobre el que descansará el espigón con una capa de piedra de unos 30 cm de espesor, y después construir el espigón de la orilla hacia el centro del cauce, ver figs 4.10 y 4.12. Esto necesariamente tendrá que hacerse desde barcazas.

Para obtener la socavación al pie del extremo de un espigón, se utiliza la ecuación obtenida por Maza (5, 6) al utilizar los datos y el criterio de Latuischenkov.

$$Y_s = 0.855 d_o \left[4.17 + \ln \frac{Q_1}{Q} \right] e^{(0.0028\alpha - 0.24k)} \quad (4.6)$$

donde Y_s es la erosión máxima en el extremo del espigón, medida desde la superficie libre del agua y el fondo de la socavación, y asociada al gasto Q . La profundidad del flujo, d_o , corresponde a la zona cercana al extremo del espigón no afectada por la erosión. Las variables α y k corresponden a la orientación y el talud del extremo del espigón, respectivamente. El gasto teórico Q_1 que podría pasar por la zona ocupada por el espigón se obtiene al calcular el gasto unitario $q = Q/D$ y multiplicarlo por la longitud del espigón proyectada en un plano perpendicular a la dirección del flujo. Para el cálculo de la socavación se utiliza el gasto Q que tiene un periodo de retorno entre 25 y 50 años y es mayor que el dominante.

La profundidad de socavación para un espigón hecho con gaviones puede ser calculada con diferentes fórmulas como las mostradas en la tabla 1 que aparece en Klingeman, P. et al (1984) La flexibilidad del gavión ayuda a mantener la seguridad de la estructura si la socavación que se presenta es mayor que la calculada, en cambio un espigón de enrocamiento no tiene el mismo margen de seguridad.

4.2.3 Estabilidad de la estructura de gaviones

En aquellos lugares donde la roca se encuentra a grandes distancias o no hay, una alternativa viable es el utilizar gaviones de dimensiones variables, adecuadas al proyecto, dispuestos en una o varias hiladas, según sea la altura que debe guardar el espigón.

Las diferentes secciones transversales de un espigón, se proyectarán de acuerdo al empuje del agua que deberá soportar, ver subcapítulo 3.2.2.3 para el análisis de estabilidad, considerando además en las secciones sumergidas el esfuerzo tractivo de la corriente para el gasto máximo de diseño. En la fig 4.13, se muestra la geometría en planta de un espigón.

4.2.4 Observaciones

El espigón construido con gaviones tiende a ser más pequeño que el de enrocamiento. Como la finalidad de los espigones es la de desviar la dirección del flujo ello provoca socavación a lo largo de las líneas de corriente bien definidas y como consecuencia de ello se da más profundidad al cauce, esto último es útil cuando se desea que el río sea navegable. Los espigones hechos con gaviones son semi-impermeables ya que primero desvían a la corriente antes que reducir la velocidad de la misma, además ellos tienen la suficiente capacidad de deformación en su estructura. Al acumularse limo alrededor y dentro del espigón ayuda a que se desarrolle vegetación lo cual provoca que la estructura se consolide dentro de la nueva orilla y ello ayuda en el control de la erosión.

Si el escurrimiento amenaza con llegar a la orilla donde esta empotrado el espigón se debe dar una pequeña protección marginal a ambos lados del espigón.

El espigón construido con gaviones no requiere de una excavación previa para colocarlos, si se espera tener una socavación grande se podrá hacer

una pequeña excavación que puede ser útil, para minimizar el tamaño del asentamiento diferencial; también este tipo de espigón puede ser colocado directamente sobre el fondo del cauce o bien sobre una losa, esta última formada con un gavión tipo colchoneta.

Por otra parte si el fondo del cauce no está formado por roca o piedras grandes se coloca una platea de protección formada por una colchoneta, ver figs 4.14a y 4.14b, esta platea puede ser eliminada si el espigón es pequeño (1 o 2 m de altura y hasta 5 m de ancho). Los gaviones que forman la colchoneta son planos y se colocan sobre el lecho del río, están rellenos con material de 10 a 20 cms de diámetro y se alambran unos con otros. La flexibilidad de la colchoneta asegura que éste siga la forma de la socavación que se presenta en la punta del espigón, ver fig 4.14b. La colchoneta puede ser delgada, por ejemplo, de 0.5 m o menos, pero con el peso suficiente para conservarla sobre el fondo, resistir el arrastre producido por la corriente y cualquier tendencia a levantarse. La longitud de la platea es función de la socavación esperada, la experiencia ha mostrado que dicha longitud puede variar entre 1.8 y 6.0 m.

Para que la colchoneta de protección sea adecuada ella debe extenderse hasta que alcance la máxima socavación que se piensa puede presentarse. La colocación de la colchoneta no requiere de una preparación previa solo bastará con alisar un poco la superficie con la ayuda de un tractor, en caso de que el tirante de agua sea apreciable se arman los gaviones y se colocan con ayuda de una grúa.

No es recomendable la construcción de un solo espigón ya que ello ocasiona que se presenten remolinos que lo único que provocan son más problemas, por ello se ha encontrado que el sistema más reducido que puede usarse es el que está formado por tres espigones.

La punta del espigón debe quedar a una altura igual a la del nivel más bajo del agua y se bisela (ver fig 4.15), y el otro extremo, que esta pegado a la orilla se recomienda que quede 30 cms por encima del nivel

más alto del agua y bien anclado a la margen.

4.3 Recubrimientos o muros marginales

Los recubrimientos marginales son estructuras apoyadas directamente en la margen de un río a fin de evitar que la corriente de agua esté en contacto con el material de la margen que protegen.

Los recubrimientos marginales pueden ser permeables, semipermeables e impermeables. Permeables cuando permiten el paso libre del agua pero reducen su velocidad para que esta pierda su capacidad erosiva al no poder arrastrar el material de la margen, los elementos que ayudan a lograr esta solución se llaman "Jacks". Los recubrimientos semi-permeables son aquellos que cubren la margen y evitan el contacto directo de la corriente con el material que la forma, aunque no evitan que el agua pueda fluir entre los huecos que forman el recubrimiento. Los recubrimientos impermeables evitan el contacto entre el material de la orilla y el agua (losas de concreto, recubrimientos asfálticos, muros de mampostería, etc)

4.3.1 Datos necesarios

Para diseñar un recubrimiento marginal se requieren los mismos datos señalados en el subcapítulo 4.2.1, con las variantes siguientes

El espaciamiento y amplitud de las secciones transversales se reducirán o aumentarán de acuerdo a la irregularidad de la margen para realizar el diseño de la protección. Para la formación del filtro (grava y arena) es necesario conocer la ubicación de banco de materiales, así como la granulometría y peso específico de las partículas.

4.3.2. Recomendaciones de diseño

Los aspectos más importantes a tener en cuenta al diseñar un recubrimiento marginal, se comentan a continuación, aplicados a

recubrimientos formados con enrocamiento y se complementarán para otros materiales.

a. Localización en planta

El diseño se realiza en forma similar que cuando se utilizan espigones, es decir, se dibuja el eje del nuevo cauce, ver subcapítulo 4.2.2; se marca la orilla y el pie del talud de la margen. Posteriormente y paralelo al eje del río, se traza el pie del talud de la futura protección y por último, la línea extrema de protección, ver figs 4.16 a 4.18.

Los recubrimientos marginales se utilizan también para proteger curvas con radios menores que $2B$. Con ello los radios de curvatura del eje del río deben valer

$$r \leq 2B \quad (4.7)$$

donde r es el radio de la curva medido al centro del cauce.

Cuando únicamente se desea evitar los movimientos laterales de un río, sin reducir el ancho del cauce, los recubrimientos solo se colocan en las orillas cóncavas de las curvas y se prolongan hacia aguas arriba y hacia aguas abajo en los tramos rectos, de tal forma que donde termina la protección de una margen se inicia la protección de la margen opuesta, ver fig 4.17. Cuando las prolongaciones son costosas conviene reducir su longitud, lo cual es posible cuando se protegen todas las curvas de un tramo largo de un río, y con un poco de experiencia se visualizan, en el plano en planta, las zonas de los tramos rectos que no requieren protección, ver fig 4.18. Las partes interiores de los ríos no se protegen.

b. Talud de la protección

Simultáneamente con la localización en planta, en cada sección transversal se traza una línea vertical en el lugar en que corresponde a

una línea que señala la traza del talud exterior de la protección. A la vista de todas las secciones se selecciona una elevación promedio del fondo, la que se marca en la línea vertical mencionada. Con ello se visualiza la ubicación del pie del talud de la futura protección. A partir de este punto se trazará el talud seleccionado que tendrá la protección. De esta forma se conocerán las zonas que deben ser rellenadas o los cortes que se tienen que realizar antes de colocar el enrocamiento o el material del recubrimiento.

Se recomienda usar el talud 2:1 por facilidad constructiva con enrocamiento, losas de concreto o colchonetas formadas con malla metálica y rellenas con grava o boleó. Cuando el proyecto requiere de taludes verticales, por ejemplo al cruzar una población con el objeto de ganar terreno al río o bien para no destruir construcciones que estén cerca de la orilla, se recurre a tabla-estacados, muros de concreto o mampostería, y muros formados con gaviones.

c. Dimensionamiento de los recubrimientos

c.1 Semi-impermeables

Se forma con enrocamiento o colchonetas de malla metálica rellenas con grava o boleó, descansando sobre la margen, la cual deberá de ser perfilada al talud deseado y compactado, ver fig 4.19.

Los recubrimientos marginales formados con enrocamiento deben contar como mínimo con una coraza en contacto con el flujo cuyos elementos tengan el peso suficiente para no ser arrastrados por la corriente y por un filtro que evite que las partículas que forman la margen del río salgan entre los huecos de la coraza del recubrimiento cuando el nivel freático en la margen tiene una elevación superior a la elevación de la superficie libre del río, ver fig 4.20.

c.2 Recubrimientos marginales impermeables

Estos se forman usualmente con gaviones tipo colchoneta inyectando concreto hidráulico o colocando una capa asfáltica y se utilizan en ríos y canales en los que puede trabajarse en seco.

El recubrimiento se construye completamente impermeable cuando se tiene la certeza de que el nivel freático nunca está por encima del nivel del fondo del cauce, ver fig 4.21.

En zonas donde los ríos cruzan poblaciones se utilizan con frecuencia muros verticales de gaviones, desplantándose a una profundidad tal que no pueda el río llegar a erosionarla, ver fig 4.22.

c.3 Recubrimientos marginales permeables

Son obras que permiten colocar a una cierta distancia de la orilla y a lo largo de ella, algún elemento que no pueda ser arrastrado por la corriente y que permita que la vegetación y basura que transporta la corriente queden detenidos en ellos, ejemplos de dichas obras están, por ejemplo, los pilotes separados entre sí y alineados a lo largo de la línea extrema de defensa, los Jacks (ver fig 4.23), etc.

d. Protección contra la erosión local

La causa principal de la falla y destrucción de los recubrimientos es la erosión que se produce al pie de los mismos, por lo que el éxito de un recubrimiento depende de su protección contra esa erosión local y se puede deber a la erosión general en el cauce o a la erosión en curvas.

Entre los procedimientos para evitar que un recubrimiento sea socavado, se pueden mencionar, el desplantar la protección a una profundidad tal que no sea afectada por la erosión general o la erosión en curvas; el excavar una trinchera al pie del recubrimiento, rellenándola con un material que no pueda ser arrastrado por la corriente; y finalmente en

lugar de profundizar la protección se puede colocar una platea a base de gaviones o enrocamiento sobre el fondo del cauce con elementos que no sean arrastados por la corriente, ver fig 4.24

e. Altura de la protección

En los ríos de planicie, se recomienda que la protección llegue hasta el borde superior de la orilla, es decir, que la protección alcance toda la altura de la margen. En ríos que no son de planicie, el recubrimiento marginal, se llevará un metro más arriba del nivel del agua al pasar el gasto dominante, ver fig 4.24.

4.3.3 Estabilidad de la estructura de gaviones

Para calcular la protección con gaviones tipo colchoneta, conocidos la pendiente, el tirante correspondiente al gasto de diseño y el talud de la margen, se determinan los componentes normal, F_n , y tangencial, F_t , del peso sumergido de un cierto volumen de material de protección, g_s , correspondiente a un metro cuadrado de gavión, localizado en la superficie de una margen, cuya pendiente ($\tan \theta$) es lo suficientemente tendida para que el material que la forma esté en reposo, ver fig 4.25.

$$F_n = g_s \cos \theta \tag{4.8}$$

$$F_t = g_s \sen \theta$$

En el caso de un cauce que lleva un cierto caudal, habrá de tomar en cuenta, el efecto del arrastre de la corriente. Definiéndose el esfuerzo cortante producido por la corriente en el fondo, τ_f , y en la margen, τ_m , según las expresiones

$$\tau_f = \gamma_w S d \tag{4.9}$$

$$\tau_m = 0.8 \tau_f$$

donde γ_w es el peso específico del agua, incluyendo el peso del material en suspensión, d es el tirante máximo del agua, se esta suponiendo que la sección es muy ancha y por tanto $R_H \approx d$, y S la pendiente hidráulica.

El análisis de estabilidad de la protección con gaviones tipo cochoneta, se realiza para los taludes, al pie de los taludes y en la cimentación de la protección marginal.

I. Protección de talud

I.1 Condición de no arrastre

Al considerar exclusivamente la inestabilidad provocada por la fuerza de arrastre de la corriente, en el gavión de protección localizado a un cierto punto "x" de la sección transversal del cauce, al cual corresponde una profundidad H_x , cuyo valor está en función de la pendiente θ de la margen, y el ángulo de fricción ψ entre la superficie del gavión y del terreno. El equilibrio se logrará al imponer a dicho material la condición siguiente

$$g_x \cos \theta \tan \psi = 0.8 \gamma_w S d \quad (4.10)$$

y el espesor requerido por el colchón, e_x , en ese punto será

$$e_x = \frac{0.8 C S d}{\gamma_w \cos \theta \tan \psi} \quad (4.11)$$

donde el factor de seguridad es C y el peso específico sumergido del gavión relleno, incluyendo el peso del agua de los huecos es γ_w . Calculado el espesor e_x de esta manera deberá de ajustarse a la medida estandard de gavión más próxima.

I.2 Condición de no deslizamiento

Una vez determinado el espesor, o los espesores de los gaviones requeridos en toda la longitud transversal del talud que necesita

protección, se procede a revisar la condición de no deslizamiento sobre la superficie inclinada en que se apoyan.

La revisión se efectúa sobre una faja de gaviones, cuya longitud será igual a la longitud transversal protegida del talud, y con un ancho paralelo al eje del cauce de un metro.

Al presentarse una falta de equilibrio debido a la combinación de las fuerzas totales de arrastre de la corriente y la componente tangencial del peso sumergido del material de protección, el deslizamiento de la faja no será la línea de máxima pendiente, en un plano perpendicular al eje del cauce, sino un recorrido inclinado, como el que se indica en la fig 4.26. Al igualar la fuerza de fricción, $N \tan \psi$, con la resultante de las dos fuerzas, τ y T , para lograr el equilibrio de la protección, se tiene que

$$G_s \cos \theta \tan \psi = \left[\tau^2 a^2 + G_s^2 \sin^2 \theta \right]^{0.5} \quad (4.12)$$

donde G_s es el peso total sumergido de los gaviones, incluyendo el agua que llena los huecos; y a el área de la faja de gaviones.

Cuando el término de la izquierda de la ec 4.12 es mayor que el término de la derecha, los gaviones para proteger la margen serán estables, siendo necesario prever una platea a base de gaviones apoyada en el fondo del cauce, ver fig 4.27, como protección contra socavaciones al pie del talud. Cuando el término de la izquierda es menor que el de la derecha, el material de protección tenderá a deslizarse sobre la superficie inclinada de la margen, siendo necesario colocar al pie del talud, apoyado en el fondo del cauce, un muro de contención de gaviones que soporte dicho empuje, logrando así el equilibrio de las fuerzas, ver fig 4.28.

II. Protección al pie del talud

La secuencia de cálculo para la protección al pie del talud, ver fig

4.28, se puede ver en el subcapítulo 3.2.2.3, para las fuerzas hidráulicas y en el cap 5 de este Manual, para el empuje de tierra y la estabilidad del muro.

III. Cimentación de la obra

Al hablar de las características funcionales de la estructura de gaviones, la platea es la clásica cimentación de las obras localizadas en un cauce y expuestas a la erosión de la corriente, ver fig 4.29

Para que la platea cumpla con su función de proteger el cuerpo principal de la obra, contra las socavaciones producidas por la corriente, su peso sumergido debe mantenerla adherida al fondo del cauce. Al considerar un metro cuadrado de platea se tiene que

$$g_s \tan \psi = \tau_r \quad (4.13)$$

y por lo tanto su espesor deberá cumplir con la condición siguiente:

$$e_p > \frac{\gamma_w S d}{\gamma_s \tan \psi} \quad (4.14)$$

La longitud libre de la platea, es decir, la parte que sobresale del cuerpo principal de la obra, debe ser suficiente para alcanzar el fondo de la socavación y detener de esta manera el fenómeno erosivo del agua. Se recomienda que dicha longitud libre tenga una dimensión igual 1.5 a 2 veces la profundidad de la socavación.

El espesor de la capa de gaviones, es función de la pendiente de la orilla que se va a proteger, utilizando uno de 30 cms para pendientes menores a 0.5 : 1, en cambio se usa de 50 cms para pendientes 1 : 1. Si la pendiente sobrepasa a los valores indicados la protección se diseña como un muro de retención (cap 5 de este Manual), ver fig 4.30.

Se recomienda que cuando la margen este formada en su mayor parte por

material fino, como son, por ejemplo, las arcillas o los limos, se necesita colocar debajo de los gaviones una tela permeable (geotextil) hecha con material sintético, para que no sea arrastrado dicho material por el flujo, ver figs 4.30 y 4.31.

Como el pie del talud es el más propenso a sufrir daños por socavación se necesita colocar un gavión de apoyo, el cual puede ser, por ejemplo, de 2 x 1 x 1 m, ver figs 4.30 y 4.31.

Cuando la margen esta formada por limos y/o arcillas existe la posibilidad de que se presenten derrumbes, ello ocurre cuando la orilla ha estado inundada un tiempo grande y se presenta una súbita disminución en el nivel de agua, en estos casos se sugiere usar un muro de retención.

En ocasiones el recubrimiento con gaviones puede variar en espesor a medida que se va ascendiendo sobre el talud, en las figs 4.30 y 4.31 se muestra un ejemplo de este tipo de protección.

4.4 Canalización

4.4.1 Consideraciones de diseño

En ocasiones a los gaviones tipo colchonetas se les usa para canalizar una corriente o bien para el revestimiento de las orillas y fondo de un canal, ver fig 4.32. En este caso lo que se presenta es el problema de la estabilidad de los elementos, para ello se sugiere usar el procedimiento que se describe a continuación, ver Sociedad Colombiana de Ingenieros (1992).

1. Son datos la forma y ancho de la sección (rectangular, trapezoidal, etc), el gasto, la curva granulométrica, peso específico de la roca que se usa para el llenado de los gaviones y la pendiente S.
2. Se calcula el coeficiente de rugosidad con ayuda de la tabla 2.1 o

bien con la ecuación siguiente

$$n = \frac{(D_{80})^{1/8}}{26}$$

donde

D_{80} diámetro que se obtiene de la curva granulométrica, en m

3. Se calcula el área, el perímetro mojado, el radio hidráulico, ancho de superficie libre en función del tirante (A, P, R_H y B).
4. Se usa la ecuación de Manning para calcular el tirante usando la ecuación siguiente

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A R_H^{2/3}$$

donde el valor de A y R_H son función del ancho y del tirante, como el ancho se conoce se calcula el tirante por iteraciones

5. Conocido el tirante se calcula la velocidad del flujo con

$$v = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}$$

Con la velocidad del flujo y el tipo de suelo sobre el que va a colocarse el gavión y con ayuda de la tabla 4.3 se selecciona el espesor de la colchoneta.

6. Se calcula el número de Froude

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \frac{A}{B}}} = \frac{v}{\sqrt{g Y}}$$

donde Y es el tirante hidráulico e igual a A/B , A es el área hidráulica y B es el ancho de superficie libre. Si el $F > 1$ la corriente es rápida, y si el $F < 1$ la corriente es lenta.

7. Conocido el F y el D_m (diámetro medio de las partículas de relleno que se obtiene de la curva granulométrica) se usa la fig 4.33 para obtener la velocidad crítica v_c con la cual se inicia el movimiento; luego se compara con la que lleva el escurrimiento (calculada en el paso 5); si $v < v_c$ no hay movimiento de las piedras y si $v > v_c$ hay que cambiar el espesor del gavión, tipo colchoneta.

8. Se calculan los esfuerzos cortantes sobre el fondo que provoca el escurrimiento τ_b y el crítico τ_{bc} dados por

$$\tau_b = \gamma_w R_H S$$

$$\tau_{bc} = \tau_c (\gamma_s - \gamma_w) D_m$$

donde τ_c es el coeficiente de Shields para inicio del movimiento de las partículas y vale 0.047 para enrocamiento y 0.10 para colchonetas; γ_s peso específico de las partículas con que se rellenan los gaviones, en kgf/m^3 .

9. Se calculan los esfuerzos cortantes sobre las orillas que provocan el escurrimiento y el crítico dados por

$$\tau_s = 0.75 \gamma_w R_H S$$

$$\tau_{sc} = \tau_{bc} \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi}}$$

donde θ es el ángulo de inclinación de la orilla y ϕ el ángulo de reposo del material.

10. Si $\tau_b < \tau_{bc}$ y $\tau_s < \tau_{sc}$ el revestimiento es estable y no hay deformación. Si $\tau_{bc} < \tau_b \leq 1.2 \tau_c$ y $\tau_{sc} < \tau_s \leq 1.2 \tau_{sc}$ en el revestimiento se produce una deformación aceptable, la cual debe ser verificada.

11. Se calcula el parámetro $\Delta Z/D$ para ver el grado de deformación, para ellos se utilizan las dos expresiones siguientes

Para el fondo
$$\tau'_b = \frac{\tau_b - \tau_{bc}}{(\gamma_s - \gamma_w)D}$$

Para la orilla
$$\tau'_{bc} = \frac{\tau_s - \tau_{sc}}{(\gamma_s - \gamma_w)D}$$

Con ayuda de la fig 4.34 y de τ'_b y τ'_{bc} se obtiene $\Delta Z/D$ y se dice que la deformación es aceptable si se cumple que

$$\frac{\Delta Z}{D} \leq 2 \left(\frac{e}{D} - 1 \right)$$

donde e es el espesor del gavión.

En caso contrario, la deformación es excesiva y se tiene que volver a empezar el cálculo aumentando el espesor del gavión tipo colchoneta, y el tamaño de las piedras.

12. Si $\tau_b > 1.2 \tau_{bc}$ y $\tau_s > 1.2 \tau_{sc}$ el revestimiento no es apto y se debe comenzar nuevamente el cálculo aumentando el espesor del colchón y el tamaño de la piedra.

13. Se calcula la velocidad que se tiene por debajo del colchón con la ecuación siguiente

$$v_b = \frac{1}{n_f} \left(\frac{D}{2} \right)^{2/3} S^{1/2}$$

donde n_f es el coeficiente de rugosidad del fondo donde se asienta la colchoneta, ver tabla 2.1.

14. Se calcula la velocidad que resisten las partículas del fondo

-Para material no cohesivo se tiene que

$$v_o = 18.1 (D_{80})^{1/2}$$

donde D_{80} corresponde al material del fondo.

-Para suelos cohesivos se usa la fig 4.35 y se necesita conocer el valor de la relación de vacíos e .

15. Se hace una comparación entre v_b y v_o .

Si $v_b > v_o$ se necesita disminuir el tamaño de las piedras del colchón o bien colocar un filtro, el cual se puede hacer por ejemplo, con un geotextil. Este filtro debe tener por lo menos un espesor de 15 a 20 cm y de todas maneras debe ser mayor o igual que

$$e' = \frac{D_v}{f} \left[1 - \left(\frac{v_o}{v_b} \right)^2 \right]$$

donde f es el coeficiente de Darcy-Weisbach, que para el caso de gaviones es igual a 0.05; D_v diámetro equivalente de los vacíos.

4.4.2 Recomendaciones de diseño

En las canalizaciones el uso de los gaviones presenta grandes ventajas con respecto a los diferentes tipos de materiales que comúnmente se utilizan, por ejemplo, si se utilizarán losas de concreto que estén apoyadas sobre un terreno blando y húmedo se fracturan fácilmente al fallar su cimentación, en cambio los gaviones pueden sufrir asentamientos diferenciales grandes pero quedan en condiciones de seguir trabajando satisfactoriamente.

Por otra parte el usar este tipo de revestimiento tiene la enorme ventaja de ser reparado rápidamente y con un costo mínimo en el caso de que una malla se rompa, ya que solo bastará con coser la malla averiada con alambre del mismo calibre; otra ventaja que presentan los gaviones es que todos están unidos entre sí y forman un solo elemento que

presenta gran resistencia al arrastre que provoca la corriente.

El espesor del revestimiento depende del tipo de material de que están constituidos el fondo y las orillas, la velocidad del flujo, etc, también intervienen la pendiente y el alineamiento del canal (un espesor de 30 cm es adecuado en tramos rectos y de 50 cms en secciones curvas y en zonas donde los taludes esten inclinados más de 45°.

Si el radio hidráulico es mayor de 1.5 m se recomienda utilizar un valor constante de $n = 0.025$ si el material de relleno del gavión tiene un tamaño que varía entre los 5 y 25 cms.

4.5 Referencias

1. Agostini, R et al, "Rivestimenti flessibili in materassi Reno e gabbioni nei canali enei corsi d'acqua canalizzati", Officine Maccaferri SPA, Bologna, Italia, 1985.
2. Franco, J, "Research for river regulation dike design", Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, ASCE, vol 93, No WW3, aug 1967, pp 71-87.
3. Gaviones Lemac S A, "Principales características y aplicaciones del gavión Lemac", México.
- 3a. Kinori, B Z and Mevorach, J, "Manual of Surface Drainage Engineering (vol II)", Elsevier, Amsterdam 1984.
4. Klingman, P et al, "Streambank erosion protection and channel scour manipulation using rockfill dikes and gabions", Water Resources Research Institute, Oregon State University, sep 1984.
5. Maza Alvarez, J A "Contribución al diseño de espigones", Memorias del XIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Vol 3, Montevideo,

nov 1990.

6. Maza Alvarez, J A y García Flores, M, "Estabilidad y rectificación de ríos", Manual de Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, capítulo 14, México.
7. Samide, G and Beckstead, C, "Design considerations for stream groynes", Alberta Department of the Environment, Environmental Engineering Support Servicio, Technical Services Division, oct 1975.
8. Secretaria de Obras Públicas, "Gaviones metálicos", Departamento de Antioquia, Colombia.
9. Suárez, J, "Diseño de obras en gaviones", Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia, nov 1987.
10. Sociedad Colombiana de Ingenieros Andimallas LTDA, "Memorias: Estructuras flexibles en gaviones y colchonetas Reno", Santa Fé de Bogotá, Colombia, jul 1992.

TABLA 4.1 Valores recomendados para la relación Separación/Longitud para espigones, según Klingeman, P et al (1984)

<u>Separación</u> <u>Longitud</u>	Tipo de orilla	Referencia	Observaciones
1	Cóncava	United Nations, 1953	Práctica general
2 a 2.5	Convexa	United Nations, 1953	Práctica general
1	Cóncava	Bendegom (Samide and Beckstead, 1975)	
2 a 2.5	Convexa	Bendegom (Samide and Beckstead, 1975)	
1.5		Mathes, 1956	
1.5	Cóncava	Los Angeles, District, 1980**	Bordo protegido con enrocamiento
2.0	Recta	Los Angeles, District, 1980**	
2.5	Convexa	Los Angeles, District, 1980**	
2		U.S. Army (Samide and Beckstead, 1975)	Típica para el río Mississippi
2 a 2.5		Central Bd of Irrig and Power, 1971	
2		Neill, 1973	Dos o más espigones
4		Neill, 1973	
2 a 4	Curva	Alvarez	
5.1 a 6	Recta	Alvarez	
3	Cóncava	Grant, 1948	La variación depende de la curvatura
3 a 4		Acheson, 1968	
3 a 5		Strom, 1962	
4.29	Recta	Ahmad, 1951	
5	Curva	Ahmad, 1951	
4 a 6	Cóncava	Richardson and Simons, 1973	La orilla puede requerir enrocamiento

TABLA 4.2 Angulo entre el espigón y la orilla, según Klingeman, P et al (1984)

Angulo recomendado entre el espigón y la orilla, en grados *	Referencia
100 - 120	United Nations, 1953
100 - 120	Central Board of Irrigation and Power, 1971
100 - 110	Mamak, 1964
100 - 110 (orilla convexa)	Samide and Beckstead, 1975
100 o menos (orilla cóncava)	Samide and Beckstead, 1975
90	U S Army, Corps of Engineers, 1983 (en Copeland, 1983)
90	Richardson and Simons, 1973 (en Copeland, 1983)
90	U S Army, Corps of Engineers, Memphis and Vicksburg Districts (en Copeland, 1983)
90 o aguas abajo	U S Corps of Engineers, 1970 (en Copeland, 1983)
90 o aguas abajo	Missouri River (Lidner, 1969)
75 - 90	Red River, Arkansas River (Lindner, 1969)
70 - 90 (30 para curvas cerradas)	Alvarez, México (en Copeland, 1983)
75	U S Army Corps of Engineers, Los Angeles District, 1980 (en Copeland, 1983).
Aguas abajo	Franco, 1967
Aguas abajo	Lindner, 1969

* Medido entre la línea de orilla aguas abajo y el eje del espigón.

TABLA 4.3 Espesor recomendado para las colchonetas, según Kinori y Mevorach (1984)

Tipo de suelo / Velocidad del flujo, en m/s	Espesor de la colchoneta, en m				
	2	3	4.5	5	6
Arcilla, suelo cohesivo duro	0.17	0.23	0.30	-	-
Limo, arena fina	0.23	0.30	-	-	-
Guijarros con gravas	0.17	0.17	0.20	0.23	0.30

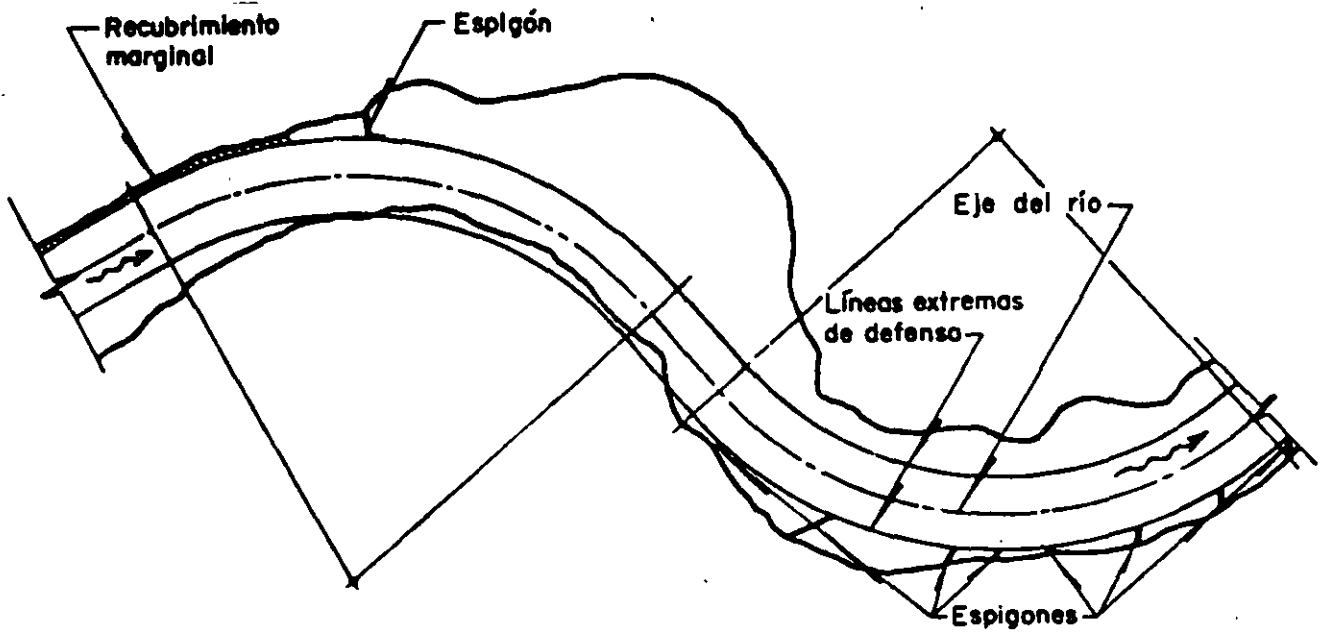


Fig 4.1 Obras de protección marginal [6]

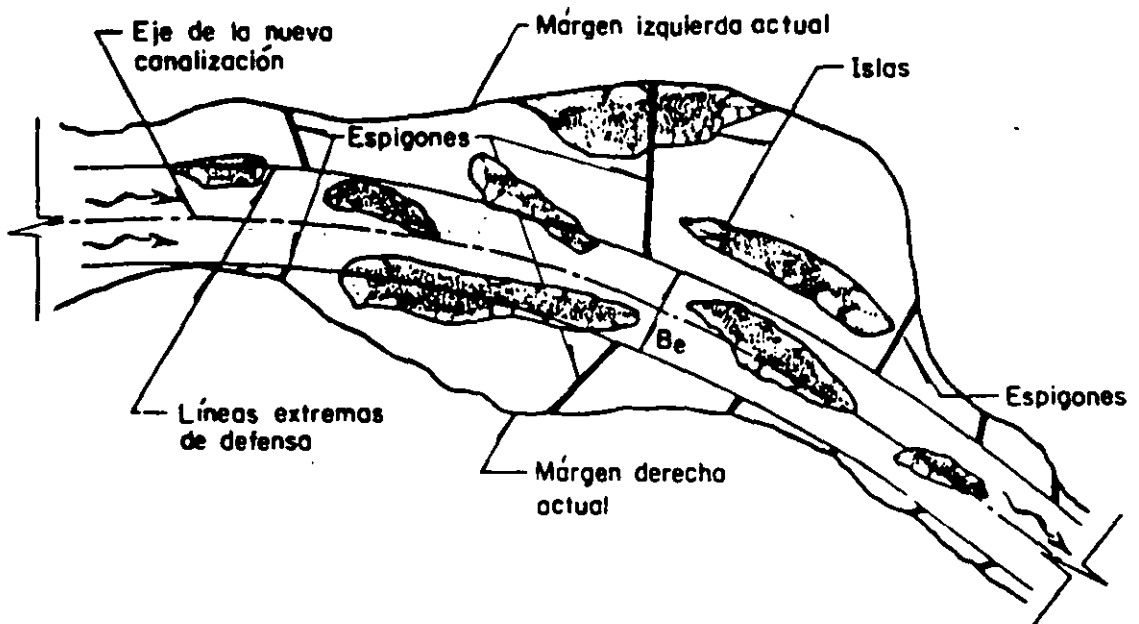


Fig 4.2 Trazo del eje del río y líneas extremas de defensa en una rectificación [6]

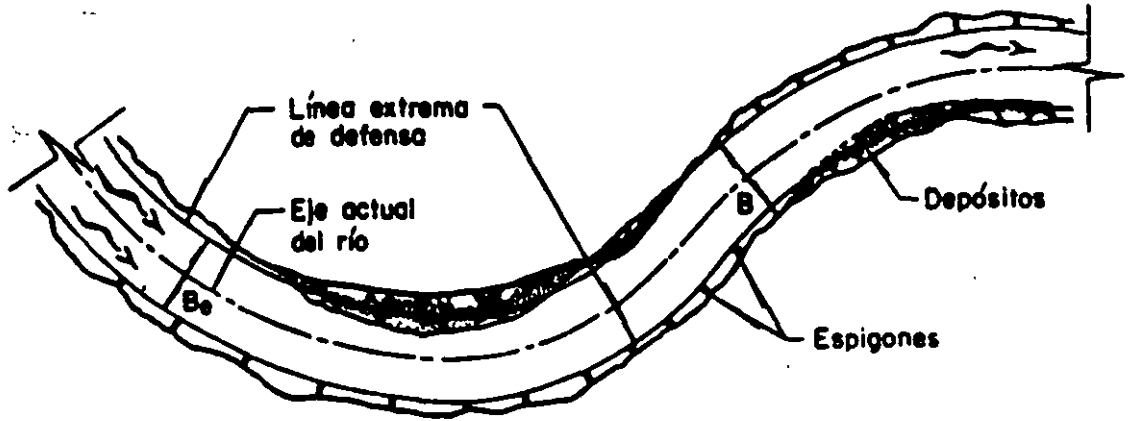


Fig 4.3 Trazo del eje del río y líneas extremas de defensa para proteger los márgenes actuales [6]

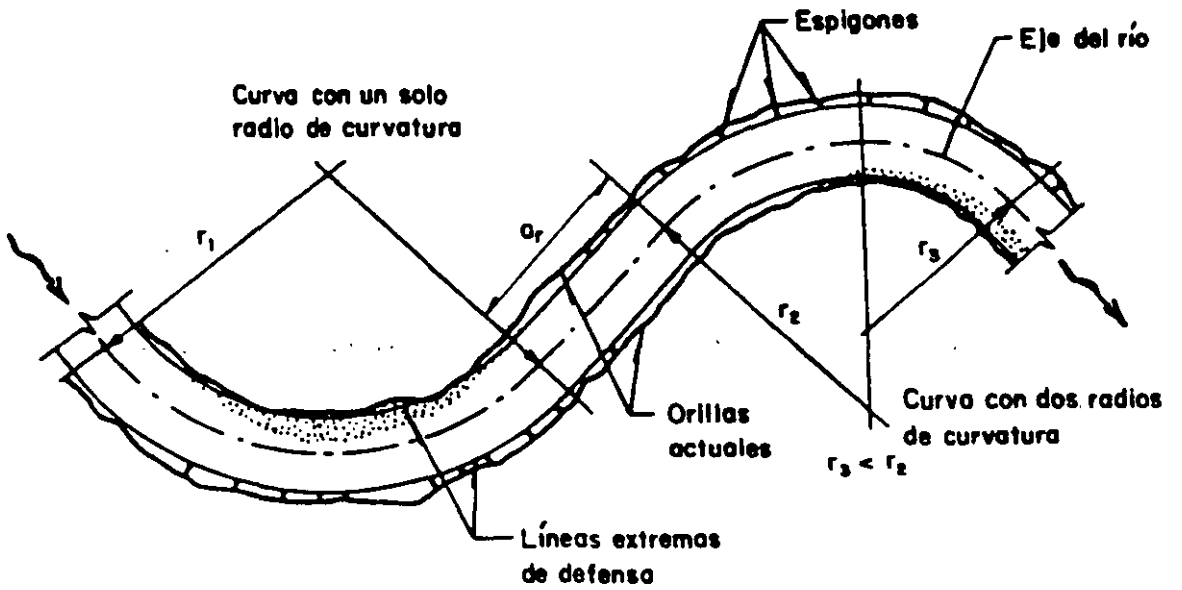


Fig 4.4 Eje del río y radios de curvatura [6]

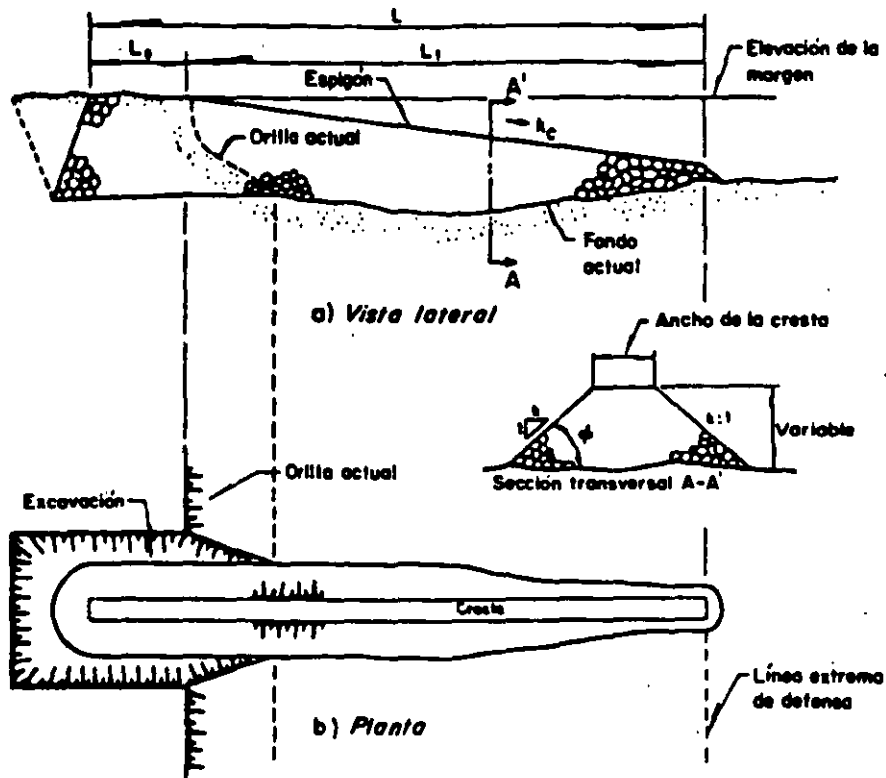


Fig 4.5 Espigón empotrado [6]

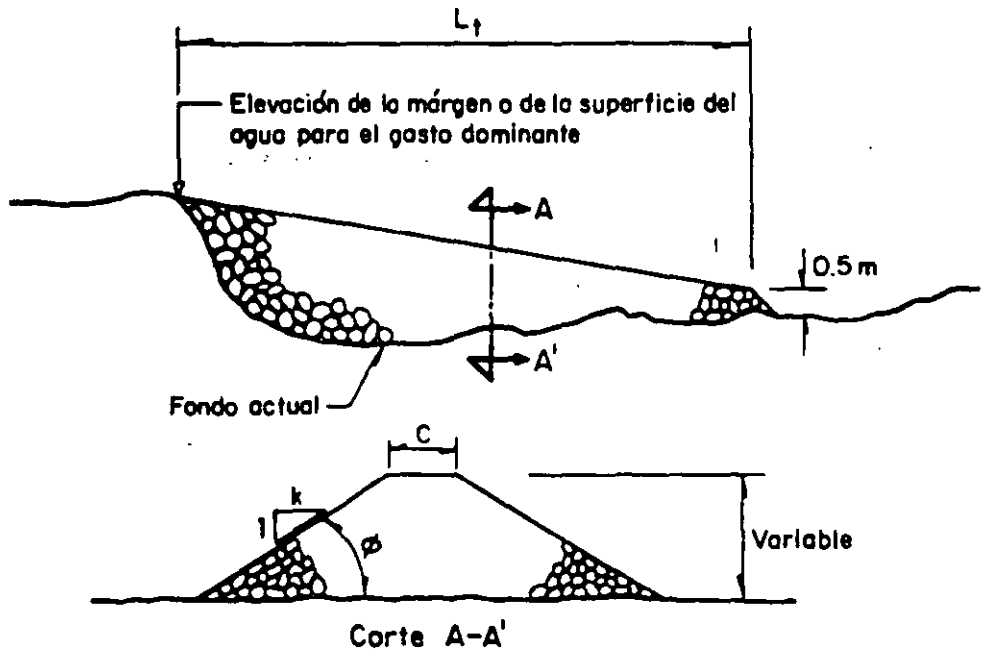


Fig 4.6 Espigón apoyado en la margen en ríos de planicie [6]

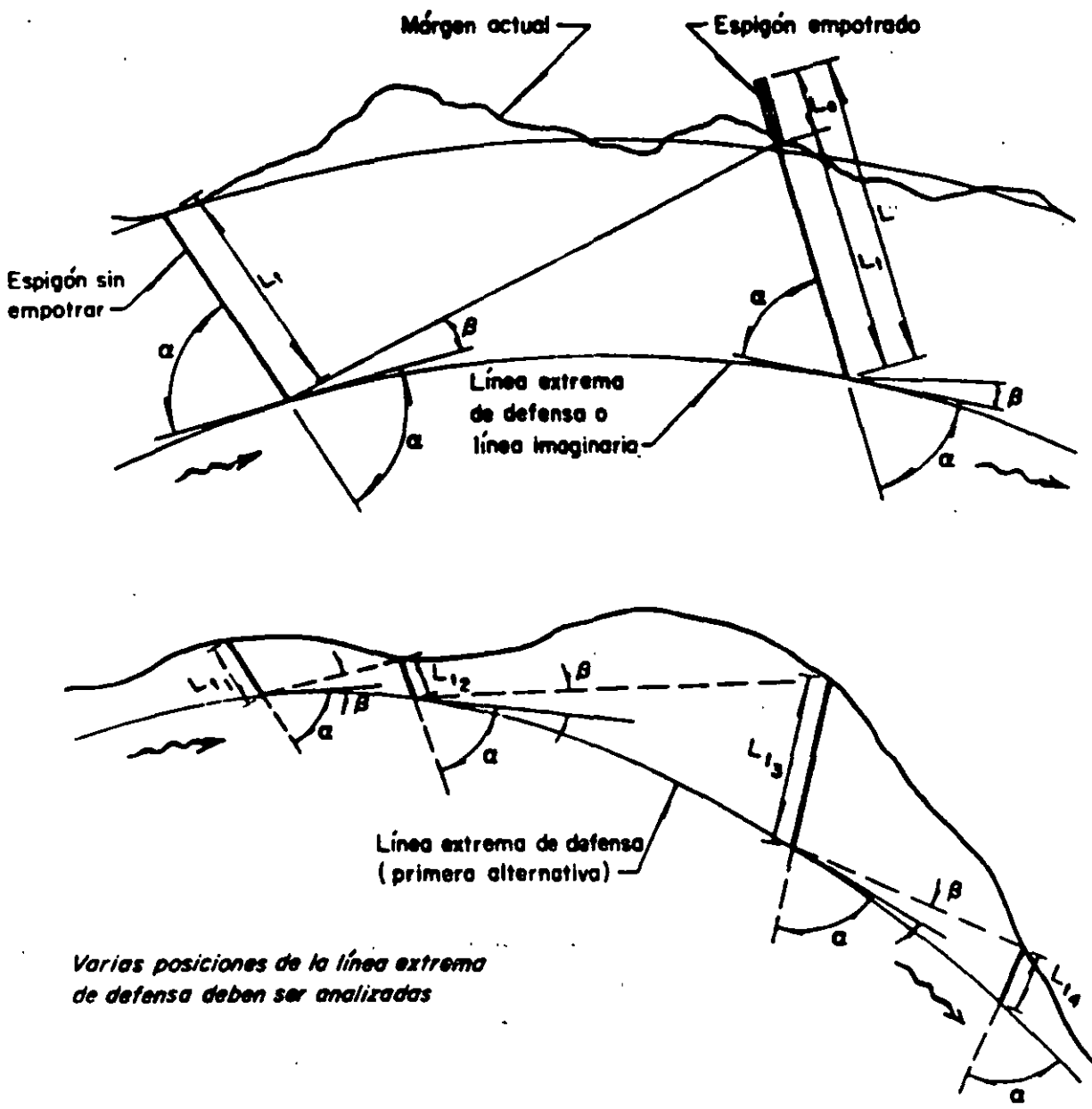
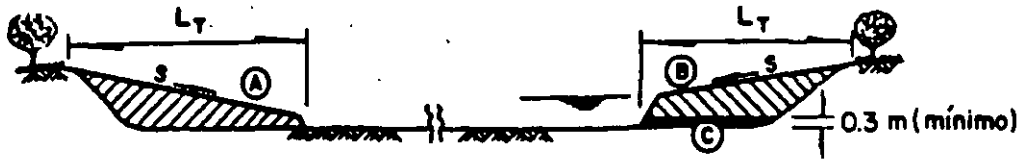
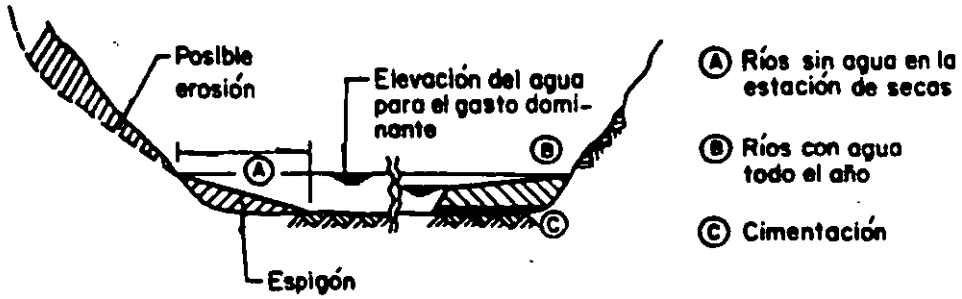


Fig 4.9 Método para obtener el espaciamiento entre espigones [6]



a) Construcción de espigones cuando las márgenes son bajas



b) Construcción de espigones cuando las márgenes son altas

Fig 4.10 Construcción de espigones en función de la altura de las márgenes [6]

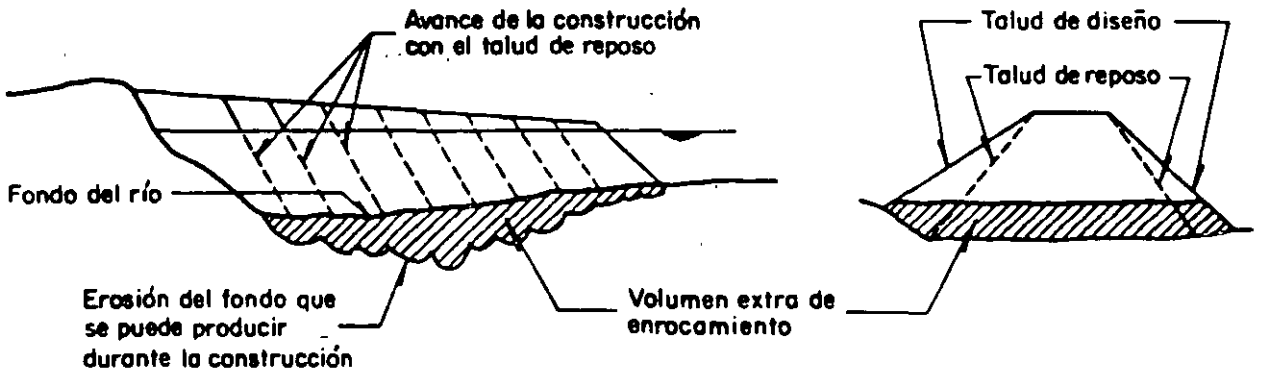


Fig 4.11 Erosión del fondo durante la construcción [6]

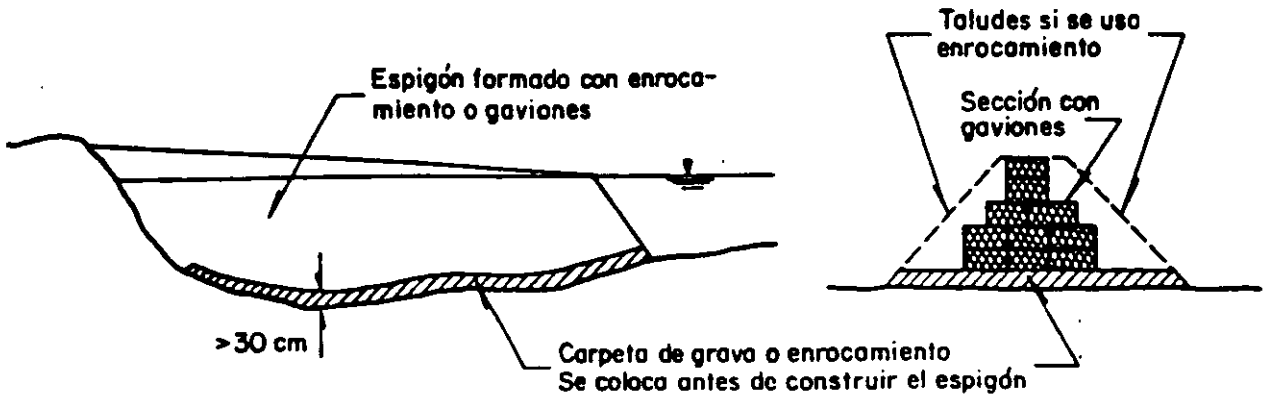


Fig 4.12 Forma de evitar la erosión durante la construcción

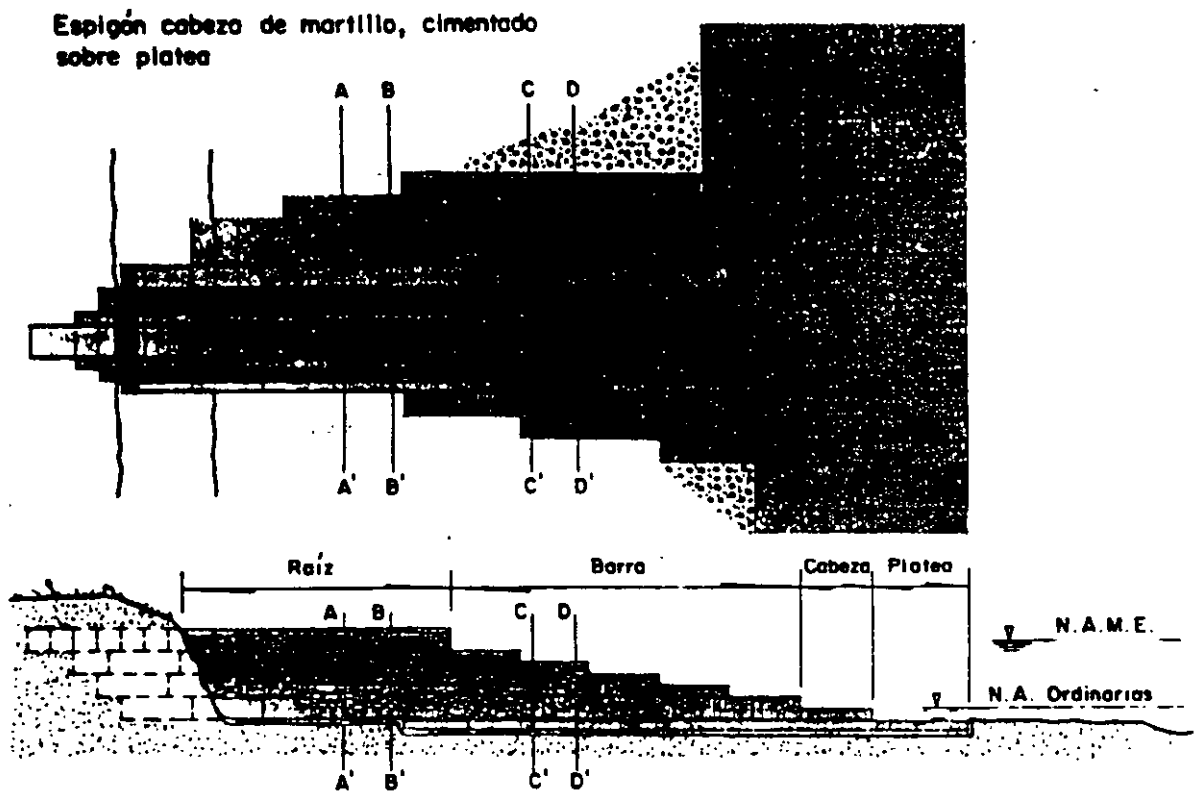
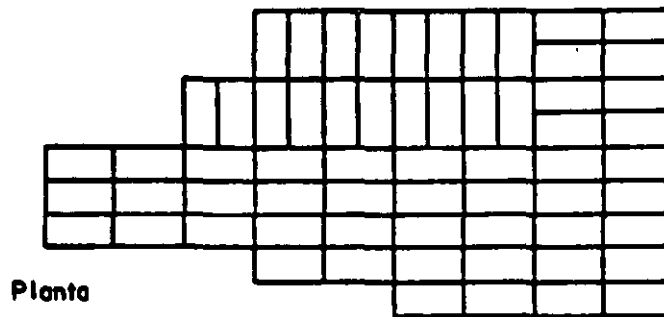
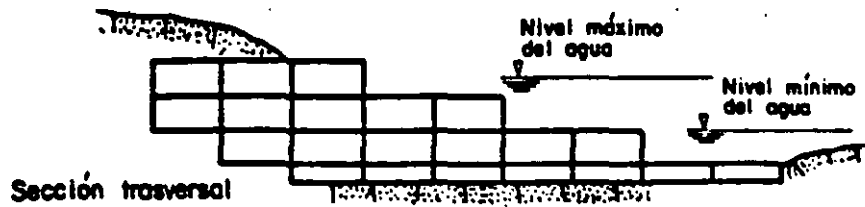
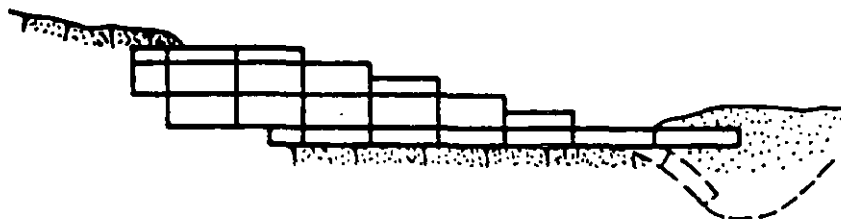


Fig 4.13 Disposición de los elementos que forman un espigón de gaviones [3]



a) Espigón hecho con gaviones y platea con colchoneta



b) Comportamiento de la platea

Fig 4.14 Espigón con platea [4]

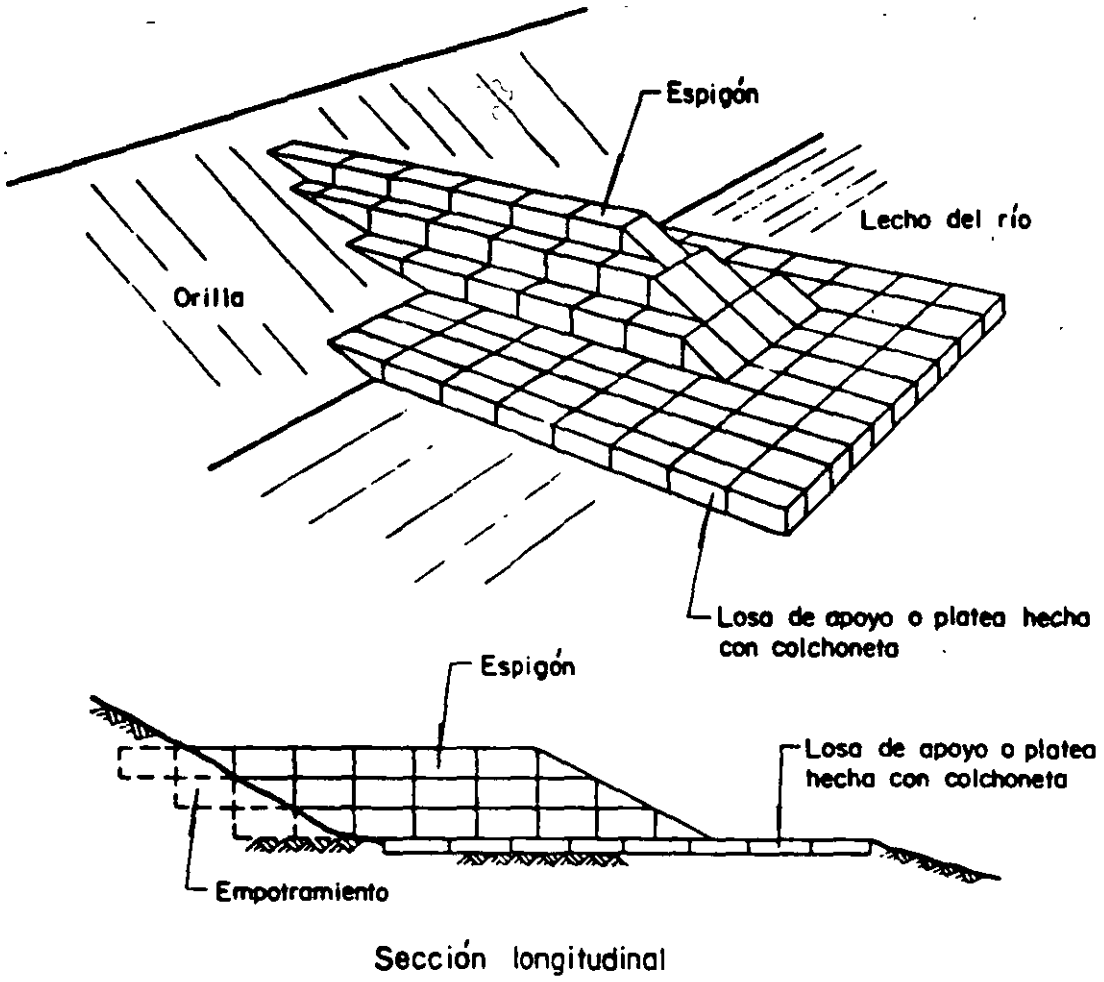


Fig 4.15 Perspectiva de un espigón [8]

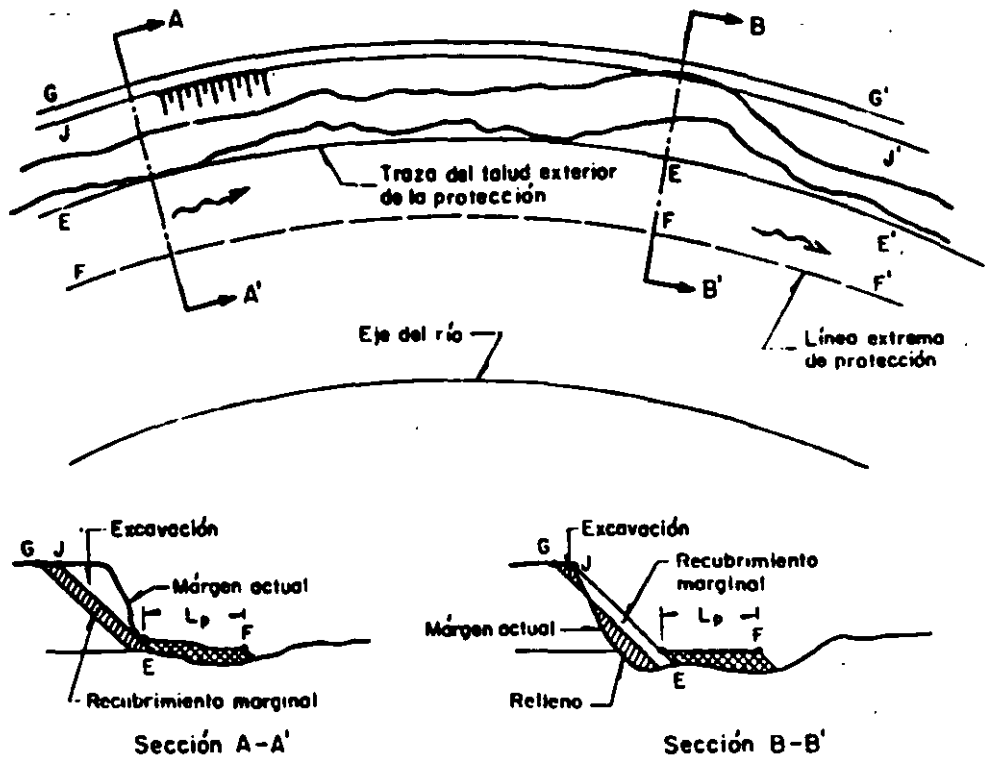


Fig 4.16 Trazo del eje del río y de la línea del pie del talud de la protección [6]

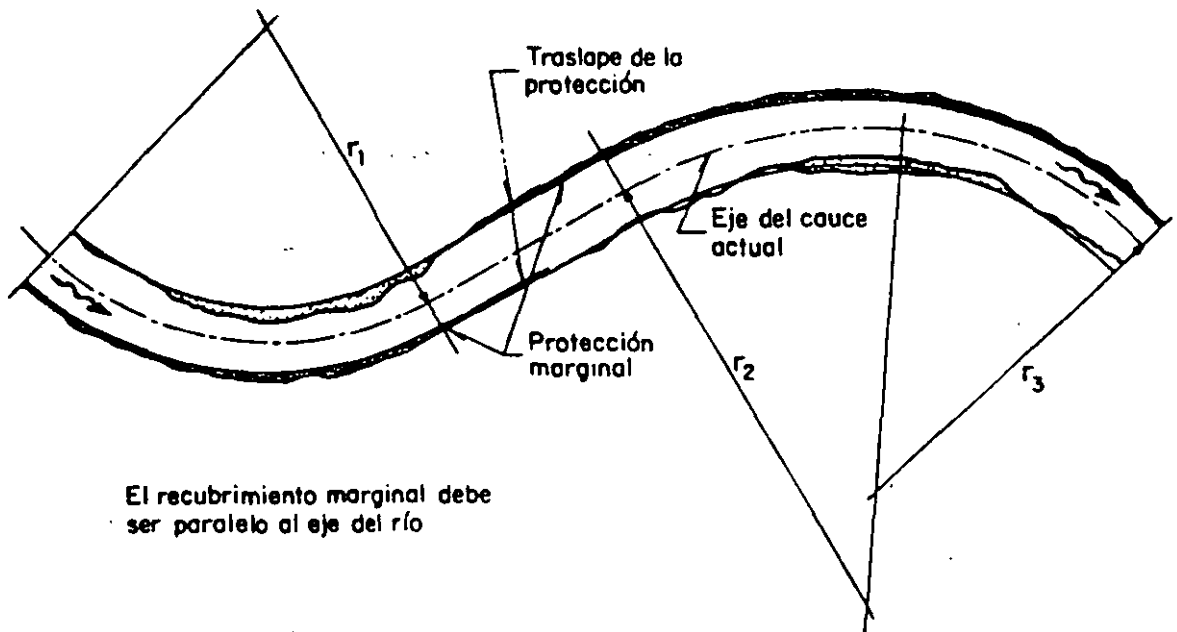


Fig 4.17 Recubrimiento marginal para fijar el cauce actual [6]

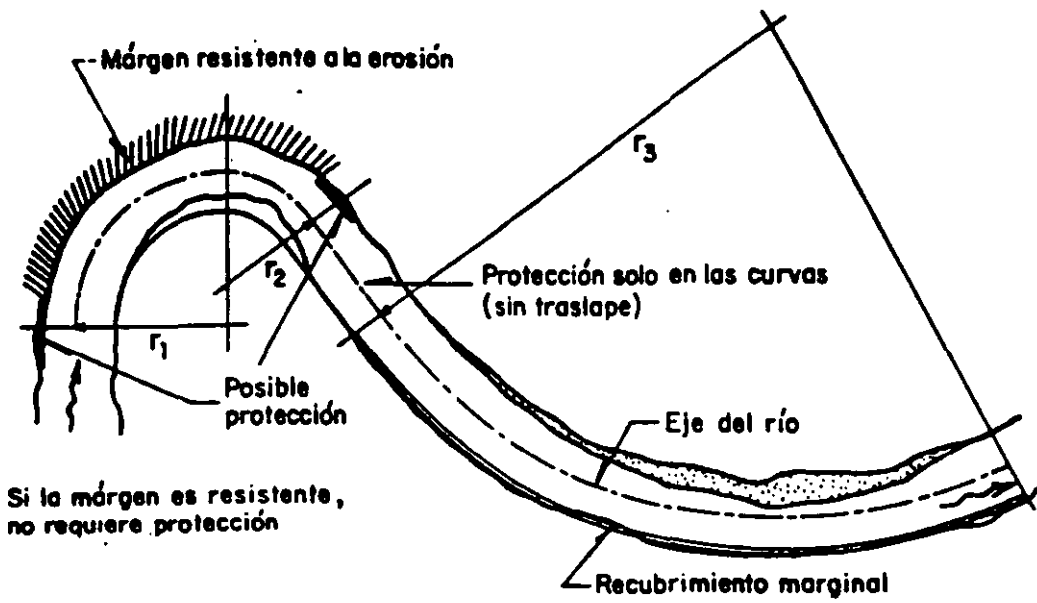


Fig 4.18 Recubrimiento marginal para fijar el cauce [6]

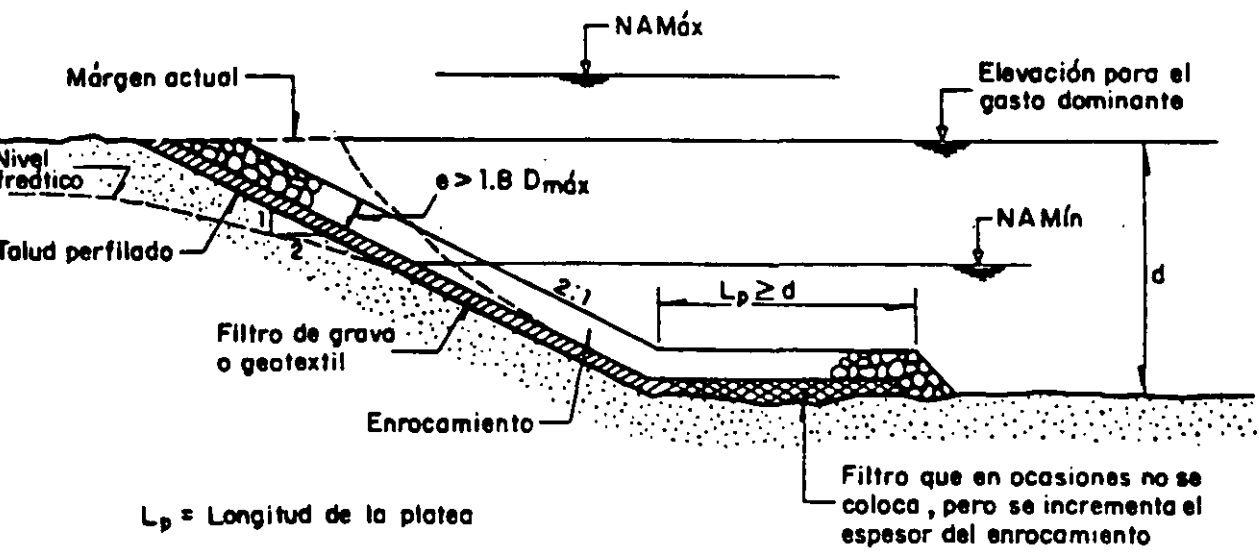


Fig 4.19 Recubrimiento marginal de enrocamiento sobre talud perfilado [6]

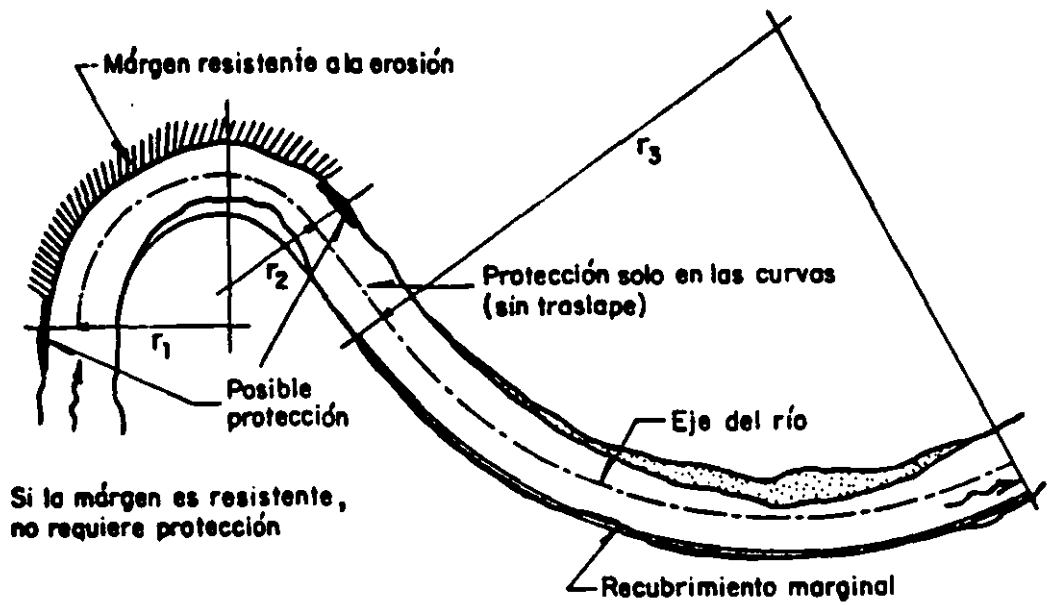


Fig 4.20 Recubrimiento marginal de enrocamiento sobre talud perfilado [6]

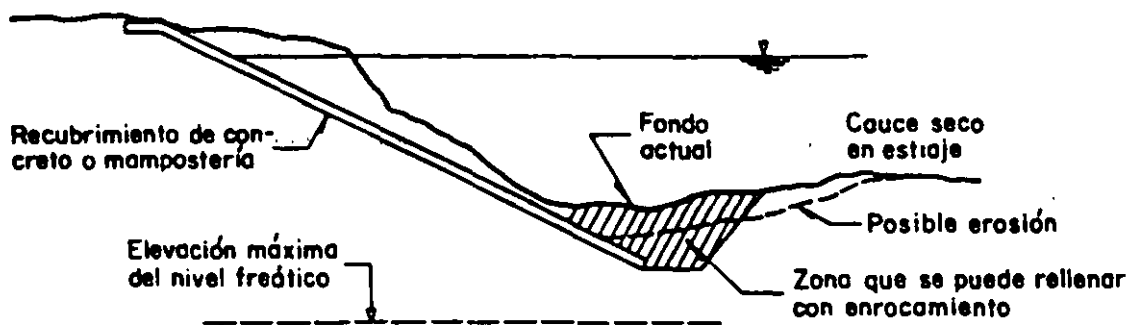


Fig 4.21 Recubrimiento impermeable en pequeños cauces [6]

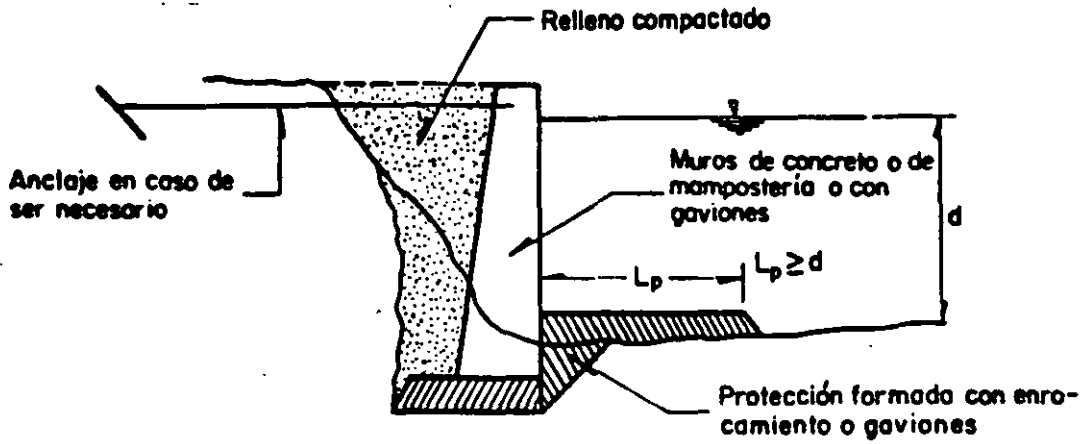


Fig 4.22 Recubrimiento marginal vertical [6]

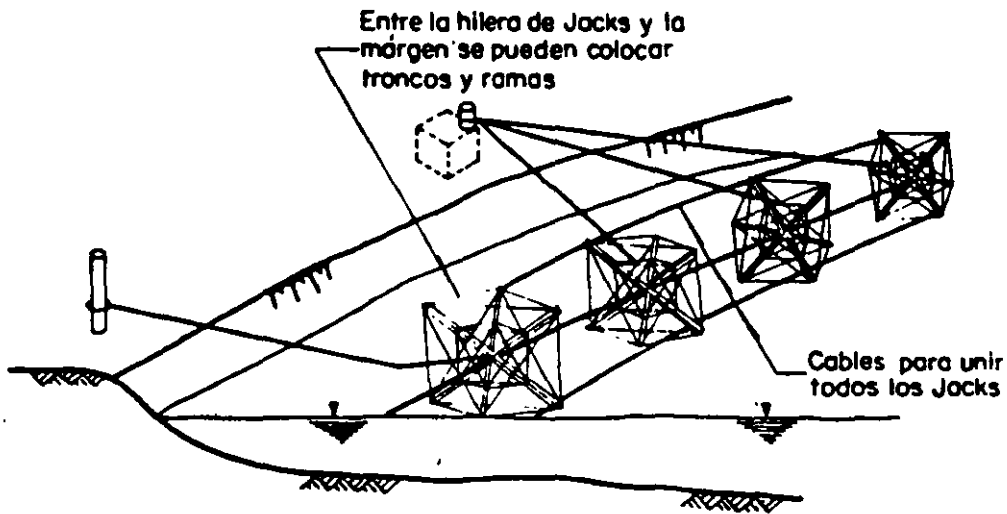
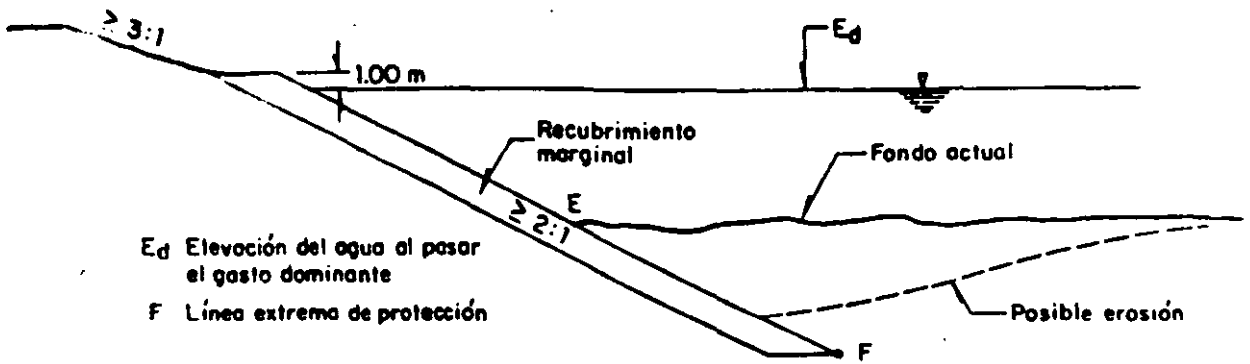
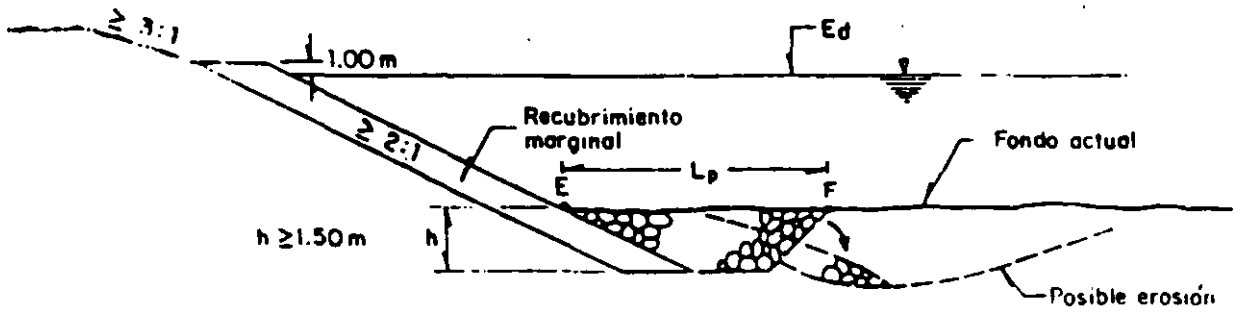


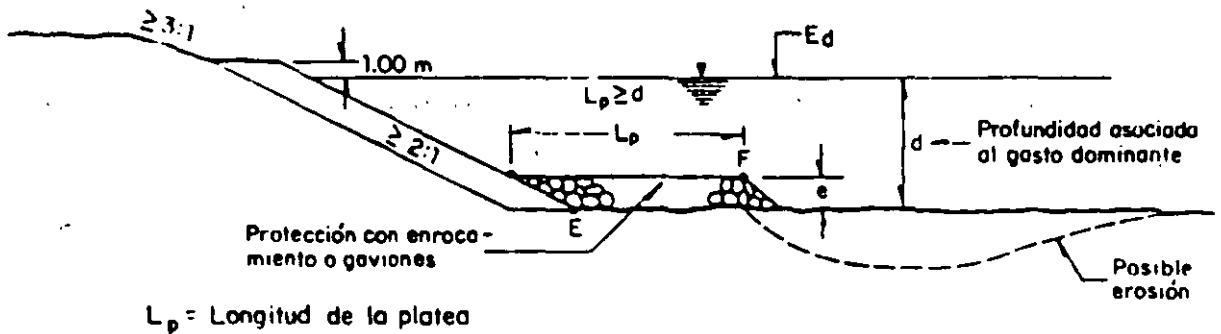
Fig 4.23 Recubrimiento marginal permeable formado con Jacks [6]



a) Recubrimiento desplantado a una elevación inferior que la de la posible erosión



b) Trinchera relleno de enrocamiento



c) Delantal de protección

Fig 4.24 Formas de proteger un recubrimiento marginal contra la erosión [6]

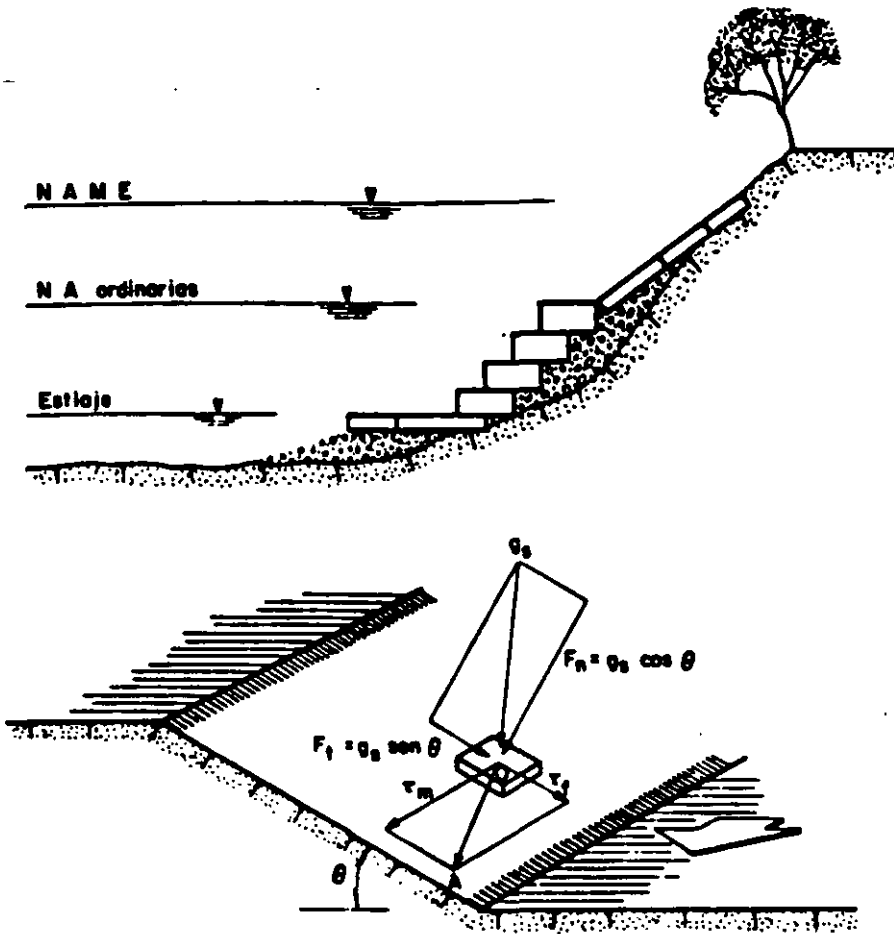


Fig 4.25 Protección de la márgen actual o rectificada de un río [3]

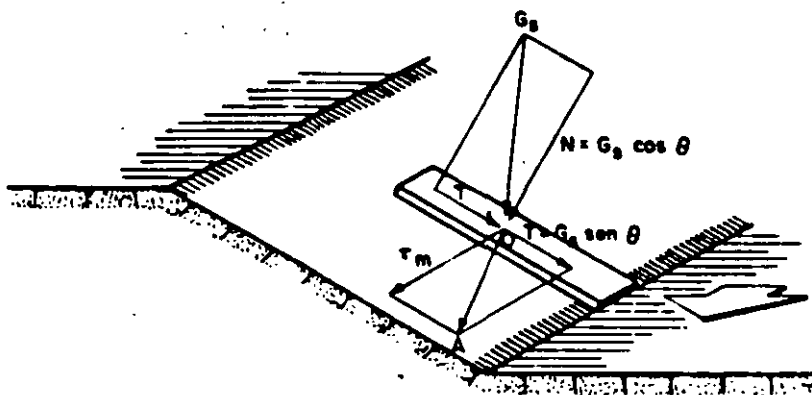


Fig 4.26 Presiones que actúan sobre una faja de gaviones que protegen una márgen [3]

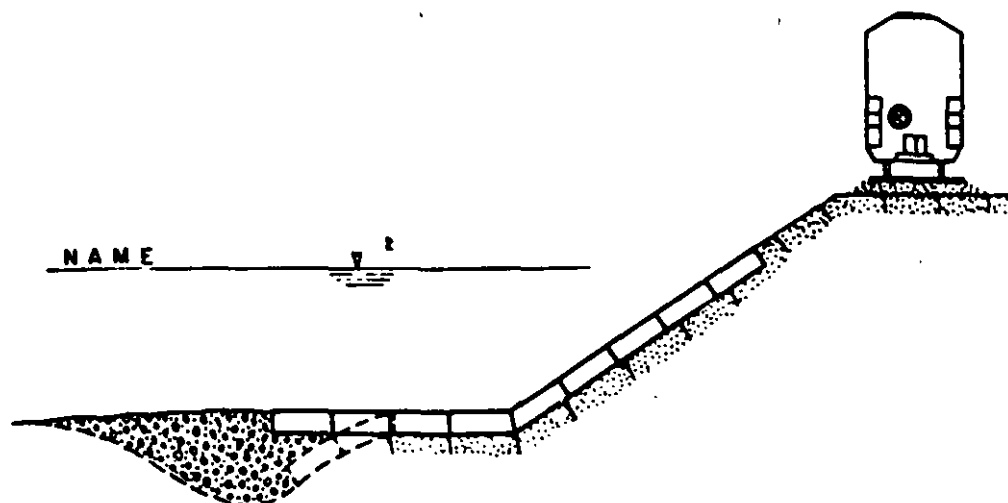


Fig 4.27 Revestimiento marginal cimentado sobre una platea [3]

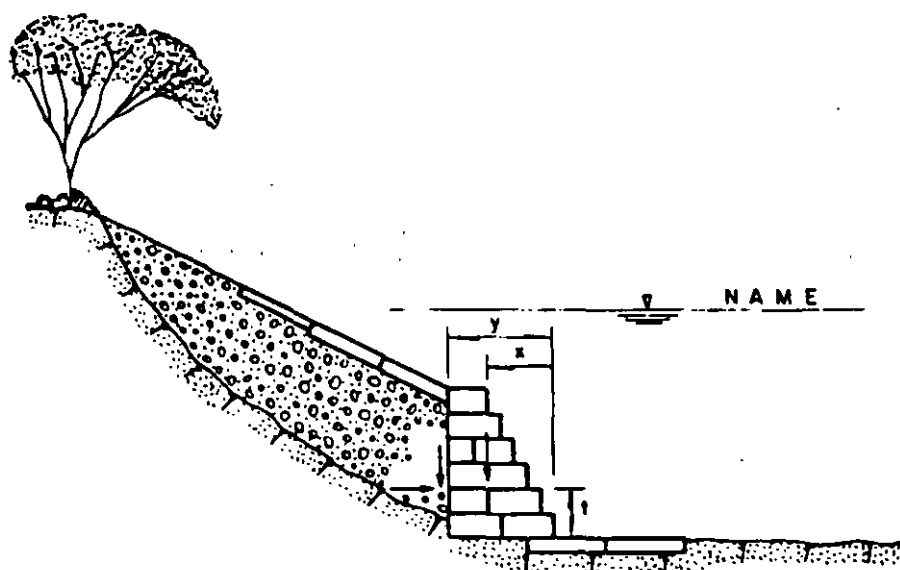


Fig 4.28 Muro de contención localizado en el cauce del río [3]

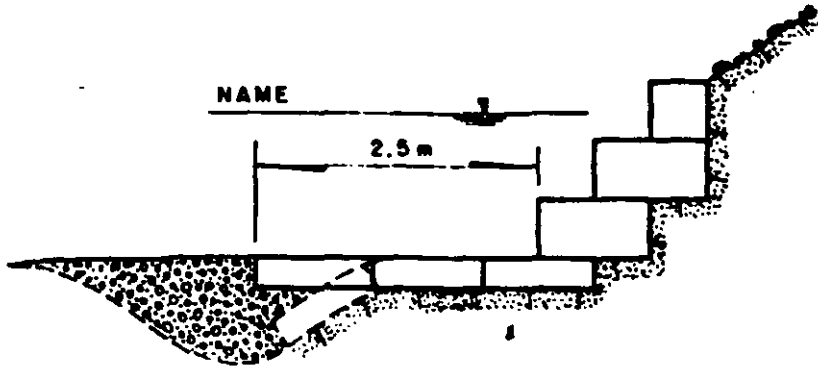


Fig 4.29 Defensa marginal cimentada sobre una platea [3]

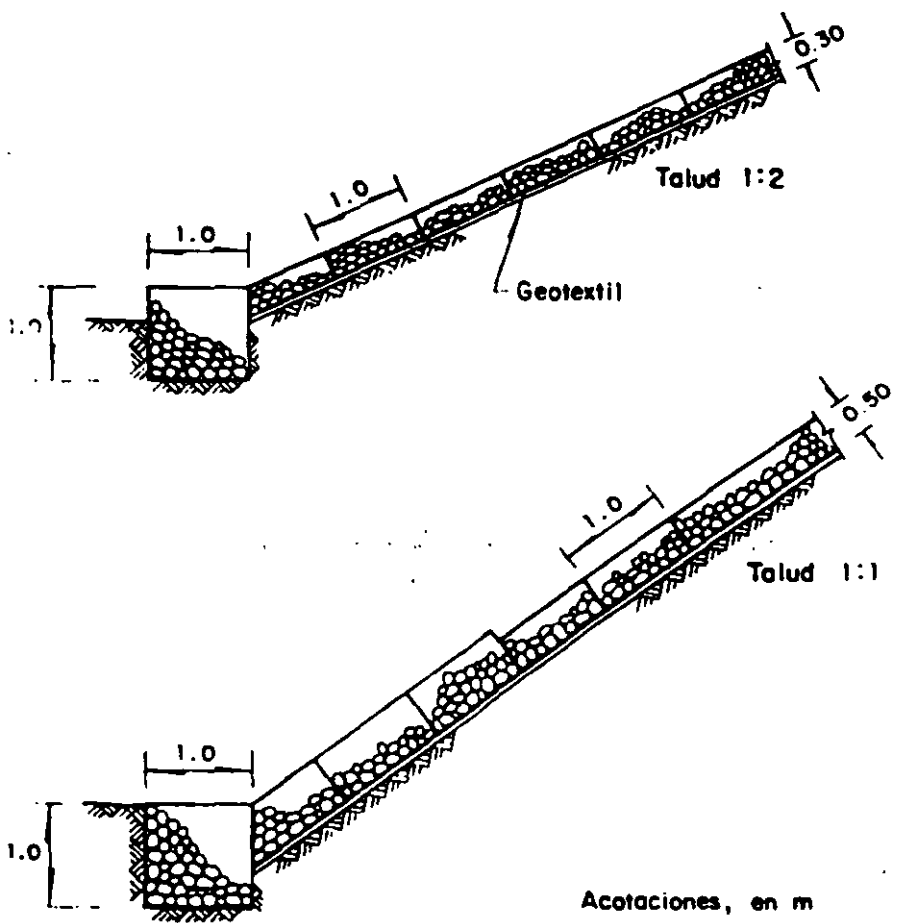


Fig 4.30 Protección marginal con gaviones [9]

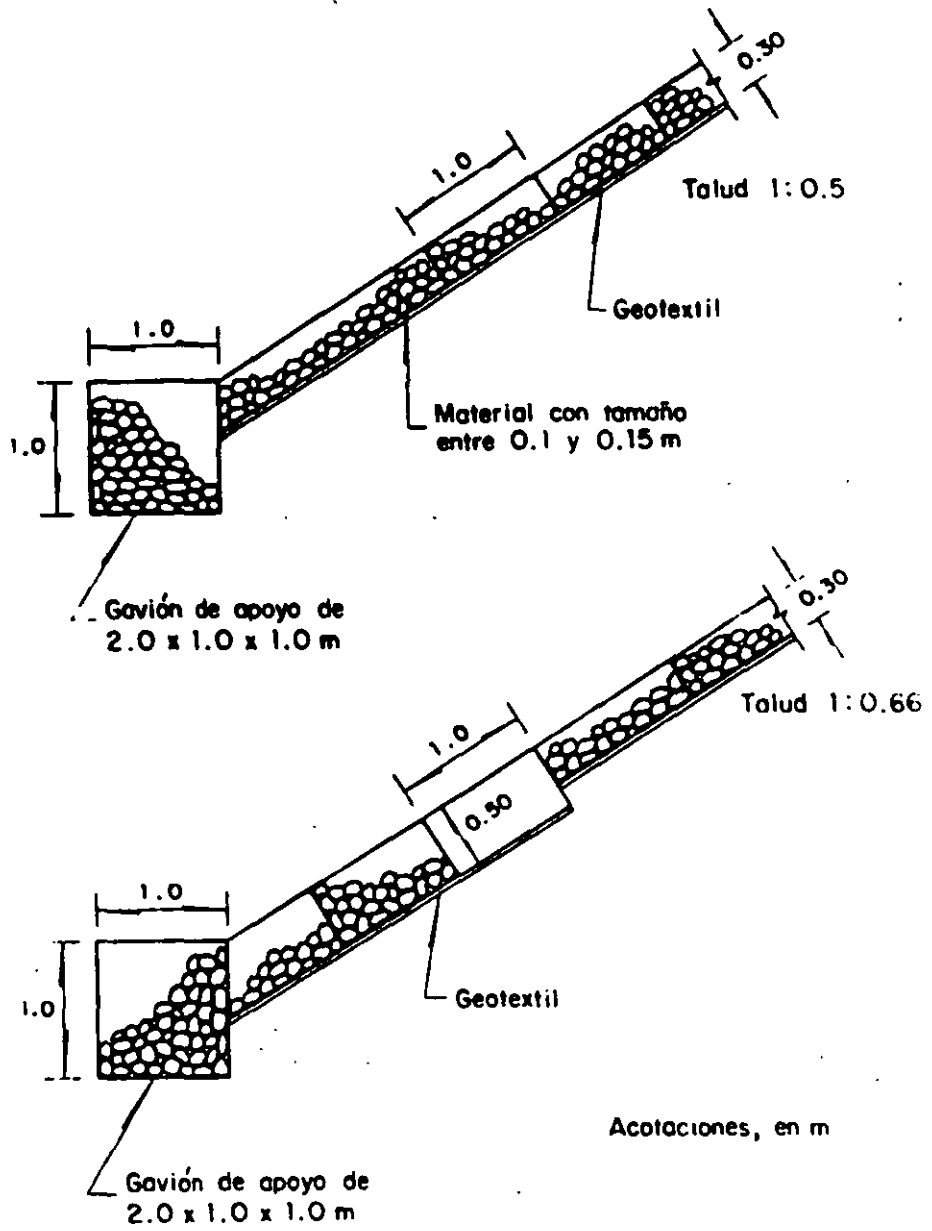


Fig 4.31 Protecci3n marginal con gaviones [8]

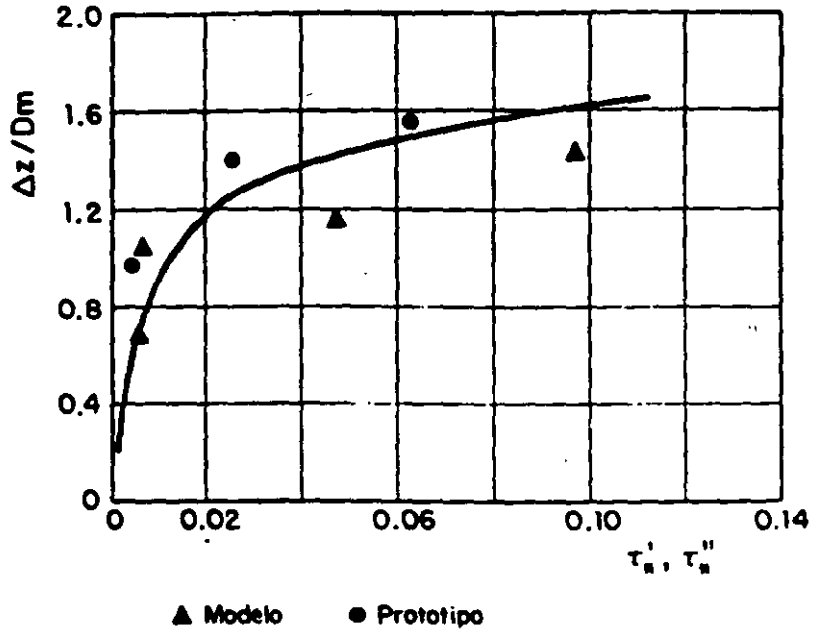


Fig 4.34 Valores del coeficiente de Shields [1]

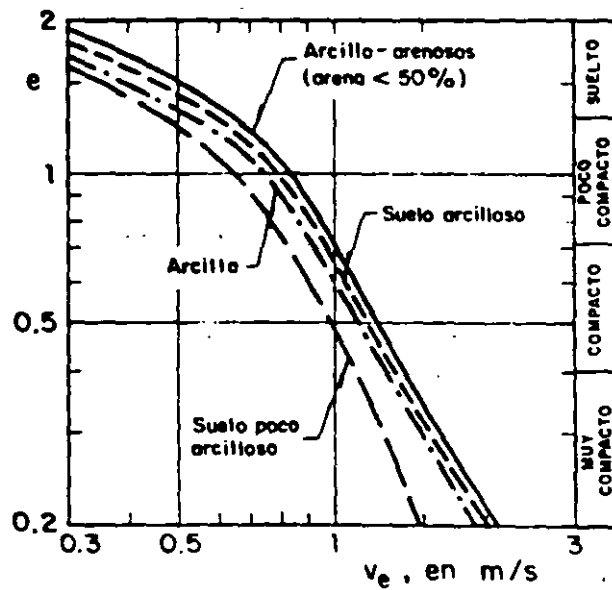


Fig 4.35 Velocidad máxima permisible [1]

5. MUROS DE RETENCION

5.1 Introducción

Los suelos, así como otros materiales tienen un ángulo de reposo propio; para lograr una pendiente mayor que la proporcionada por dicho ángulo se requiere de algún tipo de muro o soporte que evite el deslizamiento; con este fin se emplean comúnmente los muros de retención o sostenimiento.

Tratándose de muros de poca altura, la práctica consiste en emplear métodos empíricos para determinar el empuje de tierra. Tratándose de muros elevados que constituyen la parte principal de una construcción, se justifica por las economías que resultan, el recurrir a un estudio más completo del suelo y a un análisis más detallado de las cargas.

Los muros de retención o sostenimiento se emplean comúnmente en las carreteras y ferrocarriles, así como en otras propiedades públicas y privadas, con los fines siguientes: (1) resolver problemas de derecho limitado de vía, confinando los taludes dentro de los límites

prácticos; (2) proyectos de separación de niveles y ampliación de caminos; (3) estabilización de taludes muy inclinados en corte o en terraplén; (4) reparación de desperfectos en el lecho del camino; (5) evitar erosión de las márgenes; (6) aleros para estribos y muros de cabecera; (7) plataformas para carga; (8) áreas de estacionamiento; y (9) muros de protección y barricadas.

5.2 *Diseño de los muros*

Las presiones que obran sobre un muro de sostenimiento tienden a producir su deslizamiento, hundimiento o volteo. La resistencia a la sustentación del terreno que forma el cimiento es importante, como lo es también el carácter del relleno, el cual puede variar desde una grava bien drenada hasta una arcilla muy plástica. La determinación de la magnitud, dirección y punto de aplicación de la presión es un procedimiento laborioso y complicado, para lo cual se recomienda consultar libros sobre el tema.

La cimentación adecuada se necesita para el comportamiento satisfactorio de un muro de sostenimiento. La mayor parte de los fracasos ocurre cuando los muros se construyen sobre cimentaciones de arcilla; por otra parte, los suelos de grano grueso proporcionan base y relleno estables.

Debe evitarse el relleno hecho de suelos arcillosos, o los que contengan un elevado porcentaje de arcilla, especialmente si existen filtraciones en los taludes. La arcilla dura en terrones grandes no debe usarse como relleno, a menos que puedan evitarse las filtraciones del agua de la superficie al material de relleno. El drenaje adecuado siempre es importante ya que mejora la estabilidad de todos los rellenos, y es esencial donde quiera que se encuentren taludes con estratos conductores de agua.

5.2.1 *Cálculo del empuje*

Para determinar el valor del empuje se utiliza el método de Coulomb, que

se basa en el estudio del equilibrio de una cufa bidimensional de suelo indeformable, ver fig 5.1, sobre la que actúa el peso propio del relleno, la fuerza de fricción interna que se distribuye en forma uniforme a lo largo de la superficie de rotura plana y eventualmente la cohesión del suelo. Para el caso particular de muros formados con gaviones se omite el empuje hidrostático por ser la estructura permeable.

En el caso de un muro con paramento vertical interno la superficie de empuje es el propio paramento interno del muro, ver fig 5.2a. En el caso del muro con escalones internos, se considera la superficie que une los extremos internos superior e inferior del muro, ver fig 5.2b. Quedando así determinado el ángulo β formado por el plano de empuje y la horizontal.

El empuje activo en el muro de retención está determinado por la expresión

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 - 2 K_a^{1/2} C H \quad (5.1)$$

$$H = [h + (B-a) \tan \alpha] \cos \alpha \quad (5.2)$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \epsilon)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\beta + \epsilon)}} \right]^2} \quad (5.3)$$

donde

- E_a empuje activo, en Ton/m
- K_a coeficiente de empuje activo
- γ_s peso específico del suelo, ver tabla 5.1, en Ton/m³
- H altura donde actúa el empuje, en m
- h altura del muro, ver fig 5.3, en m
- B base del muro despreciando los escalones externos, ver fig 5.3, en m
- a ancho del muro en la corona, ver fig 5.3, en m
- α inclinación del muro con la vertical, ver fig 5.2, en grados

- β ángulo formado por el plano de empuje y la horizontal, ver fig 5.2, en grados
- φ ángulo de fricción interna del material, ver tabla 5.1, en grados
- δ ángulo de fricción entre muro y terreno, en grados; en muros de gaviones se puede suponer $\delta = \varphi$. Si tras el muro hay un geotextil $\delta = 0.9 \varphi$.
- c ángulo del talud sobre el muro con la horizontal, ver fig 5.3, en grados
- C cohesión, en Ton/m^2

Suele ser conveniente despreciar la cohesión, ya que ésta se modifica con el tiempo y tiene gran influencia sobre el valor final del empuje. En el caso de que exista una sobre carga sobre el muro de retención, q , ésta es asimilada a un relleno de altura h_s de las mismas características del relleno. De esta forma se tiene que

$$h_s = q/\gamma_s \quad (5.3a)$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 \left[1 + \frac{2h_s}{H} \right] - 2 K_a^{1/2} C H \quad (5.4)$$

Normalmente, cuando la sobrecarga es debida a vehiculos, se adopta $q = 1.5$ a 2.0 Ton/m^2

La altura del punto de aplicación del empuje es de difícil evaluación y varia bastante en la práctica, normalmente puede producirse a una altura comprendida entre $0.5 H$ y $0.33 H$. La variación se debe en algunos casos al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación, a modificaciones en las características del terreno y sobrecarga. Generalmente, se considera a $0.33 H$, ver figs 5.3 a y b.

La altura del lugar de aplicación del punto activo "d", medida verticalmente desde la horizontal que pasa por el punto de giro "F", está dada, ver figs 5.3, por

- Para condición con sobrecarga

$$d = \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3 h_a}{H + 2 h_a} \right] - B \operatorname{sen} \alpha \quad (5.5)$$

- Para condición sin sobrecarga

$$d = \frac{H}{3} - B \operatorname{sen} \alpha \quad (5.6)$$

Si $\alpha = 0$ por tanto $d = H/3$

5.2.2 Estabilidad de los muros

En el diseño de los muros es necesario respetar algunas condiciones de estabilidad, para evitar el fracaso de la estructura, debiéndose de calcular lo siguiente

- a. La seguridad al deslizamiento
- b. La seguridad al volteamiento
- c. La carga sobre el terreno
- d. La verificación en secciones intermedias
- e. La seguridad de falla global

Se recomienda inclinar al muro contra el suelo con un ángulo $\alpha = 6^\circ$ que puede llegar a valer 10° , ya que con esto el valor de K_a disminuye

5.2.2.1 Deslizamiento

En ningún caso el cociente de las fuerzas estabilizantes y las fuerzas desestabilizantes, debe ser menor que el coeficiente de deslizamiento entre el terreno en que se construye el muro y éste o el existente para dos planos del mismo material que tratan de deslizarse

$$E_v = E_a \operatorname{sen} (90^\circ + \delta - \beta) \quad (5.6a)$$

$$E_h = E_a \operatorname{cos} (90^\circ + \delta - \beta) \quad (5.6b)$$

donde

- E_v componente vertical del empuje activo E_a , en Ton/m
 E_h componente horizontal del empuje activo, E_a , en Ton/m

El coeficiente de deslizamiento C_D , que debe ser mayor ó igual que 1.5, esta dado

$$C_D = \frac{\left[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha \right] \tan \varphi + (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha + C B}{E_h \cos \alpha} \quad (5.7)$$

donde

- W peso propio de la estructura, ver fig 5.3, en Ton/m
 α inclinación del muro con la vertical, en grados, ver fig 5.3
B ancho de la base del muro despreciando los escalones externos, en grados, ver fig 5.3
C cohesión, en Ton/m^2

El peso propio W de la estructura, depende de la sección del muro y del peso específico del relleno. En el gavión se considera un porcentaje de vacios (n) de 0.3 (ver subcapítulo 5.2.3), es decir, del 30%. El peso específico del gavión γ_g sería

$$\gamma_g = \gamma_s (1 - n) \quad (5.8)$$

donde

- γ_g peso específico de los gaviones, en Ton/m^3
 γ_s peso específico de la roca de relleno, en Ton/m^3 , ver tabla 5.2
n porcentaje de vacios, su valor promedio es de 0.3

Los componentes vertical y horizontal de empuje activo, ver figs 5.3, toman los valores dados por las ecs 5.6a y b.

En la verificación del deslizamiento, el coeficiente de fricción suelo gavión, es de 0.7 a 0.75 para suelos cohesivos, en estos valores interviene la cohesión y si esta no influye los valores serán menores, y

de 0.64 entre una superficie de concreto-gavión. Por seguridad se adopta $\tan \phi$ independiente de la cohesión, admitiéndose que el deslizamiento se produce entre suelo y suelo

5.2.2.2 Volteamiento

Al considerar como fuerza estabilizante al peso propio del muro y al componente vertical del empuje activo y como desestabilizante a la componente horizontal del empuje activo se llega a

$$M_v = E_h d \quad (5.9)$$

$$M_r = W S' + E_v S'' \quad (5.10)$$

$$S' = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3 h_a}{H + 2 h_a} \right] \tan \beta \quad (5.11)$$

$$S'' = X_g \cos \alpha + Y_g \sin \alpha \quad (5.12)$$

donde

- S' distancia vertical entre el punto de volteamiento F (ver fig 5.3) y el punto de aplicación del empuje activo
- S'' distancia horizontal entre el punto de volteamiento F (ver fig 5.3) y el punto de aplicación del empuje activo
- X_g, Y_g coordenadas del centro de gravedad referidas a un sistema coordinado cuyo origen coincide con el punto F (ver fig 5.3)

En ningún caso el momento de volteo, M_v , producido por las fuerzas desestabilizantes, debe ser mayor que el momento resistente, M_r , producido por las estabilizantes.

El coeficiente de volteamiento C_v será mayor o igual que 1.5, es decir

$$C_v = \frac{M_r}{M_v} \geq 1.5 \quad (5.13)$$

5.2.2.3 Carga sobre el terreno

Al suponer que exista una distribución lineal de esfuerzos sobre el terreno, no se debe admitir fatigas mayores que las estipuladas como de trabajo del terreno. Cuando la resultante cae dentro del núcleo central de la base, los esfuerzos resultantes, obtenidos por la aplicación de la fórmula de la escuadria, están dados por

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} = \frac{N}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] \quad (5.14)$$

para el caso de $e < \frac{B}{6}$

donde

N resultante de las fuerzas normales en la base del muro (figs 5.3) e igual a

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha \quad (5.14a)$$

e excentricidad (ver fig 5.3), en m; está dada por

$$e = \frac{B}{2} - \left[\frac{M_r - M_v}{N} \right] \quad (5.14b)$$

σ_1, σ_2 esfuerzos de trabajo, ver tablas 5.3 y 5.4

Si la resultante cae fuera del núcleo central, se reduce la sección de trabajo de la base, como puede acontecer en los muros con gaviones por su alta flexibilidad; la excentricidad real valdrá en este caso

$$e' = \frac{B}{2} - e \quad (5.15)$$

para $e > B/6$ los esfuerzos de trabajo σ_1 y σ_2 , en Ton/m^2 , están dados por

$$\sigma_1 = \frac{2 N}{3 e'} \quad (5.16)$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \left[\frac{B - 3 e'}{3 e'} \right] \quad (5.17)$$

se recomienda que $\sigma_2 \leq 2 \text{ Ton/m}^2$ en tensión y σ_1 no debe sobrepasar a la tensión admisible del terreno.

5.2.2.4 Verificación en secciones intermedias

En el muro de retención es necesario verificar su estabilidad en secciones intermedias, para evitar la falla de la estructura. Al considerar las fuerzas estabilizantes, que son el peso propio del muro y el componente vertical del empuje activo, y como desestabilizantes, el componente horizontal del empuje activo hasta la sección de análisis, los esfuerzos resultantes a la compresión y a la tensión tangencial, se obtienen con

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{0.8 X} \quad (5.18)$$

$$\tau_{\max} = \frac{T}{B}$$

donde

σ_{\max} esfuerzo resultante a la compresión en la sección de análisis

τ_{\max} tensión tangencial en la sección de análisis

N resultante de las fuerzas normales en la sección de análisis, ver fig 5.4

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha \quad (5.18a)$$

T resultante de las fuerzas tangenciales en la sección de análisis, ver fig 5.4

$$T = E_h \cos \alpha - (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha \quad (5.18b)$$

X ancho de la sección que está trabajando a la compresión, ver fig 5.4

$$X = \frac{0.5 B - e}{0.4} \quad (5.18c)$$

B ancho de la base de la sección de análisis, ver fig 5.4

e excentricidad de la resultante, ver fig 5.4, en la sección de análisis

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{N} \quad (5.18d)$$

M momento actuante en la sección de análisis, que toma en cuenta el momento resistente M_r , ver ec 5.10, y el volteante M_v , ver ec 5.9

$$M = M_r - M_v \quad (5.18e)$$

Los valores de σ_{\max} y τ_{\max} no deben de exceder los valores admisibles, dados por

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{adm}} &= 50 \gamma_g - 30 \\ \tau_{\text{adm}} &= \frac{N}{B} \tan \varphi^{\circ} + C_u \end{aligned} \quad (5.19)$$

donde

σ_{adm} esfuerzo normal admisible, en Ton/m^2
 τ_{adm} tensión tangencial admisible, en Ton/m^2
 γ_g peso específico de los gaviones, ver ec 5.8, en Ton/m^3
 φ° ángulo de fricción interna de los gaviones, en grados

$$\varphi^{\circ} = 25 \gamma_g - 10 \quad (5.19a)$$

C_u cohesión (agarre) del gavión, en Ton/m^2

$$C_g = 10 (0.03 P_u - 0.05) \quad (5.19b)$$

P_u peso de la red metálica, en kgf/m^3 ; para gaviones de tipo estándar vale entre 8.6 y 12 kgf/m^3 , para alturas del gavión h de 1.0 a 0.5 m, respectivamente. En muros de gran altura conviene colocar gaviones de 0.5 m en su tercio inferior.

5.2.2.5 Seguridad de falla global

La inestabilidad de un muro de retención formado con gaviones puede darse para una falla del conjunto suelo-muro a lo largo de una superficie curva de deslizamiento, más o menos cilíndrica, ver fig 5.5a. Por consiguiente, se requiere establecer las condiciones de equilibrio de todas las fuerzas que actúan en la masa deslizante. El análisis se realiza para diversas superficies y se determina aquella de falla crítica, usando para ello, por ejemplo, el método de las fajas (Fellenius), Bishop, etc. Otro método simplificado aproxima la superficie de rotura a una recta (ver fig 5.5b). Para el detalle de tales procedimientos se recomienda consultar literaturas específicas.

5.2.3 Recomendaciones de diseño

Alguna de las ventajas de los muros con gavión son, por ejemplo, su construcción es rápida, son permeables y por tanto proporcionan un buen drenaje, son flexibles, resisten los asentamientos diferenciales sin romperse, y son relativamente económicos.

Los muros de gaviones se construyen en capas, como se hace con la mampostería, por ello, se puede decir que se parecen a un ladrillo de tamaño grande y flexible.

El muro puede ser de pared lisa o escalonada, ver fig 5.1, la selección de cualquiera de estas dos formas depende del criterio del proyectista, y de la práctica se ha encontrado que el escalonado es más fácil de

construir cuando la altura del muro sea mayor de los 3 m.

Para muros de gran altura se pueden tener escalones a ambos lados en la parte inferior de ellos, ver fig 5.1. Los muros con paramento vertical externo, en ocasiones, son preferidos por motivos funcionales o estéticos, sin embargo desde el punto de vista estético en general, puede decirse que son más adecuado los muros con escalones externos y se recomienda su uso cuando ellos tienen una altura grande y se les debe dar una inclinación $\alpha = 6^\circ$ contra el relleno, ver fig 5.2.

La superficie de empuje del terreno, en el caso de muros hechos con gaviones, corresponde al paramento interno del muro, pero si dicho paramento es escalonado se considera como superficie de empuje la línea punteada de la fig 5.2 y con ella se calcula el ángulo β .

El peso específico unitario de un gavión es función del tamaño y forma del material de relleno, de la manera como se coloca dicho material (mecánica o manual) y de la gravedad específica del material empleado, S_s .

El material con el que se llena el gavión tiene un diámetro que varía entre los 10 y 20 cms esto ayuda a que se trabaje adecuadamente con equipo mecánico y se obtiene un buen acomodamiento al vaciarlo dentro de las canastas. De pruebas realizadas con materiales de diferentes formas y tamaños se ha encontrado que al utilizar una porosidad del 30% en el cálculo del peso específico unitario de un gavión lleno da buenos resultados. Con ayuda de la fig 5.6 se obtiene el peso específico unitario en función de la gravedad específica, en esa misma figura también aparecen los valores usuales de S_s para diferentes tipos de material.

El coeficiente de fricción f que se desarrolla entre la base del muro de gaviones y un suelo no cohesivo se puede suponer que es igual a la tangente del ángulo de fricción interna del suelo. Lo mencionado se basa en el hecho de que la superficie del muro es muy rugosa y el

material del suelo penetra dentro de los huecos que dejan las piedras que forman el gavión, por este motivo la fricción se efectúa entre las partículas del suelo y no entre estas y el gavión. Esto último puede comprobarse revisando la parte inferior de un muro que se ha volcado a propósito.

Si el muro está colocado sobre un suelo cohesivo como es, por ejemplo, la arcilla, la resistencia al deslizamiento se calcula con base a la cohesión de la arcilla. Si se tiene una arcilla muy dura se recomienda construir una zanja angosta en el sitio donde se va a desplantar el muro y llenarla hasta una altura de 15 cms con grava limpia, que tenga aproximadamente 7 cms de diámetro, bien compactada.

Para muros de gaviones que van a sostener taludes formados con arcilla se necesitan construir un sistema de contrafuertes formados con gaviones. La separación entre contrafuertes es función del tipo de suelo, humedad y cohesión, y se puede conocer con ayuda de la tabla siguiente (ref 3)

Tipo de suelo	Humedad, en %	Cohesión, en kg/cm ²	Separación entre contrafuertes, en m
Arcilla muy blanda	40	21	4
Arcilla blanda	35	28	5
Arcilla semidura	33 - 30	42 - 56	6 - 7
Arcilla dura	27 - 25	70 - 106	8 - 9

El inicio de los contrafuertes va desde la cara exterior del muro hasta un punto que está localizado al menos 2 m dentro de la línea de falla del talud.

Los contrafuertes ayudan a disminuir el empuje hidrostático al estar drenando al material. En el diseño de un muro de contención hasta una altura que no sobrepase los 6 m el cálculo del empuje de tierra no debe

hacerse de una manera muy precisa y más bien se recomienda que ello se haga con métodos semiempíricos. En la fig 5.7 se presenta una manera de calcular en forma gráfica estos empujes. De igual manera que se hace para otros tipos de muro la cimentación debe hacerse por debajo de la línea de falla esto se recomienda cuando el suelo este formado por arenas o por arcillas arenosas.

Para los suelos tipo 1 y 2, que aparecen en la fig 5.9, se proponen usar las figs 5.8 y 5.9 para dimensionar los muros que ayudarán a sostener dicho tipo de suelos. Se uso un peso específico unitario del gavión igual a 1760 kg/m^3 y el material de llenado también tiene dicho peso, si el material que se use para llenar las canastas no tiene este peso las figs 5.8 y 5.9 no pueden utilizarse.

Estos muros se diseñaron para que la resultante de las fuerzas cayera dentro del tercio medio de la base, y el factor de seguridad contra el volteo tiene un valor mínimo de 2. La seguridad contra el volteo se tiene cuando la presión sobre el suelo que esta bajo la base no excede a la capacidad de soporte de dicho suelo. Los muros de las figs 5.8 y 5.9 son seguros para suelos que tienen una capacidad de carga de 10 Ton/m^2 .

En la tabla 5.5 se muestran los valores de capacidad de carga para diferentes tipos de suelo, si la presión calculada es mayor que la capacidad de carga se tiene que ampliar el área de la base.

Las tablas que se muestran en las figs 5.8 y 5.9 proporcionan las dimensiones para muros que están contruidos en capas de 1 m de altura; para alturas intermedias se obtienen reduciendo el espesor de la base a la mitad (0.5 m) o bien disminuyendo la altura del nivel superior hasta los 0.3 m; si se hace un muro con pared interior escalonada el gavión que se coloca en la cimentación del muro no puede tener un espesor menor a 0.5 m debido a que los gaviones delgados son muy flexibles y como consecuencia de ello son malos para transmitir las cargas.

Mendoza (1992) recomienda que para reducir o evitar la migración del

material retenido tras el muro se debe colocar un geotextil como interfase entre ellos y cuando el muro sea inclinado él sugiere utilizar un talud de 1 H a 10 V.

5.3 Aplicación

Verificar la estabilidad de un muro de retención de gaviones, ver fig 5.10, siendo el peso específico de la piedra de relleno de los gaviones de 2.43 Ton/m^3 y las características del terreno $\gamma_s = 1.8 \text{ Ton/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$ y $C = 0 \text{ Ton/m}^2$. El suelo de la base es una arcilla arenosa con una capacidad de carga de 2 kg/cm^2 y $\varphi = 27^\circ$. El muro tiene una inclinación contra el terreno de 6° , teniendo una altura total medida paralelamente a la cara externa del mismo de 4.0 m . El talud sobre el muro es horizontal y sobre el mismo actúa una sobrecarga de 3.0 Ton/m^2 .

a. Cálculo del empuje

De la fig 5.10 $h = 4.0 \text{ m}$ (dato), $B = 3.0 \text{ m}$ (dato), $a = 1.0 \text{ m}$ (dato), el ángulo formado por el plano de empuje y la horizontal vale

$$\beta = \left[\tan^{-1} \left(\frac{h}{B-a} \right) \right] + \alpha = \tan^{-1} \left[\frac{4.0}{3.0 - 1.0} \right] + 6^\circ = 69.435^\circ$$

De la ec 5.3, el coeficiente de empuje activo vale

$$K_a = \frac{\text{sen}^2 (\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \text{ sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{ sen}(\varphi - \epsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{ sen}(\beta + \epsilon)}} \right]^2}$$

Para $\varphi = 30^\circ$ (dato), $\delta = 30^\circ$ (dato), $\epsilon = 0^\circ$ (dato), sustituyendo valores

$$K_a = \frac{\text{sen}^2 (69.435)}{\text{sen}^2 (69.435) \text{ sen} (69.435 - 30) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30 + 30) \text{ sen}(30 - 0)}{\text{sen}(69.435 - 30) \text{ sen}(69.435 + 0)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0.508$$

De la ec 5.2 la altura H es igual a

$$H = [h + (B + a) \tan \alpha] \cos \alpha$$

$$h = 4.0 \text{ m (dato)}, B = 3.0 \text{ m (dato)}, \alpha = 6^\circ \text{ (dato)}, a = 1.0 \text{ m (dato)};$$

sustituyendo valores

$$H = [4.0 + (3.0 + 1.0) \tan 6^\circ] \cos 6^\circ = 4.39 \text{ m}$$

De la ec 5.4 el empuje E_a

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 \left[1 + \frac{2h_s}{H} \right] - 2 K_a^{1/2} C H$$

$$h_s = \frac{q}{\gamma_s}$$

$$q = 3.0 \text{ Ton/m}^2 \text{ (dato)}, \gamma_s = 1.8 \text{ Ton/m}^3 \text{ (dato)}, K_a = 0.508$$

(calculado), $H = 4.39$ (calculado), $C = 0 \text{ Ton/m}^2 \text{ (dato)}$;

sustituyendo valores

$$h_s = \frac{3.0}{1.8} = 1.667 \text{ m}$$

$$E_a = \frac{1}{2} (0.508) (1.8) (4.39)^2 \left[1 + \frac{2(1.667)}{4.39} \right] - 2(0.508)^{1/2} (0) (4.39)$$

$$E_a = 15.50 \text{ Ton/m}$$

De la ec 5.5 el punto de aplicación d es igual a

$$d = \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3 h_s}{H + 2 h_s} \right] - B \sin \alpha$$

$$H = 4.39 \text{ m (calculado)}, h_s = 1.667 \text{ m (calculado)}, B = 3.0 \text{ m (dato)},$$

$\alpha = 6^\circ \text{ (dato)}$; sustituyendo

$$d = \frac{4.39}{3} \left[\frac{4.39 + 3(1.667)}{4.39 + 2(1.667)} \right] - 3.0 \sin 6^\circ = 1.779 \text{ m}$$

b. Estabilidad del muro

b.1 Verificación de la seguridad al deslizamiento

De las ecs 5.6, los componentes vertical y horizontal de E_a valen

$$E_v = E_a \text{ sen } (90^\circ + \delta - \beta)$$

$$E_h = E_a \text{ cos } (90^\circ + \delta - \beta)$$

$$E_a = 15.50 \text{ Ton/m (calculado), } \delta = 30^\circ \text{ (dato), } \beta = 69.435^\circ \text{ (calculado);}$$

sustituyendo valores

$$E_h = 15.50 \text{ sen } (90^\circ + 30^\circ - 69.435^\circ) = 11.97 \text{ Ton/m}$$

$$E_v = 15.50 \text{ cos } (90^\circ + 30^\circ - 69.435^\circ) = 9.84 \text{ Ton/m}$$

De la ec 5.8, el peso específico de los gaviones vale

$$\gamma_g = \gamma_s (1-n)$$

$$\gamma_s = 2.43 \text{ Ton/m}^3 \text{ (dato), } n = 0.30 \text{ (especificación); sustituyendo}$$

estos valores se tiene que

$$\gamma_g = 2.43 (1 - 0.30) = 1.70 \text{ Ton/m}^3$$

De la fig 5.10, el peso del muro de retención, por unidad de ancho vale

$$W = [\text{área de la sección del muro}] \gamma_g$$

$$\text{área de la sección} = 7.5 \text{ m}^2 \text{ (calculada), } \gamma_g = 1.70 \text{ Ton/m}^3$$

(calculado); sustituyendo valores se llega a

$$W = 7.5 (1.70) = 12.75 \text{ Ton/m}$$

De la ec 5.7, el coeficiente de deslizamiento es igual a

$$C_D = \frac{[(W+E_v) \text{ cos } \alpha + E_h \text{ sen } \alpha] \tan \varphi + (W+E_v) \text{ sen } \alpha + C B}{E_h \text{ cos } \alpha}$$

$$W = 12.75 \text{ Ton/m (calculado), } E_v = 11.97 \text{ Ton/m (calculado),}$$

$$E_h = 9.84 \text{ Ton/m (calculado), } \alpha = 6^\circ \text{ (dato), } \varphi = 30^\circ \text{ (dato),}$$

$$C = 0 \text{ Ton/m}^2 \text{ (dato), } B = 3.0 \text{ m (dato); sustituyendo valores}$$

$$C_D = \frac{[(12.75+11.97) \text{ cos } 6^\circ + 9.84 \text{ sen } 6^\circ] \tan 30^\circ + (12.75+11.97) \text{ sen } 6^\circ + 0(3)}{9.84 \text{ cos } 6^\circ}$$

$$C_D = 1.77$$

Como se observa el valor de C_D es mayor que 1.5 por lo tanto se cumple la especificación, es decir, no se produce el deslizamiento del muro de retención.

b.2 Verificación de la seguridad al volteamiento

De la ec 5.9, el momento de volteo es igual a

$$M_v = E_h d$$

$E_h = 9.84 \text{ Ton/m}$ (calculado), $d = 1.779$ (calculado); sustituyendo valores se llega a

$$M_v = 9.84 (1.779) = 17.50 \text{ Ton-m/m}$$

De la ec 5.11, la distancia horizontal entre el punto de volteamiento F y el punto de aplicación del empuje activo vale

$$S' = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_a}{H + 2h_a} \right] \frac{1}{\tan \beta}$$

$B = 3.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $H = 4.39 \text{ m}$ (calculado), $h_a = 1.667 \text{ m}$ (calculado) y $\beta = 69.435^\circ$ (calculado); sustituyendo valores

$$S' = 3.0 \cos 6^\circ - \frac{4.39}{3} \left[\frac{4.39 + 3(1.667)}{4.39 + 2(1.667)} \right] \frac{1}{\tan 69.435^\circ} = 5.32 \text{ m}$$

De la ec 5.12, el punto de aplicación del peso se localiza en

$$S'' = X_g \cos \alpha + Y_g \sin \alpha$$

$X_g = 1.17 \text{ m}$, $Y_g = 1.68 \text{ m}$ (valores obtenidos gráficamente), $\alpha = 6^\circ$ (dato), sustituyendo los datos

$$S'' = 1.17 \cos 6^\circ + 1.68 \sin 6^\circ = 1.33 \text{ m}$$

De la ec 5.10, el momento resistente

$$M_r = W S' + E_v S''$$

$W = 12.75 \text{ Ton/m}$ (calculado), $S' = 1.33 \text{ m}$ (calculado), $E_v = 11.97 \text{ Ton/m}$ (calculado), $S'' = 5.32 \text{ m}$ (calculado); sustituyendo

$$M_r = 12.75 (1.33) + 11.97 (5.32) = 44.72 \text{ Ton-m/m}$$

De la ec 5.13, el coeficiente de volteamiento es igual a

$$C_v = \frac{M_r}{M_v} \geq 1.5$$

$M_r = 44.72 \text{ Ton-m/m}$ (calculado), $M_v = 17.50 \text{ Ton-m /m}$
 (calculado), sustituyendo los datos anteriores

$$C_v = \frac{44.50}{17.50} = 5.54 > 1.5$$

Como el valor de C_v calculado es mayor de 1.5, por tanto, el muro de retención no se volteará

b.3 Verificación de las tensiones en el suelo

De la ec 5.14a, la resultante de las fuerzas normales vale

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha$$

$$W = 12.75 \text{ Ton/m (calculado)}, E_v = 11.97 \text{ Ton/m (calculado)},$$

$\alpha = 6^\circ$ (dato), $E_h = 9.84 \text{ Ton/m (calculado)}$; sustituyendo valores se tiene que

$$N = (2.75 + 11.97) \cos 6^\circ + 9.84 \sin 6^\circ = 25.61 \text{ Ton/m}$$

Por otra parte de la ec 5.14b, la excentricidad de la resultante es igual

$$e = \frac{B}{2} \left[\frac{M_r - M_v}{N} \right]$$

$B = 3.0$ (dato), $M_r = 44.72 \text{ Ton-m/m (calculado)}$; $M_v = 17.50 \text{ Ton-m/m}$
 (calculado), $N = 25.61 \text{ Ton/m (calculado)}$; sustituyendo valores

$$e = \frac{3.0}{2} \left[\frac{44.72 - 17.50}{25.61} \right] = 0.43 \text{ m}$$

De acuerdo con este resultado la resultante cae dentro del núcleo central, es decir se localiza dentro del tercio medio de la base, dado que $e < B/6$, por tanto se tiene que $0.43 < 0.5 \text{ m}$

De la ec 5.14, los esfuerzos resultantes valen

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right\} = \frac{N}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$N = 25.61 \text{ Ton/m}$ (calculado), $B = 3.0 \text{ m}$ (dato), $e = 0.43 \text{ m}$ (calculado);
sustituyendo valores

$$\sigma_1 = \frac{25.61}{3.0} \left[1 + \frac{6(0.43)}{3.0} \right] = 15.87 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 1.587 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{25.61}{3.0} \left[1 - \frac{6(0.43)}{3.0} \right] = 1.19 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 0.119 \text{ kg/cm}^2$$

Ambos valores son menores al permisible de 2 kg/cm^2 (dato).

b.4 Verificación de una sección intermedia

Como ejemplo ilustrativo se verificará la sección que se presenta despreciando el gavión de la base

De la fig 5.11, el ángulo formado por el plano del empuje y la horizontal está dado por

$$\beta = \left[\tan^{-1} \left(\frac{h}{B - a} \right) \right] + \alpha$$

$h = 3.0 \text{ m}$ (dato), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato) sustituyendo valores

$$\beta = \left[\tan^{-1} \left(\frac{3}{2 - 1} \right) \right] + 6 = 77.565^\circ$$

De la ec 5.3, el coeficiente de empuje activo es igual a

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \text{ sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{ sen}(\varphi - \epsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{ sen}(\beta + \epsilon)}} \right]^2}$$

$\varphi = 30^\circ$ (dato), $\delta = 30^\circ$ (dato), $\epsilon = 0^\circ$ (dato), $\beta = 77.565^\circ$ (calculado);
sustituyendo valores se tiene que

$$K_a = \frac{\text{sen}^2 (77.565 + 30)}{\text{sen}^2(77.565) \text{sen}(77.565-30) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30+30)\text{sen}(30-0)}{\text{sen}(77.565-30)\text{sen}(77.55+0)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0.410$$

De la ec 5.2, la altura H vale

$$H = \left[h + (B + a) \tan \alpha \right] \cos \alpha$$

$h = 3.0$ m (dato), $B = 2.0$ m (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $a = 1$ m (dato);
sustituyendo valores

$$H = \left[3.0 + (2.0 + 1) \tan 6^\circ \right] \cos 6^\circ = 3.29 \text{ m}$$

De la ec 5.4 el empuje E_a vale

$$E = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 \left[1 + \frac{2h_a}{H} \right] - 2 K_a^{1/2} C H$$

Con $q = 3.0$ Ton/m² (dato), $\gamma_s = 1.8$ Ton/m³ (dato), se tiene que

$$h_a = \frac{3.0}{1.8} = 1.667 \text{ m}$$

$h_a = 1.667$ m (calculado), $K_a = 0.410$ (calculado), $\gamma_s = 1.8$ Ton/m³ (dato), $H = 3.29$ m (calculado), $C = 0$ Ton/m² (dato); sustituyendo valores

$$E_a = \frac{1}{2} (0.410) (1.8) (3.29)^2 \left[1 + \frac{2(1.667)}{3.29} \right] - 2 (0.508)^{1/2} (0)$$

$$E_a = 8.04 \text{ Ton/m}$$

De la ec 5.5, el punto de aplicación d vale

$$d = \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_a}{H + 2h_a} \right] - B \text{ sen } \alpha$$

$h = 1.667 \text{ m}$ (calculado), $H = 3.29 \text{ m}$ (calculado), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato),
 $\alpha = 6^\circ$ (dato); sustituyendo valores

$$d = \frac{3.29}{3} \left[\frac{3.29 + 3(1.667)}{3.29 + 2(1.667)} \right] - 2 \text{ sen } 6^\circ = 1.16 \text{ m}$$

De la ec 5.6 los componentes vertical y horizontal de E_a son

$$E_v = E_a \text{ sen } (90^\circ + \varphi - \beta)$$

$$E_h = E_a \text{ cos } (90^\circ + \varphi - \beta)$$

$E_a = 8.04 \text{ Ton/m}$ (calculado), $\varphi = 30^\circ$ (dato), $\beta = 77.565^\circ$ (calculado), sustituyendo

$$E_v = 8.04 \text{ sen } (90^\circ + 30^\circ - 77.565^\circ) = 5.42 \text{ Ton/m}$$

$$E_h = 8.04 \text{ cos } (90^\circ + 30^\circ - 77.565^\circ) = 5.93 \text{ Ton/m}$$

De la fig 5.11 el peso del muro de retención, por unidad de ancho vale

$$W = [\text{área de la sección del muro}] \gamma_g$$

área de la sección = 4.5 m^2 (calculado), $\gamma_g = 1.70 \text{ Ton/m}^3$ (calculado); sustituyendo valores

$$W = 4.5(1.70) = 7.65 \text{ Ton/m}$$

De la ec 5.7 el coeficiente de deslizamiento vale

$$C_D = \frac{[(W + E_v) \text{ cos } \alpha + E_h \text{ sen } \alpha] \tan \varphi + (W + E_v) \text{ sen } \alpha + C B}{E_h \text{ cos } \alpha}$$

$W = 7.56 \text{ Ton/m}$ (calculado), $E_v = 5.42 \text{ Ton/m}$ (calculado),

$E_h = 5.93 \text{ Ton/m}$ (calculado), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $\varphi = 30^\circ$ (dato),

$C = 0 \text{ Ton/m}^2$ (dato); sustituyendo

$$C_D = \frac{[(7.56 + 5.42)\cos 6^\circ + 5.93 \operatorname{sen} 6^\circ]\tan 30^\circ + (7.56 + 5.42)\operatorname{sen} 6^\circ + 0(2)}{5.93 \cos 6^\circ}$$

$$C_D = 1.55 > 1.5$$

cumple con la especificación, es decir, no se produce el deslizamiento del muro de retención ya que $C_D > 1.5$.

De la ec 5.9 el momento de volteo es igual a

$$M_v = E_h d$$

$E_h = 5.93 \text{ Ton/m}$ (calculado), $d = 1.16 \text{ m}$ (calculado); sustituyendo valores

$$M_v = 5.93 (1.16) = 6.88 \text{ Ton-m/m}$$

De la ec 5.11, la distancia horizontal entre el punto de volteamiento F y el punto de aplicación del empuje activo vale

$$S' = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3 h_a}{H + 2 h_b} \right] \frac{1}{\tan \beta}$$

$B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $H = 3.29 \text{ m}$ (calculado), $h_a = 1.667 \text{ m}$ (calculado), $\beta = 77.565^\circ$ (calculado); sustituyendo valores

$$S' = 2.0 \cos 6^\circ - \frac{3.29}{3} \left[\frac{3.29 + 3(1.667)}{3.29 + 2(1.667)} \right] \frac{1}{\tan 77.565^\circ} = 1.32 \text{ m}$$

De la ec 5.12, el punto de aplicación del peso se localiza en

$$S'' = X_g \cos \alpha + Y_g \operatorname{sen} \alpha$$

$X_g = 0.92 \text{ m}$, $Y_g = 1.21 \text{ m}$ (valores obtenidos gráficamente), $\alpha = 6^\circ$ (dato); sustituyendo valores

$$S'' = 0.92 \cos 6^\circ + 1.21 \operatorname{sen} 6^\circ = 1.04 \text{ m}$$

De la ec 5.10 el momento resistente

$$M_r = W S' + E_v S''$$

$W = 7.65 \text{ Ton/m}$ (calculado), $S' = 1.04 \text{ m}$ (calculado), $E_v = 5.42 \text{ Ton/m}$ (calculado), $S'' = 1.32 \text{ m}$ (calculado);
sustituyendo valores

$$M_r = 7.65 (1.04) + 5.42 (1.32) = 15.11 \text{ Ton-m/m}$$

De la ec 5.13 el coeficiente de volteamiento está dado por

$$C_v = \frac{M_r}{M_v} \geq 1.5$$

$M_r = 15.11 \text{ Ton-m/m}$ (calculado), $M_v = 6.88 \text{ Ton-m/m}$ (valor calculado); sustituyendo valores

$$C_v = \frac{15.11}{6.88} = 2.19 > 1.5$$

Con este resultado se concluye que el muro de retención no se volteará

De la ec 5.14a la resultante de las fuerzas normales vale

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \text{ sen } \alpha$$

$W = 7.65 \text{ Ton/m}$ (calculado), $E_v = 5.42 \text{ Ton/m}$ (calculado), $E_h = 5.93 \text{ Ton/m}$ (calculado), $\alpha = 6^\circ$ (dato); sustituyendo valores

$$N = (7.65 + 5.42) \cos 6^\circ + 5.93 \text{ sen } 6^\circ = 13.61 \text{ Ton/m}$$

De la ec 5.18e el momento actuante en la sección de análisis es igual a

$$M = M_r - M_v$$

$M_v = 6.88 \text{ Ton-m/m}$ (calculado), $M_r = 15.11 \text{ Ton-m/m}$ (valor calculado); sustituyendo valores

$$M = 15.11 - 6.88 = 8.23 \text{ Ton} \cdot \text{m/m}$$

De la ec 5.18d la excentricidad de la resultante vale

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{N}$$

$B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $M = 8.23 \text{ Ton} \cdot \text{m/m}$ (calculado), $N = 13.61 \text{ Ton /m}$ (calculado); sustituyendo valores

$$e = \frac{2.0}{2} - \frac{8.23}{13.61} = 0.39 \text{ m}$$

De la ec 5.18c el ancho de la sección que está trabajando a la compresión es

$$X = \frac{0.5 B - e}{0.4}$$

$B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $e = 0.39 \text{ m}$ (calculado); sustituyendo valores

$$X = \frac{0.5(2.0) - 0.39}{0.4} = 1.525 \text{ m}$$

De la ec 5.18b la resultante de las fuerzas tangenciales es igual a

$$T = E_h \cos \alpha - (W + E_v) \sin \alpha$$

$E_h = 5.93 \text{ Ton/m}$ (calculado), $W = 7.65 \text{ Ton/m}$ (calculado),

$E_v = 5.42 \text{ Ton/m}$ (calculado), $\alpha = 6^\circ$ (dato); sustituyendo valores

$$T = 5.93 \cos 6^\circ - (7.65 + 5.42) \sin 6^\circ = 4.53 \text{ Ton/m}$$

De las ec 5.19a el ángulo de fricción interna de los gaviones vale

$$\varphi^\circ = 25 \gamma_g - 10$$

$\gamma_g = 1.70 \text{ Ton/m}^3$ (calculado); sustituyendo valores

$$\varphi^{\circ} = 25 (1.70) - 10 = 32.5^{\circ}$$

De la ec 5.19b, la cohesión (agarre) del gavión

$$C_g = 10 (0.03 P_u - 0.05)$$

$P_u = 8.6 \text{ kg/m}^3$ (por especificación); sustituyendo valores

$$C_g = 10[(0.03)(8.6) - 0.05] = 2.08 \text{ Ton/m}^2$$

De las ecs 5.19 el esfuerzo normal y tensión tangencial admisible valen

$$\sigma_{adm} = 50 \gamma_g - 30$$

$$\tau_{adm} = \frac{N}{B} \tan \varphi^{\circ} + C_g$$

$\gamma_g = 1.70 \text{ Ton/m}^3$ (calculado), $N = 13.61 \text{ Ton/m}$ calculado), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\varphi^{\circ} = 32.5^{\circ}$ (calculado), $C_g = 2.08 \text{ Ton/m}^2$ (calculado); sustituyendo estos datos

$$\sigma_{adm} = 50(1.70) - 30 = 55 \text{ Ton/m}^2 = 5.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{adm} = \frac{13.61}{2.0} \tan 32.5^{\circ} + 2.08 = 6.41 \text{ Ton/m}^2 = 0.641 \text{ kg/cm}^2$$

De las ecs 5.18 los esfuerzos resultantes a la compresión y a la tensión tangencial, en la sección de análisis, son iguales a

$$\sigma_{max} = \frac{N}{0.8X} < \sigma_{adm}$$

$$\tau_{max} = \frac{T}{B} < \tau_{adm}$$

$N = 13.61 \text{ Ton/m}$ (calculado), $X = 1.525 \text{ m}$ (calculado), $T = 4.53 \text{ Ton/m}$ (calculado), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato); $\sigma_{adm} = 55 \text{ Ton/m}^2$ (calculado),

$\tau_{adm} = 6.41 \text{ Ton/m}^2$ (calculado); sustituyendo valores

$$\sigma_{\max} = \frac{13.61}{0.8 (1.525)} = 25.94 < \sigma_{\text{adm}} (55 \text{ Ton/m}^2)$$

$$\tau_{\max} = \frac{4.53}{2.0} = 5.26 < \tau_{\text{adm}} (6.41 \text{ Ton/m}^2)$$

Cumple la especificación, es decir, no se exceden los esfuerzos normal y tangencial admisibles

5.4 Referencias

1. Muccaferrri Gabioes do Brasil LTDA, "Estruturas flexíveis em gabioes", Brasil.
2. Mendoza, M. "Nociones de Geotecnia", cap 24 Manual de Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, México, 1992.
3. Secretaria de Obras Públicas, "Gaviones Metálicos", Departamento de Antioquia, Colombia.

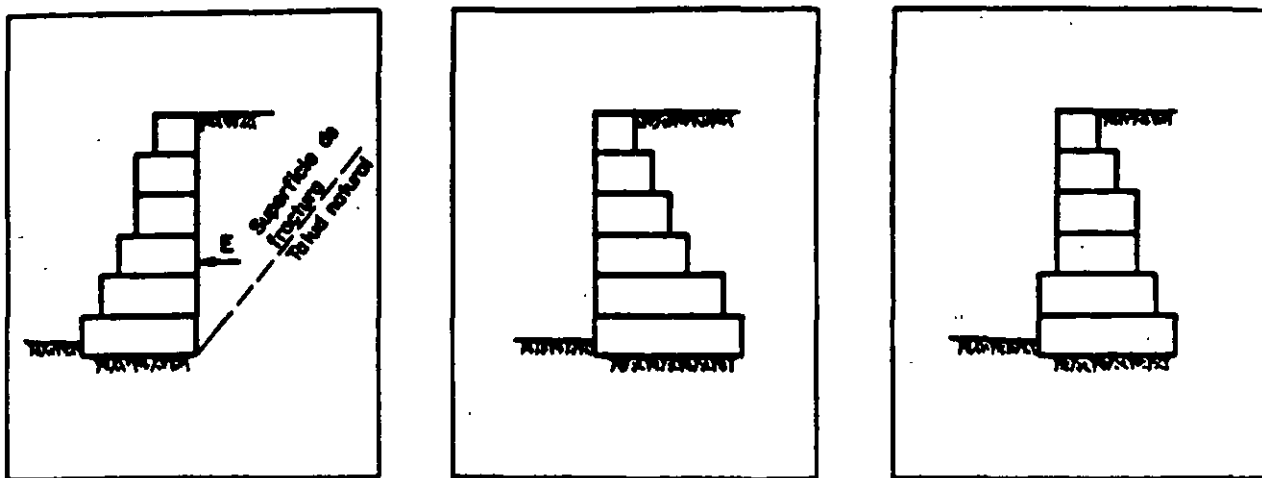


Fig 5.1 Disposición de muros de retención formados con gaviones [1]

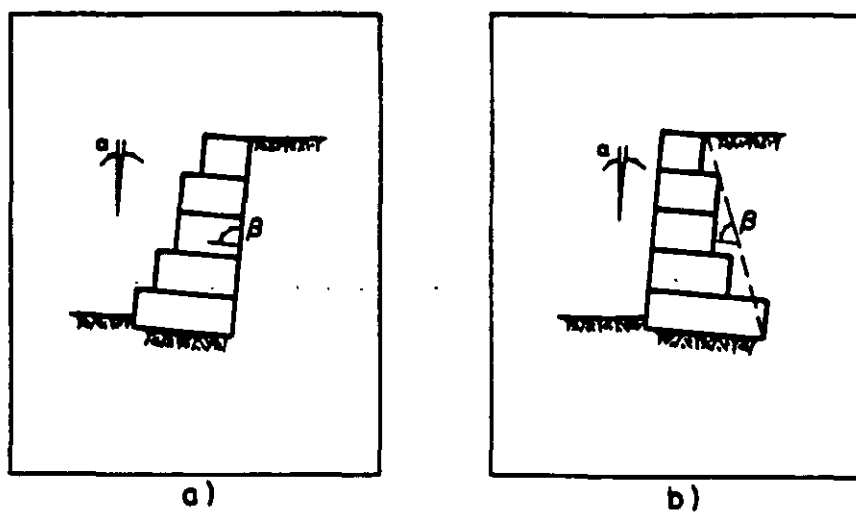


Fig 5.2 Muro de retención, plano de empuje [1]

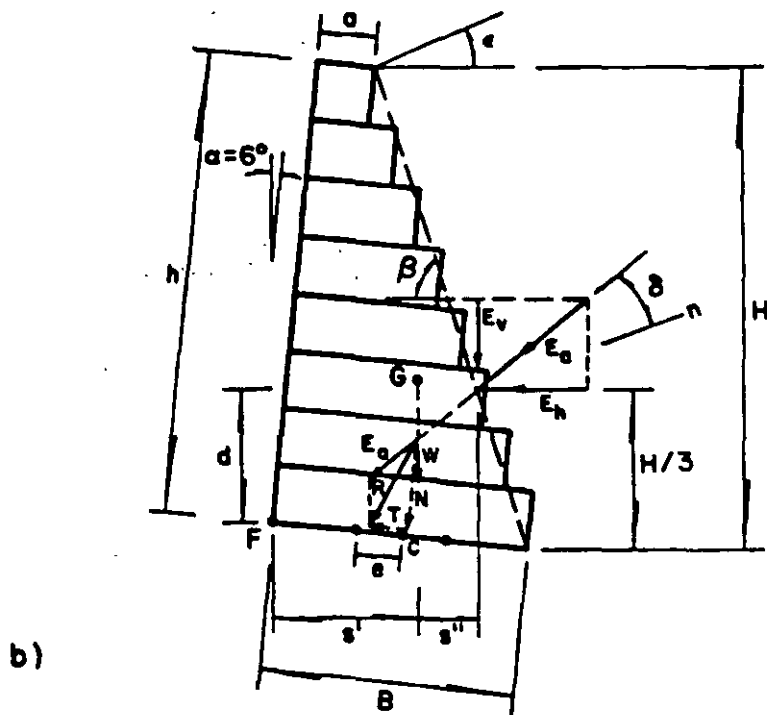
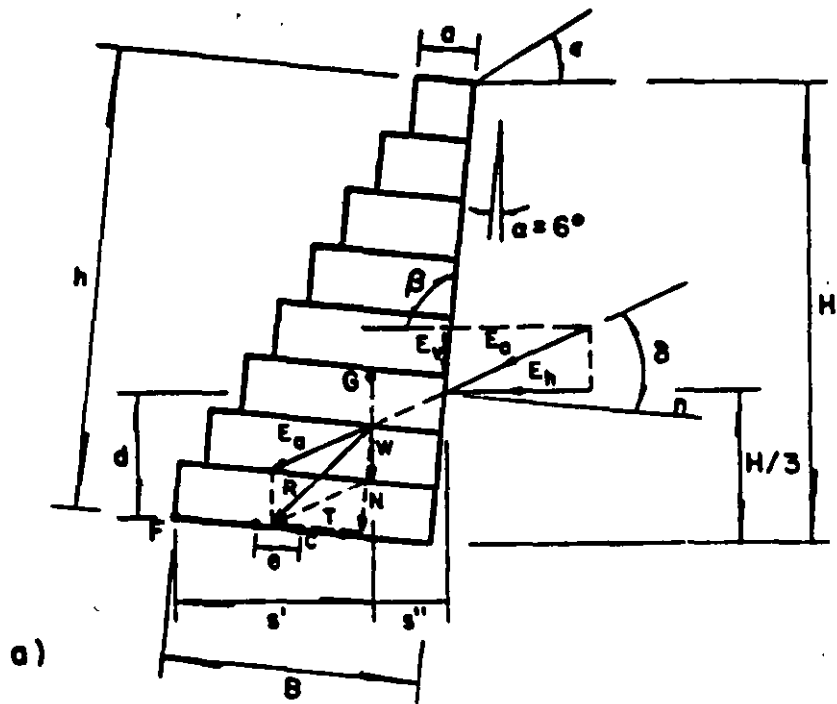


Fig 5.3 Fuerzas estabilizantes y desestabilizantes en los muros de retención [1]

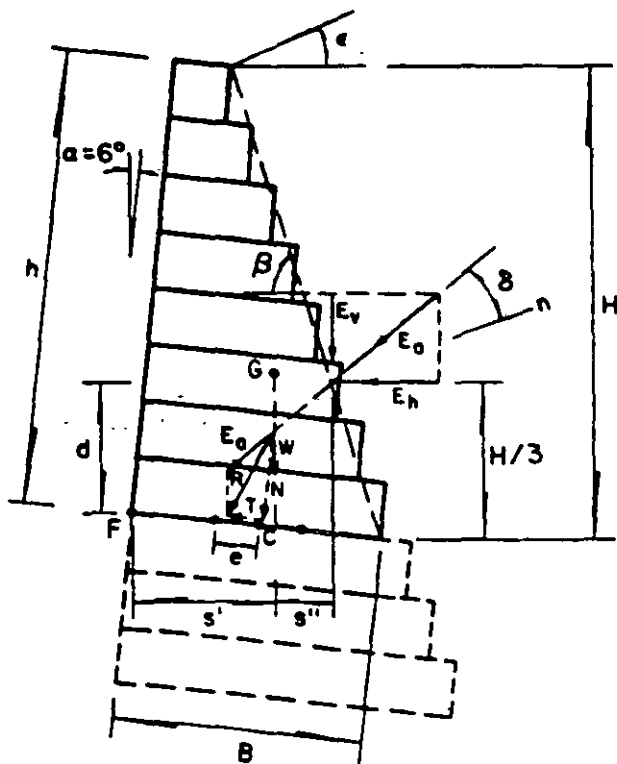
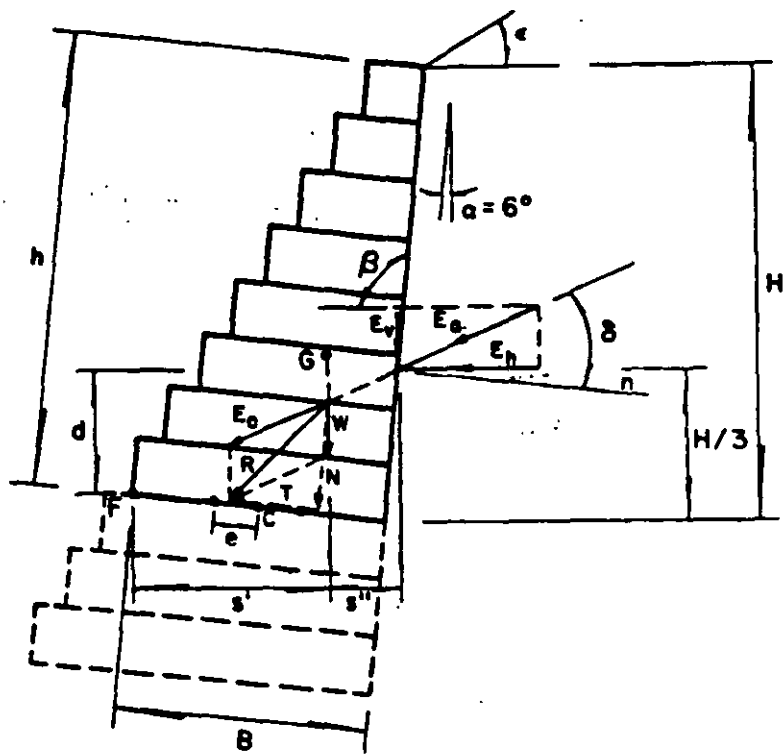
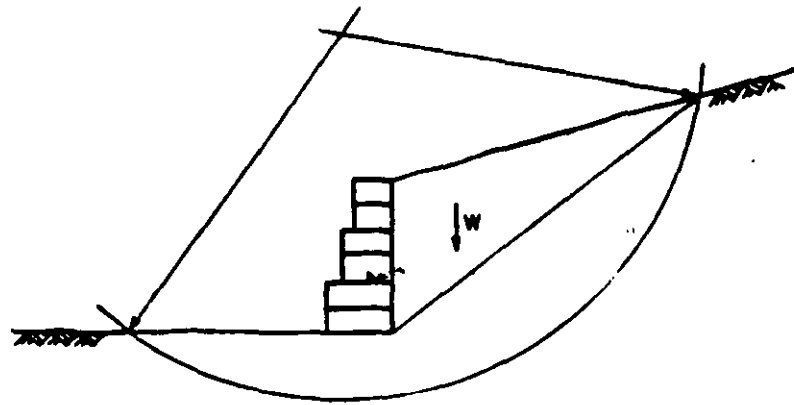
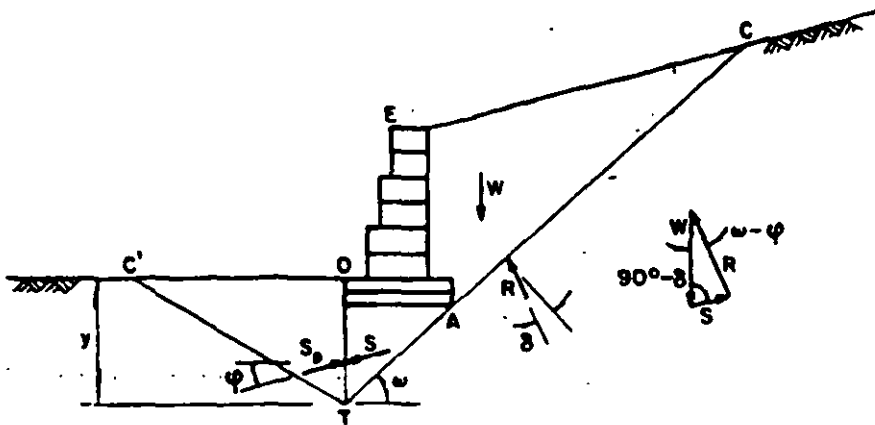


Fig 5.4 Fuerzas estabilizantes y desestabilizantes en los muros de retención, para una sección intermedia

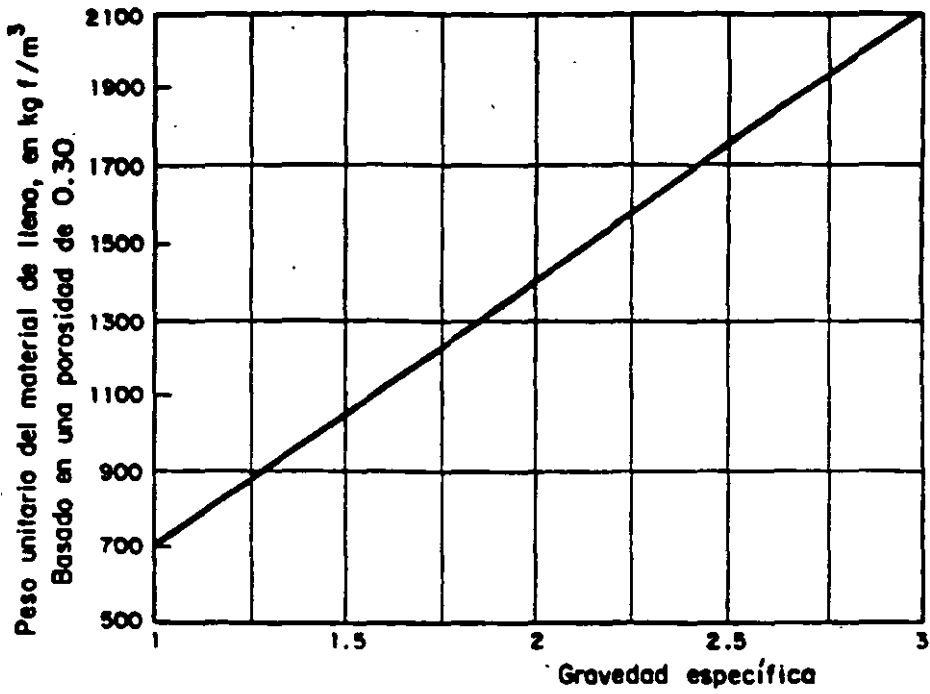


a) Falla circular



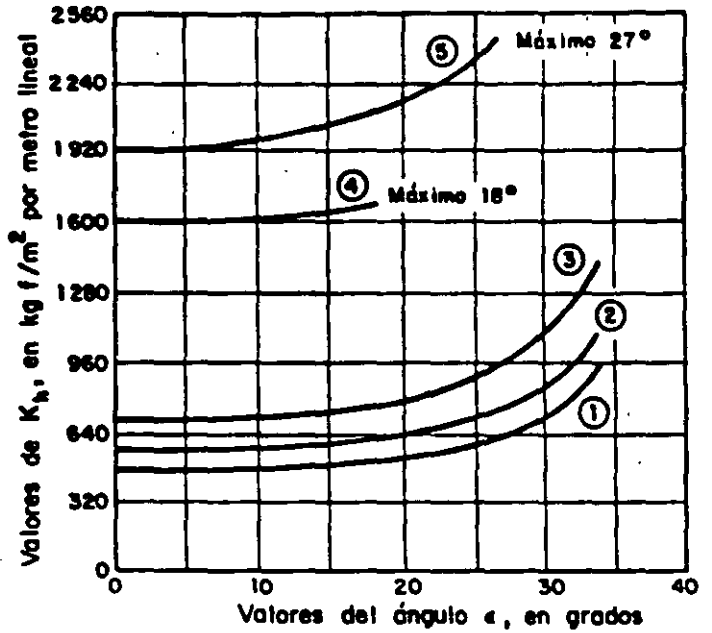
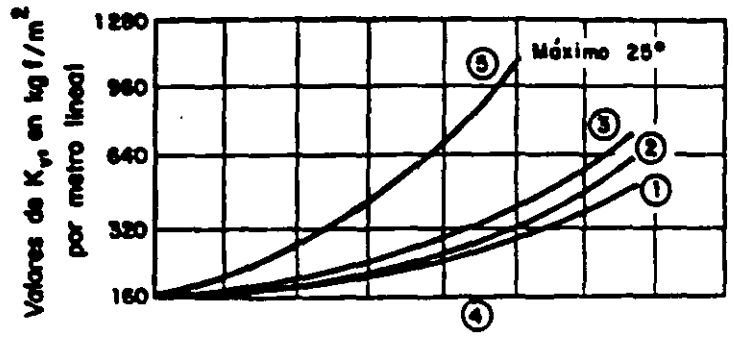
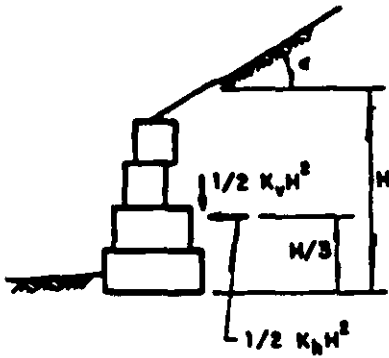
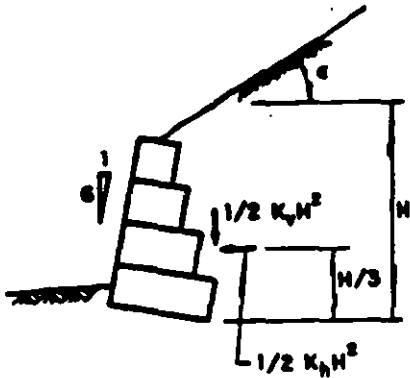
b) Falla recta

Fig 5.5 Esquemas para la verificación de la falla global



Gravedad específica de materiales comunes	
Basalto	3.0
Ladrillo	2.0
Concreto partido	2.4
Granito	2.7
Piedra caliza	2.5
Areniscas	2.2
Andesitas	2.7

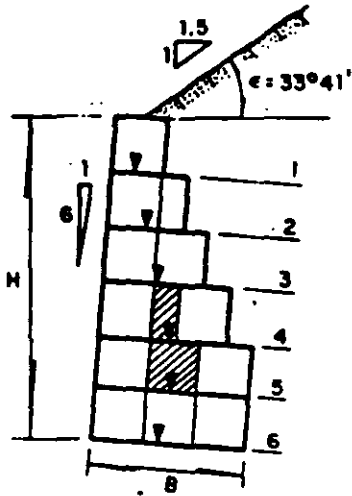
Fig 5.6 Peso unitario del material de relleno para el diseño de gaviones [3]



- ① Arena limpia o grava GW, GP, SW, SP*
- ② Arena o grava sucia de baja permeabilidad: GM, GM-GP, SM, SM, SM-SP*
- ③ Limos y arcillas residuales duros, arena fina limosa: CL, ML, CH, MH, SM, SC, GC*
- ④ Arcilla blanda o muy blanda, arcilla limosa, limos orgánicos: CL, ML, OL, CH, MH, OH*
- ⑤ Arcilla compacta o medianamente compactada, depositada en trozos y protegida contra la infiltración: CL, CH*

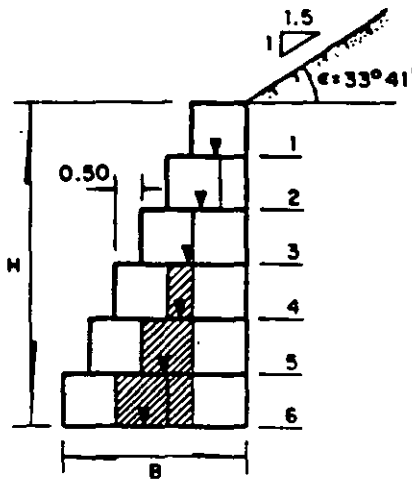
Para los materiales del tipo ① los cálculos se efectúan con un valor de $H=1.20\text{m}$ menor que el real. La resultante se considera aplicada a una altura $(H-1.20)$ por encima de la base
 * Ver tabla 5.5 tipos de suelo

Fig 5.7 Empuje de tierras para el diseño de muros de retención [3]



No. de niveles	H (m)	B (m)	Notas
1	1	1	La pared exterior puede ser vertical
2	2	1.5	
3	3	2	
4	4	2.5	
5	5	3	La porción sombreada del nivel 4 no requiere canasta
6	6	3	Las porciones sombreadas de los niveles 4 y 5 no requieren canasta

a) Pared exterior con talud



No. de niveles	H (m)	B (m)	Notas
1	1	1	
2	2	1.5	
3	3	2	
4	4	2.5	
5	5	3	La porción sombreada del nivel 4 no requiere canasta
6	6	3.5	Las porciones sombreadas de los niveles 4 y 5 no requieren canasta

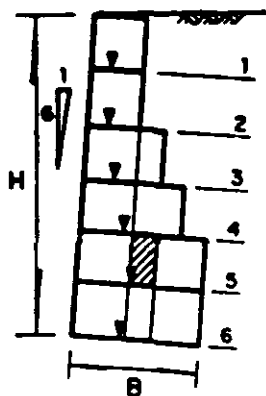
b) Pared exterior escalonada

Notas

▼ Localización de la resultante del peso del muro y el empuje de tierras

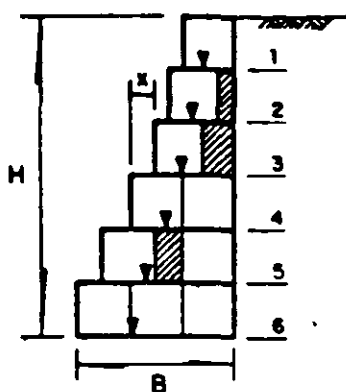
Estos diseños son para suelos tipos ① y ②

Fig 5.8 Diseño de muros de retención [3]



a) Pared exterior con talud 1:6

No. de niveles	H (m)	B (m)	Notas
1	1	1	La pared exterior puede ser vertical
2	2	1	
3	3	1.5	
4	4	2	
5	5	2.5	
6	6	2.5	La porción sombreada en el nivel 5 no requiere canasta



b) Pared exterior escalonada

No. de niveles	H (m)	B (m)	x	Notas
1	1	1.0		
2	2	1.3	0.30	
3	3	1.6	0.30	La porción sombreada en el nivel 2 no requiere canasta
4	4	2.0	0.40	Las porciones sombreadas en los niveles 2 y 3 no requieren canasta
5	5	2.5	0.50	Usar contrafuertes c/3m en el nivel 4. Ver notas nivel 4
6	6	3.0	0.50	Ver notas para los niveles 4 y 5

Notas

▼ Localización de la resultante del peso del muro y el empuje de tierras

Estos diseños son para suelos tipos ① y ②

Fig. 5.9. Diseño de muros de retención [3]

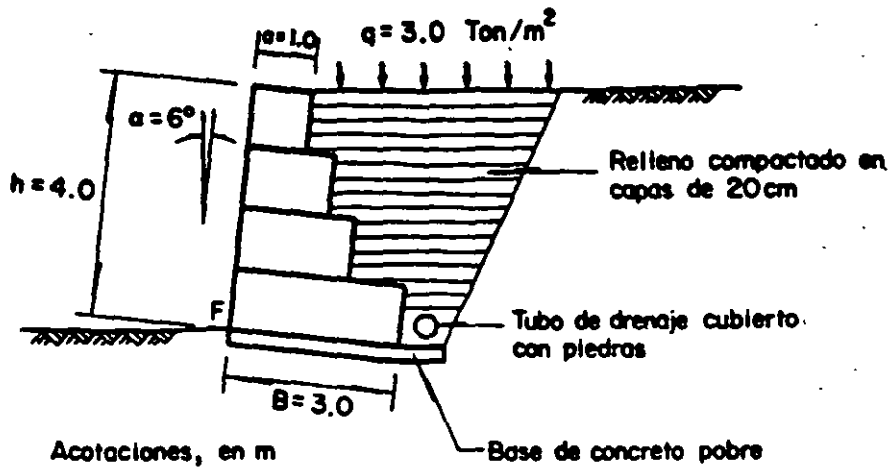


Fig 5.10 Sección transversal del muro de sostenimiento

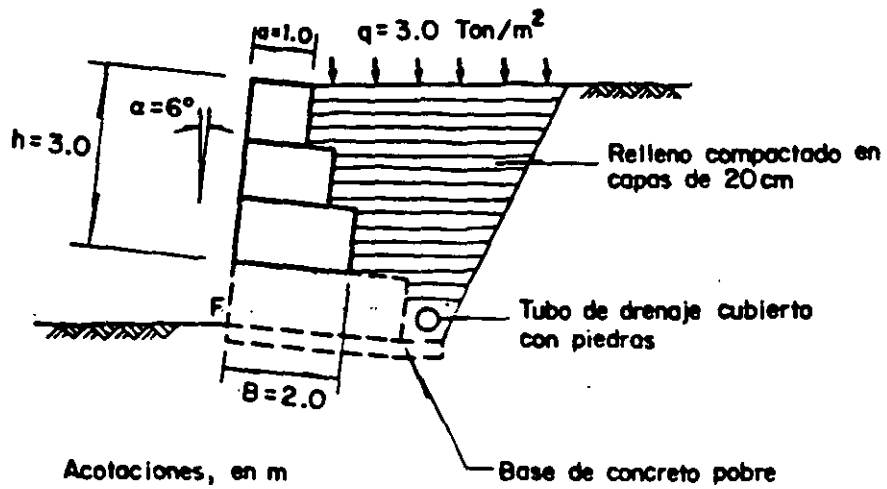


Fig 5.11 Sección transversal intermedia del muro de sostenimiento

TABLA 5.1 Propiedades físicas de suelos y rocas

		Peso específico		γ_s	Angulo de fricción			
		Tipo	Material	Ton/m ³	Material	Grados		
m a t e r i a l e s i v o	n o	arena	gruesa y seca	1.44	compacta, bien graduada, uniforme	40-45		
			fina y húmeda	1.60	uniforme, guesa, arena fina o suelta	35-40		
			húmeda	1.84	arena suelta bien graduada	35-40		
			muy húmeda	1.92	arena fina seca	30-35		
		grava	común mixta fluvial	1.76	común mixta	35-40		
			suelta	2.24	grava	40		
			arenosa	1.84	compacta arenosa	40-45		
			arenosa	1.82	suelta arenosa	35-40		
		roca suelta	granito	1.6 -2.0	pedra partido en fragmentos	35-45		
			basalto	1.76-2.24	yeso fragmentado	35-45		
			calcareo	1.28-1.92				
			yeso	1.00-1.28				
		a o t h e r r i l i v o	c o b e r t u r a	arcilla	seca	1.76	bloques de arcilla seca	30
					húmeda	1.84	bloques de arcilla húmeda	40
					saturada	1.92	arcilla compacta	10-20
marga arenosa	1.60				arcilla blanda	5-7		
marga	1.76				calcareo, zona de deslizamiento	20-27		
con grava	2.00				material de falla	14-22		
maciso rocosa	suelo superficial			1.36	suelo de cobertura	30-35		
	suelo seco			1.44				
	suelo húmedo			1.60				
	suelo saturado			1.68				
maciso rocosa	granito	2.61	granito	30-50				
	cuarcita	2.61	cuarcita	30-45				
	arenisca	1.95	arenisca	30-45				
	caliza	3.17	caliza	30-50				
	pórfido	2.58	pórfido	30-40				
yeso	1.76	yeso	30-40					

TABLA 5.2 Peso específico de diversos tipos de roca

Tipo de roca	Peso específico γ_u , en Ton/m ³
basalto	2.9
granito	2.6
caliza compacta	2.5
traquita	2.5
guijarro de río	2.3
arenisca	2.3
caliza tierna	2.2
loba	2.7

TABLA 5.3 Esfuerzos de trabajo del terreno

Tipo de material	Esfuerzo, en kgf/cm ²
a. Roca viva, maciza sin laminaciones, fisuras o signos de descomposición, tales como: gneis, granito, basalto	100
b. Rocas laminadas con pequeñas fisuras, estratificadas, tales como: esquistos	35
c. Depositos compactos y continuos de rocas y piedras de diversos tipos	10
d. Suelo cementado	8
e. Grava compacta o mezclas compactas de arena y grava	5
f. Grava suelta o mezclas de arena y grava.	
Arena gruesa compacta	3
g. Arena gruesa suelta. Arena fina compacta	2
h. Arena fina suelta	1
i. Arcilla dura	3
j. Arcilla compacta	2
k. Arcilla medianamente compacta	1
l. Arcilla blanda	} Se requiere de estudios de geotecnia o experiencia local
m. Arcilla muy blanda	
n. Rellenos	
o. Otros tipos de suelo no incluidos en esta tabla	

TARLA 5.4 Esfuerzos de trabajo del terreno

A R E N A S

Resistencia a la penetración, número de golpes/30cm	Compacidad	Esfuerzo, en kgf/cm ²
0 - 4	muy suelta	
4 - 10	suelta	0.8
10 - 30	media	0.8 - 3.0
30 - 50	compacta	3.0 - 5.0
50	muy compacta	5.0

A R C I L L A S

Resistencia a la penetración, número de golpes/30cm	Consistencia	Esfuerzo, en kgf/cm ²
2	muy blanda	0 - 0.45
2 - 4	blanda	0.45 - 0.90
4 - 8	media	0.90 - 1.80
8 - 15	compacta	1.80 - 3.60
15 - 30	muy compacta	3.60 - 7.20
30	dura	7.20

TABLA 5.5 Valores de la capacidad de carga permisible para diferentes tipos de suelos [3]

Tipo de material	Consistencia en el sitio	Capacidad de carga permisible, en Ton/m ²
Mezcla bien graduada de suelos finos y suelos granulares gruesos (5 mm); residuos de roca de origen glacial, arcillas compactas, arcillas con tronco de roca (GW - GC, GC, SC)	Muy compacto	108
Cascajo, mezcla de cascajo y arena. Mezcla de cascajo mal graduado (GW, GP, SW, SP)	Muy compacto	86
	Compacto a suelto	64
	Suelto	43
Arena gruesa a media, arena con algo de cascajo (SW, SP)	Muy compacto	43
	Compacto a suelto	32
	Suelto	21
Arena fina a media, limo o arcilla media a arcilla gruesa (SW, SM, SC)	Muy compacto	32
	Compacto a suelto	21
	Suelto	16
Arena fina, limo o arcilla media a arena fina (SP, SM, SC)	Muy compacto	32
	Compacto a suelto	21
	Suelto	16
Arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa (CL, CH)	Muy dura a dura	43
	Blanda a dura	21
	Blanda	5
Limo inorgánico, limo arenoso o arcilloso, limo estratificado-arcilla-arena fina (ML, MH)	Muy duro a duro	32
	Blando a duro	16
	Blando	5

ACERO VENTA Y EDIFICACIONES S.A. C.V.

REPRESENTANTE

Calle 28-A No. 50 Col. San José de la Escalera México, D.F. CP 07630

Teléfonos y Fax en todos los números • 391 51 32 • 391 48 13 • 391 51 98 • 391 47 51



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

**ESTIPULACIÓN DE SISTEMAS DE
SUPERVISIÓN Y CONTROL DE CALIDAD**

**ING. HILARIO OROZCO UNZUETA
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**



DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y SUPERVISION DE CARRETERAS ESTIPULACION DE SISTEMAS DE SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD (REGLAS DEL JUEGO)

PLANEACIÓN DEL TRAMO CARRETERO DE LA SUPERCARRETERA TEHUACÁN OAXACA, DEL KM 79+000 AL 115+000.

Todos sabemos que la construcción tiene una larga historia, tan extensa como el desarrollo mismo de la civilización. De hecho ambos conceptos, construcción y civilización, se han entrelazado siempre y han, por decirlo de alguna manera, crecido juntos.

El hombre utilizó en primera instancia su propia fuerza de trabajo como única tecnología para la construcción. Mas tarde añadió poco a poco otras herramientas, después con el invento de la rueda y con el tiempo nuevas tecnologías hicieron más fáciles los trabajos de construcción. De hecho, podríamos seguir el curso de la historia del hombre hasta nuestros días y veríamos que las construcciones han ido de la mano del desarrollo de la civilización, pues los adelantos tecnológicos, de una u otra forma, siempre se han aplicado para construir. Veríamos también que, para crear grandes obras, siempre ha sido necesaria la Planeación.

Mi visión como constructor al hablar del diseño de la planeación práctica, presenta características específicas, puesto que su aplicación en el desarrollo de proyectos de infraestructura es muy distinta de la que se hace en otro tipo de industrias, debido a la participación de personas que adicionan con su alta disposición de trabajo una verdadera filosofía y ven concretados sus esfuerzos al apreciar las obras terminadas. Por eso el factor humano es indispensable para todo proyecto.

Para llevar a cabo una buena planeación realmente practica, se debe tener un conocimiento profundo, tanto de la técnica como el de la condición humana, y del medio ambiente, se tiene que ser lider en estas materias, para aprovechar la tecnología y para impulsar a los hombres a creer en los proyectos y realizarlos.

Estas características las tienen por lo regular, o las deben de tener, los administradores de los proyectos, conscientes de su responsabilidad,

deben buscar a través de la planeación la obtención de los objetivos, para cumplir con las expectativas del Cliente y de la Empresa.

Su labor puede describirse como planear, ejecutar y controlar los proyectos, esto es, "hacer que todo suceda" correctamente. Queda claro que antes de emprender un proyecto, se tiene que saber que es lo que se quiere, como, cuando y para lo que se pretende sirva.

El éxito de una empresa constructora está basado en ganar nuevos proyectos, construirlos y administrarlos correctamente para ser productiva; por eso, los proyectos finalizados exitosamente son la razón por la cual la empresa crece y se desarrolla, y constituyen la base sobre la que se cimienta su futuro.

En una empresa, por tendencia natural, se concentran diversas actividades repetitivas; lo ideal es que toda actividad redunde en un incremento de la productividad. Es obvio que si la productividad se incrementa, la empresa prospera y se vuelve más fuerte y sólida; por esta razón, la empresa debe optimizar los recursos con los que cuenta, tanto humanos como materiales. Sin embargo, cuando se trata de un proyecto, las cosas cambian diariamente ya que, como todo el mundo sabe, cada proyecto es único, con características propias y requisitos específicos, además de apegarse a un valor, un lapso de ejecución y una fecha de entrega particulares. No obstante, la curva de aprendizaje dentro de un proyecto es acelerada porque el trabajo diario es, virtualmente, la única capacitación que recibe el equipo que lo desarrolla.

Para algunos, la administración de proyectos es una forma moderna de arte, una conjunción de ideas y principios aplicados con habilidad intuitiva para superar cualquier obstáculo y completar el trabajo de acuerdo con los tiempos y requerimientos previamente establecidos; otros piensan que dentro de un proyecto todos los factores y alternativas son predecibles antes de iniciarlo, pero no hay que olvidar que los imponderables no son predecibles y que los seres humanos no actúan con la exactitud de las fórmulas matemáticas.

Se pueden tener distintos enfoques de la administración de proyectos. Se la puede considerar una actividad tajante y fría en la que es



obligatorio revisar constantemente el estado mismo del proyecto, el plan y los avances, o se puede pensar también que es un disparate compuesto por extensos informes y fantasiosos diagramas. El punto de vista que se tenga al respecto es algo totalmente personal, porque no deja de ser cierto que incluso los proyectos mal administrados, de una u otra forma se terminan, aunque con problemas, malentendidos y falta de comunicación a lo largo del proceso. Claro que en estos casos, su finalización no siempre se da a tiempo ni dentro del presupuesto establecido, ni por encima del estándar de excelencia que desean la empresa y el cliente.

Ahora bien, cabe preguntarnos cuál es el ingrediente más importante para que un proyecto tenga éxito. La respuesta es muy sencilla en verdad: ante todo hace falta compromiso, esa especie de magia que empieza desde arriba y que debe fluir hacia todos los que participan en él.

Para triunfar es necesario tener un fin, un plan, un método, y perseverar en su aplicación con vivo compromiso. Existe una larga historia de proyectos que han fracasado por falta de compromiso más que por errores en su planeación o por problemas en la asignación de recursos.

Por eso el responsable de una obra tiene que estar convencido de que la administración de proyectos cumple un rol específico y debe reconocer que ella es la piedra angular para lograr una coordinación efectiva, una comunicación clara y un control eficiente y comprometido de los recursos, lo cual no puede conseguirse si se desconoce en qué consiste esta administración o no se está convencido de su valor o de sus alcances.

Es por ello que la planeación del mismo tiene que hacerse tomando en cuenta los distintos enfoques y objetivos, como son los financieros, los de recursos humanos y maquinaria, los procedimientos constructivos, y los aspectos jurídicos y legales.

Si no se tiene esa cultura, el gerente del proyecto no podrá concretar las acciones; las fechas meta quedarán en meras propuestas y todo el programa no pasará de ser una larga lista de buenos deseos en vez de

un verdadero plan de trabajo, coherente y práctico. Como resultado, todos los que estén involucrados en el proyecto perderán, tanto las personas como la empresa, pues ya dijimos que la realización de proyectos es la base de su crecimiento.

¿Qué sucede entonces cuando se tiene entre manos un proyecto? Ante todo, quienes han sido asignados a él deben dedicarle toda su atención porque un proyecto siempre es algo especial.

Por lo regular, el equipo humano para un proyecto está integrado por personas de distintas áreas de la empresa que conforman un grupo de trabajo temporal. Si ellos consideran las necesidades del proyecto como algo secundario tal vez sin que se note mucho en un principio, poco a poco, pero con seguridad, todo el proyecto avanzará hacia el desastre. En cambio, si existe compromiso "las cosas suceden", aunque, desde luego, eso no basta, pues para que las cosas sucedan "a tiempo" es necesario contar con un programa para el proyecto.

La palabra programa tiene distintos significados en la industria de la construcción. Es común preguntar, por ejemplo, "¿cuál es tu programa para esto?", entendiéndose que se quiere saber cuál es el tiempo aproximado en que quedará lista una tarea.

También es común decir "dame tu programa", lo que puede significar simplemente la petición de una pequeña lista escrita con las fases más relevantes de un trabajo y el tiempo en que se espera que sean completadas. Sin embargo, para un gerente de proyecto, el término "programa" tiene un significado mucho más específico porque, en su concepto, un programa de proyecto es bueno solamente si detalla todas las actividades que se necesitan para llevarlo a cabo e incluye estimaciones realistas basadas en la experiencia sobre el tiempo de cada actividad, así como una relación minuciosa de las actividades del proyecto y de las distintas interrelaciones entre las mismas. Todos estos elementos le dan a un encargado de proyecto la posible respuesta a preguntas básicas para coordinar el trabajo, tales como: "¿Qué recursos, entre mano de obra, equipo y materiales, se requieren para cada actividad?", "¿Estos recursos estarán disponibles en el momento en que se los necesite?", "¿Cómo puede resolverse un conflicto de recursos temporales?". Lo ideal es que el administrador del



DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y SUPERVISION DE CARRETERAS ESTIPULACION DE SISTEMAS DE SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD (REGLAS DEL JUEGO)

proyecto cuente con un programa que funcione como modelo de la conducta anticipada del mismo, un programa que sirva de base y que pueda ajustarse a los cambios cuando éstos ocurran.

En ocasiones, y con una buena dosis de optimismo, se programa con cálculos erróneos tanto el inicio como el fin de un proyecto, ante la creencia equivocada de que el tiempo perdido puede recuperarse si se asignan más recursos a la tarea en cuestión. Analicemos con más detalle esta falacia.

Por ejemplo, si con un equipo de cimbra deslizante se colocan en dos días 3 km. de concreto hidráulico para pavimentos rígidos en la superficie final de una autopista, es razonable pensar en dos equipos de trabajo similares serán capaces de hacerlo en una sola jornada laboral. Pero, ¿esto significa que si se utilizan 16 equipos el trabajo quedará listo en una hora?, la respuesta, obviamente, es "no".

Más allá de las teorías, la experiencia de trabajo de campo demuestra que en ciertos casos el disponer de más recursos sí ayuda, pero también, que otras veces causa más daño que beneficio. Si el desarrollo de un proyecto se retrasa, el agregar recursos probablemente prolongue la duración de la obra.

Por lo tanto, la planeación debe tener un impacto importante y positivo en la asignación de los recursos y debe determinar la cantidad de éstos que se requieren para culminar la obra. Además con base en esa planeación se puede discernir cuáles son las metas que es posible alcanzar y cuáles las que no.

El peor error sería insistir en que el tiempo perdido puede recuperarse con creces. Es fácil estar tranquilo dentro de la creencia de que ciertas actividades pueden ejecutarse apresuradamente sin que ello vaya en detrimento de la calidad del trabajo: esto es posible en el papel, pero no en la realidad, por lo menos en ciertos procesos en los que sabemos que bajan los estándares esperados.

Para una empresa resulta básico saber cuánto tiempo se puede ganar si se asignan más recursos, y cuánto dinero va a costar ese tiempo ganado. Estas preguntas se vuelven más críticas cuando la empresa

está comprometida en múltiples proyectos y las distintas actividades compiten por los recursos que se tienen disponibles.

Las empresas constantemente enfrentan problemáticas diversas y sus directivos tiene que elegir entre distintas alternativas para hacer que el proyecto continúe. Pues bien, cuando se tiene un plan, una estructura de control de costo adecuada y un método apropiado para su cálculo, existe la confianza de que todo saldrá bien.

Por lo anterior, es muy importante que los encargados de proyecto posean un cabal conocimiento de estas herramientas de control, pues su objetivo principal es terminar el proyecto asignado en el tiempo calculado y según el costo previsto, dos factores que frecuentemente entran en conflicto.

Incluso el proyecto más cuidadosamente programado puede alcanzar, una vez puesto en marcha, un punto en que resulte difícil de evaluar, pero aquí es precisamente donde el conocimiento necesario para coordinar esfuerzos guiará hacia donde se necesite que vaya el proyecto.

Si no se cuenta con un sistema de medición periódico y consistente, es casi imposible determinar la confiabilidad de los factores involucrados. La medición del avance del proyecto asegura dónde se encuentra éste en un momento dado; los informes de medición son una instantánea del proyecto y separan la realidad de la ficción. El mayor beneficio es mejorar la ejecución estableciendo un programa base de control con el que todos estén de acuerdo y comparando el avance real contra éste. De esta manera podemos ver exactamente lo que ha ocurrido, se elimina la subjetividad y se reafirma la validez del programa en la toma de decisiones.

En la ingeniería civil se han logrado notables avances en relación con la tecnología disponible para la realización de una obra, pero fundamentalmente en lo relativo a su diseño y construcción, no ocurriendo lo mismo en cuanto a la planeación y el control.

Es conocida la complejidad que se le presenta al ingeniero al tratar de mejorar el manejo de la obra debido a que, por lo regular, crea su



propio sistema para el procesamiento de la información. Lo hace así por desconocimiento o falta de orientación en la utilización de sistemas de cómputo creados a la medida, de acuerdo con las necesidades de la empresa, los que le permitirían llevar un control uniforme en todos sus proyectos. Actualmente, el ingeniero se enfrenta a diferentes problemas en lo que se refiere a planeación, programación y control de la obra que, en un momento dado, le significan un gran volumen de operaciones repetitivas y una gran cantidad de datos que le resultan difíciles de controlar y utilizar, lo que implica que no pueda analizar sino una o, como máximo, dos posibles soluciones al problema.

En vista de esto, resulta inevitable la aplicación de controles, no solamente de costos sino también para vigilar el cumplimiento de los programas y de la calidad. Con ellos, se puede saber cómo marcha la construcción de la obra en cuanto a costo, al avance según el tiempo disponible, a la calidad especificada; se puede saber si se gana o se pierde, y también cuánto, dónde y por qué.

Trataremos ahora de esquematizar un modelo de sistema de control de obra que puede ser aplicable según las condiciones de una empresa.

El sistema de control de obra tiene por objeto planear, programar y controlar los recursos a fin de evaluar los resultados de un proyecto y a la vez servir en la elaboración de futuros presupuestos. Este sistema está conformado por tres módulos que operan independientemente o en forma conjunta, con tres funciones operativas fundamentales: primero, la elaboración de programas de ejecución, segundo, la elaboración del proforma y utilización de recursos; y tercero, el control de tiempos y costos.

El primer módulo consiste en la elaboración de programas de ejecución y va ligado al proforma. Previamente hay que establecer un catálogo de actividades que debe organizarse con base en la estructura de la obra.

Inicialmente se elabora un diagrama donde se muestra la secuencia de ejecución de la obra con el suficiente detalle para poder controlar los procesos constructivos, pero sin caer en un exceso tal que impida el trabajo eficiente de control. A cada una de las actividades incluidas en

el diagrama se le asigna una duración con base en los recursos disponibles y la experiencia del constructor. Con estos datos se obtiene un programa general de ejecución de la obra y las dependencias de cada actividad.

Así se conoce la duración de la obra, lo cual permite modificarla en caso de que no fuera la deseada, no sólo recortando tiempos sino también reprogramando su secuencia, de manera que sea el proceso constructivo el que quizá cambie en vez de hacerse un recorte abrupto de la duración del programa.

En el momento en que se conocen la duración y la secuencia deseadas de las actividades, se obtiene un programa base de control que servirá como parámetro en el proceso de construcción de la obra y que deberá seguirse en toda circunstancia.

Dentro del segundo módulo, el objetivo del proforma consistirá en calcular el costo total de la obra, así como el importe y la cantidad de recursos que se requieran en cuanto a materiales, mano de obra, equipo, fletes y otros. Esto servirá al mismo tiempo de base para la elaboración de los programas de asignación de recursos y para el control de costos.

Los trabajos de este módulo comprenden dos fases: la creación de un catálogo de recursos y la definición de volúmenes necesarios para la ejecución de la obra.

Cada actividad contiene los recursos necesarios de materiales, mano de obra, equipo y otros, y la cantidad que se empleará de cada uno. De tal forma que cada actividad deberá estar asignada a un centro de costo.

Este análisis de las actividades presenta ventajas definitivas en el momento de elaborar un nuevo proforma, puesto que cada actividad contiene los recursos necesarios para su ejecución, lo que nos da una medida constante para cualquier obra. Es decir, el análisis mantendrá su relación en cualquier situación, o podrá modificarse la forma de hacerlo, pero entonces será otra actividad diferente.



DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y SUPERVISION DE CARRETERAS ESTIPULACION DE SISTEMAS DE SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD (REGLAS DEL JUEGO)

La ventaja es muy clara: con este método de operación, al actualizar el catálogo de recursos conforme a las variaciones del mercado, las actividades presentan su nuevo costo.

En cuanto a la obtención de los volúmenes de obra, el problema sigue existiendo, definitivamente. No es fácil mecanizar este proceso y hay que continuar elaborándolo en forma separada e incorporarlo en su momento.

Una vez que se cuente con la información anterior, bastará asociar los volúmenes a las actividades establecidas. El resultado de este módulo serán informes tales como el proforma total de la obra, que se desglosa por actividad y el total de los recursos necesarios en unidades y costos.

El tercer módulo, el control, es necesario para conocer cómo marcha la construcción de la obra en lo relativo a su costo, al avance según el tiempo disponible, a la calidad especificada y para saber si se gana o se pierde (de ser así, cuánto, dónde, por qué).

El objetivo del control es proporcionar en forma periódica el estado que guarda el avance y el costo real de la obra contra lo planeado y proformado, así como las desviaciones presentadas a la fecha, ya que debido al gran número de variables e imponderables que intervienen en el proceso constructivo, resulta difícil seguir al pie de la letra el plan inicial, por lo que surge la necesidad de realizar revisiones que permitan detectar desviaciones sufridas y, lo que es más importante, conocer su efecto posterior en la ejecución y el costo de la obra.

Para lograr lo anterior, se compara la información obtenida en el programa base de control y el programa de utilización de recursos contra los costos reales que se van obteniendo en la obra durante su ejecución, como son el avance de las actividades ejecutadas y el consumo de los recursos.

La frecuencia de las revisiones es variable y debe establecerse en función de la complejidad de la obra. Así, mediante estas revisiones, se conoce el estado actual de la obra y se sabe si conviene cambiar el

proceso constructivo en función de los atrasos o adelantos que se vayan presentando.

Finalmente, se obtienen las desviaciones que se han detectado, que serán indicadores y auxiliarán para conocer que actividades deberán acelerarse o incrementarse por presentar retrasos. Con esta información, se pueden combatir pequeños retrasos, pues se sabe dónde se han originado y qué debe hacerse para que no aumenten a fin de alcanzar la terminación pronta y eficiente del proceso constructivo. En lo que respecta a la forma e recuperar los retrasos fuertes, ésta dependerá de un nuevo programa, una nueva secuencia constructiva, un nuevo método de planeamiento.

La experiencia nos ha mostrado que las obras que se ejecutan siguiendo los lineamientos establecidos en los programas originales de trabajo o en reprogramaciones hechas a tiempo, concluyen con mejores resultados que aquéllas que son emprendidas sin una planeación previa.

Una vez que se conoce el estado de la obra en cuanto al avance y los tiempos de ejecución, será necesario determinar la relación que guarda el costo real de las actividades ejecutadas contra el proforma, con el fin de detectar la existencia y el valor de las desviaciones.

El sistema de control puede presentar un informe que combine los datos del proforma, del programa base de control y de los costos reales, agrupándolos según las necesidades y objetivos de los mismos.

Los informes que proporciona este sistema presentan en realidad pocas innovaciones respecto de los que actualmente se utilizan, y el hecho de elaborarlos por medio de la computadora presenta las siguientes ventajas:

- Lograr agilidad, exactitud y confiabilidad en los resultados obtenidos.
- Detectar oportunamente los puntos donde se presentan los problemas, lo que permite investigar y determinar sus causas para aplicar las medidas correctivas en el lugar adecuado y en el momento preciso.
- Permitir conocer el estado real de la obra en el momento deseado.
- Lograr un control efectivo sobre la ejecución de la obra.



Obtener informes de costo con diferentes desgloses, dependiendo del nivel al que van destinados.

El hecho de aplicar en las empresas constructoras estos sistemas creados a la medida de acuerdo con sus necesidades, le servirán de base y apoyo para lograr el éxito en cada uno de sus proyectos.

Como ya hemos comentado, la planeación ha existido siempre, con el empleo de herramientas, aunque lo importante no es con qué medios, sino hacerlo bien; así podremos asegurar que una planeación exitosa se decide con anticipación.

Por supuesto, siempre se ha planeado, pero no olvidemos llevar a cabo la programación y el control para reducir riesgos, fallas y errores con acciones preventivas y correctivas, y hacer que se alcancen los objetivos proformados.

Es importante destacar que uno de los mayores cambios emprendidos para lograr los objetivos y metas es la actitud con la que se genera el compromiso de hacer las cosas bien.

Desde luego, ésta no es una tarea sencilla, pues para tender un camino se requiere disciplina, integridad, profesionalismo, y contar con recursos humanos dispuestos a trabajar con dedicación y constancia y, sobre todo, comprometidos con el proyecto. Pues bien, el tener estos caminos abiertos permite una mejor integración del equipo del proyecto.

Nuestro país ya está abierto a la globalización y el hacer las cosas bien nos permite lograr alianzas estratégicas en el mismo nivel de competencia.

Este ambiente ha llegado para quedarse, y el nivel de competencia siempre lo mejoraremos trabajando en equipo, con tesón y lealtad, aplicando toda nuestra capacidad y nuestro talento.

Sólo al demostrar que tenemos convicciones, valores y filosofía, generaremos el compromiso y la capacidad de lograr lo que anteriormente comentado.

En Octubre de 1993, el Gobierno Federal a través de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, asigno a INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A. DE C.V., la construcción de 124 Kms., de tramo carretero de la supercarretera Tehuacán-Oaxaca, del Km. 49+000 al 173+000, de los cuales nuestra Empresa se ocupó en la construcción de 36 km., del subtramo del km. 79+000 al 115+000, por su alto grado de dificultad topográfica, el periodo de tiempo contractual de 11.5 meses, así como por las cuatro estructuras de puentes especiales en él alojadas.

Los volúmenes totales de este tramo son los siguientes:

Longitud	Km	36
Cortes	m3	9'387,328
Terraplén	m3	5'115,190
Préstamo de Banco	m3	234,577
Subyacente	m3	90,012
Subrasante	m3	147,913
Obras de Drenaje	Pza	102
Sub-Base y Base	m3	152,186
Carpeta	m3	54,363
Sello	m3	3,081
Abatimiento de Talud	m3	872,416
Puente "Calapa" *	m	342
Bóveda de Concreto	m	178
Puente "Carrizalillo" **	m	205
Puente "Santa Lucia" *	m	295
Puente "Otates" *	m	266

* Puentes mixtos, cuya superestructura es de Acero Estructural.

** El Puente Carrizalillos es de concreto hidráulica y se resolvió en doble voladizo.

En lo relativo a la ponencia que me fue solicitado exponer, trate documentarme con libros de autoridades en materia de construcción, sin embargo llegué a la conclusión de que de nada sirve letrarse tanto, sin la aplicación práctica del conocimiento adquirido, la enseñanza ida tras ida y con metodologías aplicadas para la mejora del trabajo cotidiano, la concentración de nuestros sentidos para la mejora de la



DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y SUPERVISION DE CARRETERAS
ESTIPULACION DE SISTEMAS DE SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD (REGLAS DEL JUEGO)

practica de la ingeniería, orientada hacia lograr objetivos, que en ocasiones pasa inadvertidos cuando se obtienen, por la inercia de nuestro accionar, pero al momento de analizar o de efectuar un estudio, por una solicitud de tratar de transmitir una experiencia de algo logrado, no queda mas que agradecer a todos los que intervinieron en la obtención del mismo.

A continuación se muestra una tabla, donde se observan los porcentajes de los volúmenes a ejecutar en éste subtramo comparado contra los totales contratados.

CONCEPTO	VOLUMEN	% DEL TOTAL	VOLUMEN CONTRATADO
LONGITUD	36	29%	124
CORTES	9,387.328	76%	12,409.427
TERRAPLEN	5,115.190	63%	8,077.030
PRESTAMO DE BANCO	234.577	16%	1,426.177
SUBYACENTE	90.012	21%	431.722
SUBRASANTE	147.913	36%	414.027
OBRAS DE DRENAJE	102	38%	266
SUB-BASE Y BASE	152.186	29%	516.505
CARPETA	54.363	36%	150.307
SELLO	3.081	22%	14.177
TRITURACION	308.020	32%	951.001
ABATIMIENTO DE TALUD	872.416	100%	872.415

VALOR A CONCURSO	\$462.413	47%	\$977.393
-------------------------	------------------	------------	------------------

(IMPORTE EN MILES)

Debido al alto grado de dificultad para accesar a cualquier punto del trazo y para ejecutar los trabajos en el tiempo programado, inicialmente se definió subdividir el tramo en siete frentes de ataque, limitados por accidentes naturales o en su caso, por la equidad de volúmenes de obra, como los fueron los frentes 3, 4 y 5.(explicar larguillo donde se indican los frentes)

Como punto preliminar y de gran importancia, fue programar y ejecutar una gran red de caminos auxiliares, 140 kms. aproximadamente, para la construcción de 36 Km., con una relación de 4 a 1, lo cual es indicativo del grado de dificultad en la ejecución de los trabajos.

Ahora bien para lograr el enfoque de las acciones a seguir, una vez que se nos asignó tal compromiso, fue importante hacer un planteamiento general, para de ahí derivar hacia los responsables de cada subtramo, los requerimientos en cuanto a tiempo para la programación al detalle de los mismos.

Una vez analizado el proyecto que inicialmente nos fue dado y partiendo de los volúmenes contratados, procedimos a llevara cabo una programación general para determinar fechas bandera, donde obligamos a obtener el complemento del mismo, así como para determinar acciones críticas a seguir para la obtención de permisos, suministro de materiales básicos y los recursos humanos y de equipo para la ejecución de los trabajos.

A continuación tratare de explicar de manera genérica, un programa de picos, en el cual se determina de manera global, las fechas de ejecución y compromisos, para el involucramiento de las partes que intervendrán en la consecución total del objetivo: cumplir en tiempo la construcción de esta parte tan complicada del proyecto total encomendado.

En el programa se identifican a los puentes especiales como algo minimizado, sin embargo en la tabla que a continuación se muestra, podremos observar la gran magnitud de los trabajos, aunado a la dificultad en accesar, esencialmente el puente "Santa Lucia".

CONCEPTO	UNID	PUENTE				SUMA
		CALAPA	CARRIZA LILLOS	SANTA LUCIA	OTATES	

SUBESTRUCTURA						
EXCAVACION	M3.	27,938.80	25,474.80	45,500.44	30,915.30	129,829.34
CONCRETO HIDRAULICO	M3.	5,229.10	5,387.77	4,300.31	3,807.54	18,724.72
ACERO DE REFUERZO	TON.	558.72	536.91	433.23	436.62	1,965.48



CONCEPTO	UNID	PUENTE				SUMA
		CALAPA	CARRIZA LILLOS	SANTA LUCIA	OTATES	

SUPERESTRUCTURA						
CONCRETO	M3	1,144.00	2,005.22	904.20	878.00	4,931.42
ACERO DE REFUERZO	TON.	302.08	341.22	266.01	204.34	1,113.65
ACERO ESTRUCTURAL	TON.	2,363.72	13.72	2,008.51	1,857.44	6,241.40

LONGITUD TOTAL	M	342.00	205.00	295.00	266.00	1,108.00
----------------	---	--------	--------	--------	--------	----------

Contractualmente y debido a que la Secretaria determinó, que solo debía fungir como supervisora, fue necesario dimensionar adecuadamente nuestro servicio de laboratorio, para el control de la calidad de los trabajos, así como el apoyo correspondiente en la generación documental para el cobro de los mismos. A pesar de contar con equipo de alto rendimiento en la revisión de la capacidad de los materiales en terraplenes y/o pavimentos, como lo es el densímetro nuclear, fue necesario documentar con el método tradicional de calas.

Con el panorama general que nos dio la programación, analizamos en complemento de nuestra capacidad, para con ello determinar la logística de suministros, así como la contratación con terceros de trabajos especializados y/o de inspección en campo, para el fiel cumplimiento de los requisitos especificados, que cumpliera las expectativas de nuestro Cliente.

Como es de entender cada uno de nuestros rubros genéricos principales de la planeación inicial, demandará en el detalle, requerimientos específicos para obtener la meta, en el tiempo demandado contractualmente.

Cabe aclarar que sin la participación activa por parte de nuestro Cliente, las metas que nos fijamos se verían imposibilitadas en su consecución.

También es importante aclarar, que es normal que en obras de este tipo, todo el trabajo de planeación va en paralelo a la construcción, en ocasiones primero está el equipo que los ingenieros, es común que nos enfrentemos a ello, por eso es importante estar trabajando en la programación de los trabajos para orientar el enfoque de nuestras acciones a seguir para la consecución de objetivos.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

ANEXO

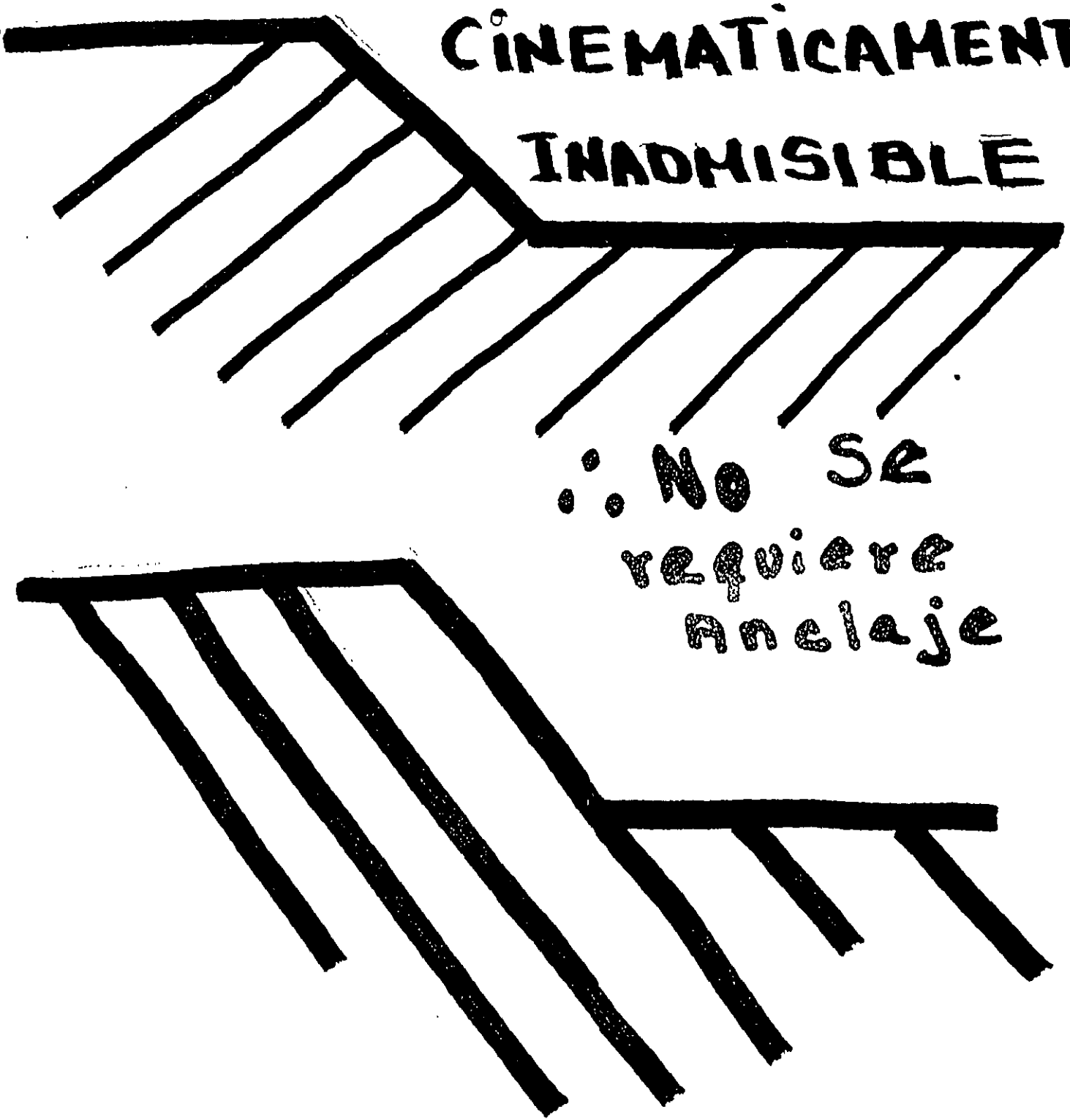
**M. en I. RAÚL VICENTE OROZCO SANTOYO
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

MOVIMIENTO

CINEMATICAMENTE

INADHISIBLE

**∴ No se
requiere
anclaje**



MOVIMIENTO CINEMATICA ADMISIBLE

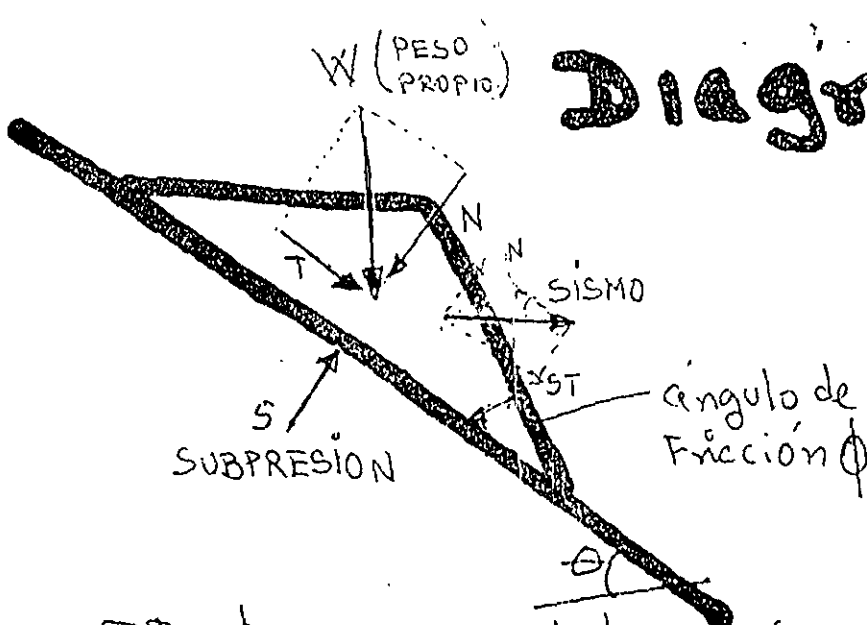
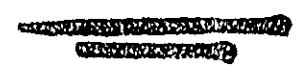


Diagrama de cuerp libr

$$F.S. = \frac{\sigma \tan \phi}{T} = \frac{F_{zas. Resistentes}}{F_{zas Motrices}} = \frac{(N - S - sN) \tan \phi}{(T + ST)}$$



F.S. ≥ 1 Estable

F.S. < 1 INESTABLE

Si hay inestabilidad:

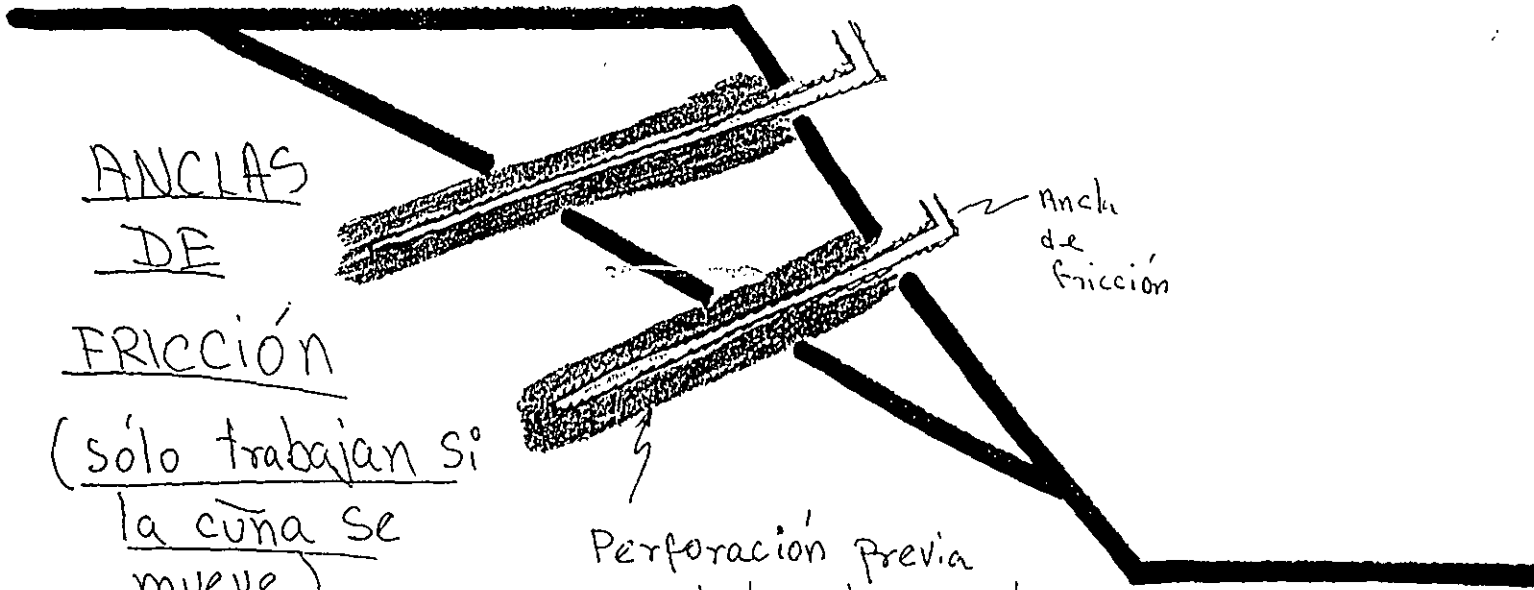
1. Modificar w (Peso)

2. disminuir Subpresión
(Drenes)

3. Ancelar.

a) con anclas de fricción

b) con anclas de tensión



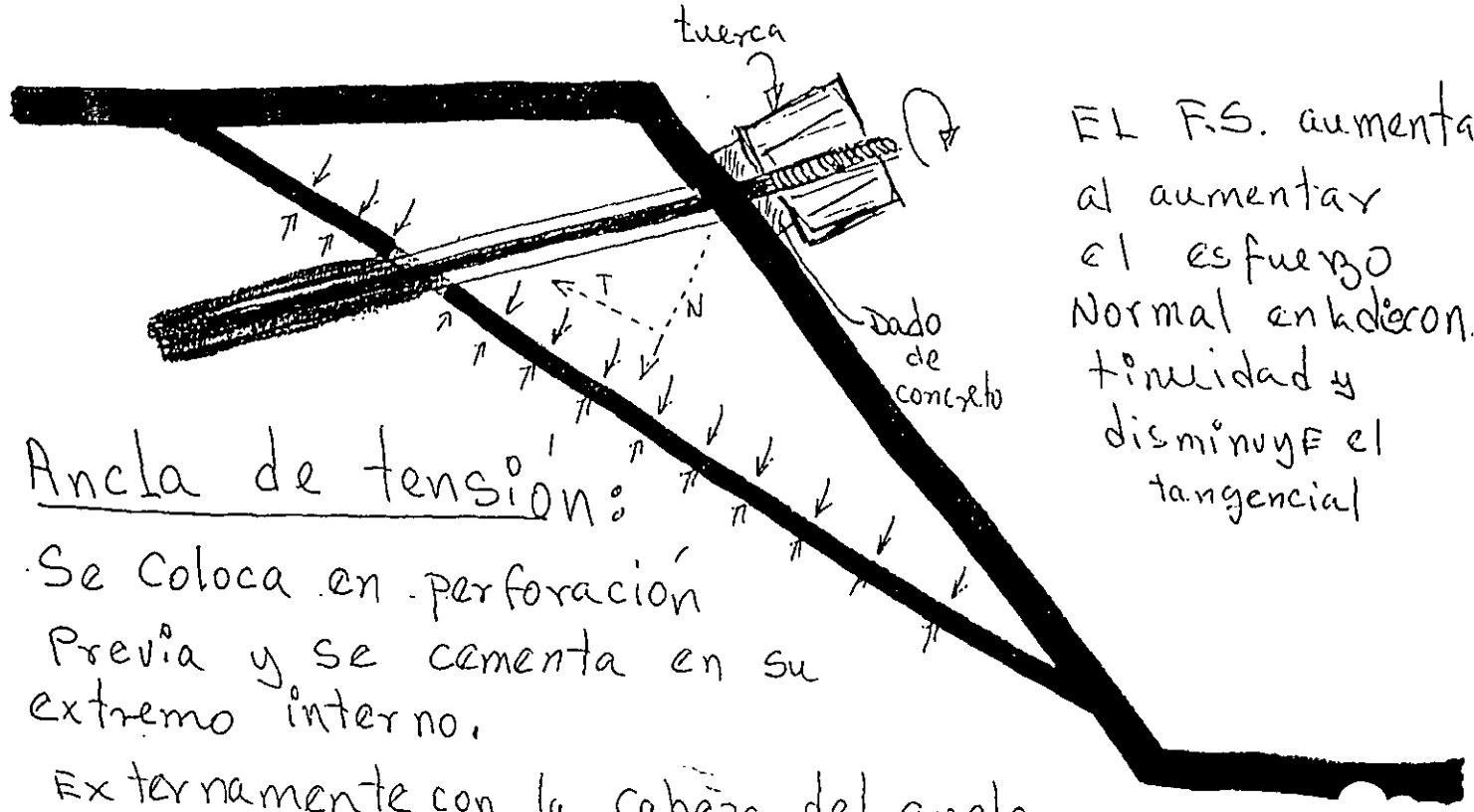
ANCLAS DE FRICCIÓN

(sólo trabajan si la cuna se mueve)

En tanto no se mueva, las anclas son pasivas.

Perforación previa Inyectada de mortero

Ancho de fricción



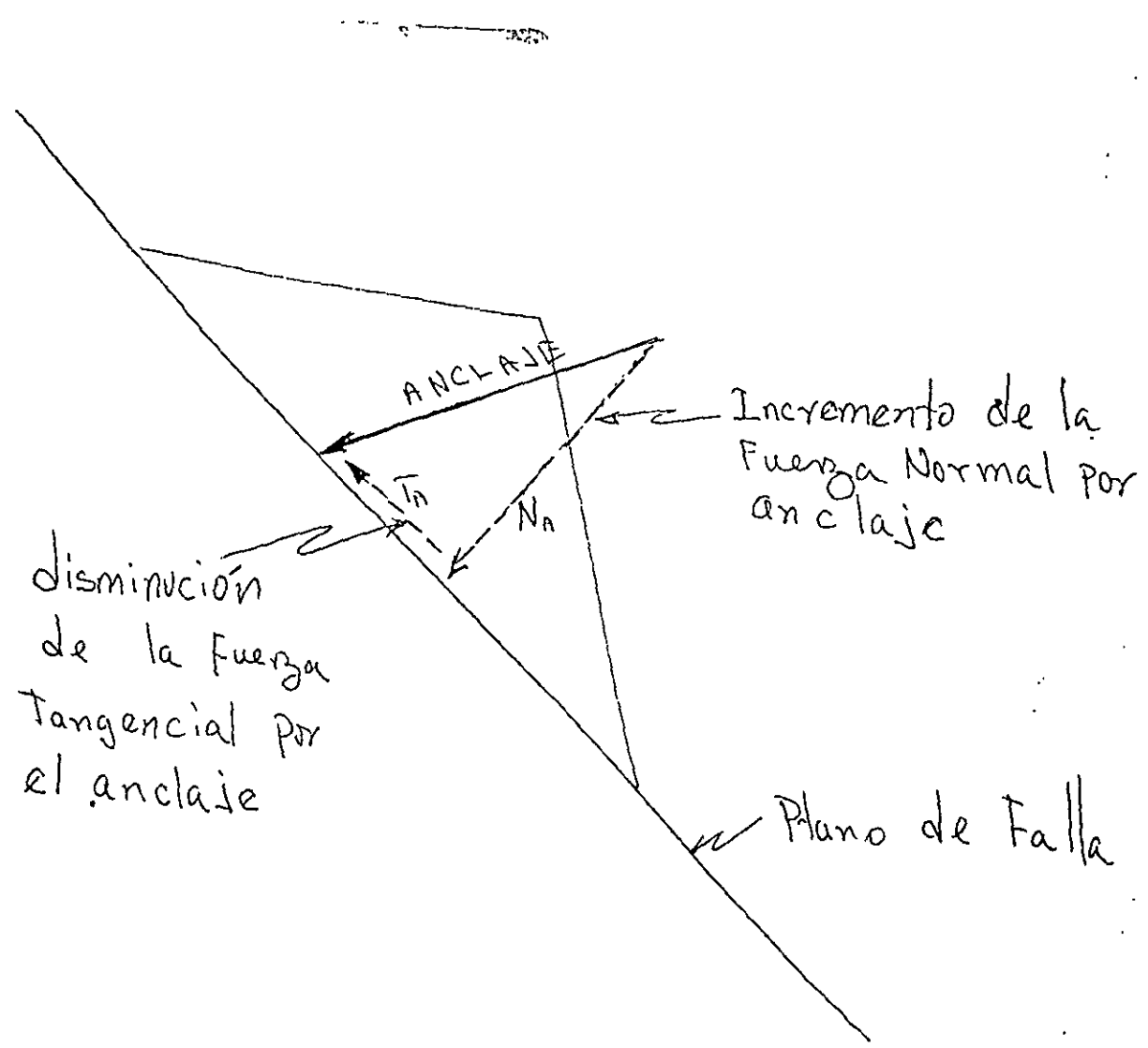
EL F.S. aumenta al aumentar el esfuerzo Normal en donde disminuye el tangencial

Ancla de tensión:

Se coloca en perforación Previa y se cimenta en su extremo interno.

Exteriormente con la cabeza del ancla con cuerda y tuerca, se somete al ancla a tensión, comprimiendo así la discontinuidad incrementando el esfuerzo de es.

Anclaje de Tensión





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

PROGRAMAS PARA COMPUTADORA

**ING. BULMARO CABRERA RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

TAQUIMETRIA

HP 41CX

PROGRAMA

```

1 GTO...
2 LBL
3 ALPHA THQ ALPHA
ALPHA XE? ALPHA
XEQ ALPHA
ALPHA PROMPT ALPHA
STO 00
5 ALPHA YE? ALPHA
XEQ ALPHA
ALPHA PROMPT ALPHA
STO 01
ALPHA ZE? ALPHA
XEQ ALPHA
ALPHA PROMPT ALPHA
STO 02
10 ALPHA X.V? ALPHA
XEQ ALPHA
ALPHA PROMPT ALPHA
STO 03
ALPHA Y.Y? ALPHA
XEQ ALPHA
ALPHA PROMPT ALPHA
STO 04
ALPHA H AP? ALPHA
XEQ ALPHA
ALPHA PROMPT ALPHA
STO 05
20 LBL 03
ALPHA ANG. AZ? ALPHA
XEQ ALPHA
ALPHA PROMPT ALPHA
STO 06
ALPHA ANG. VER? ALPHA
XEQ ALPHA
ALPHA PROMPT ALPHA
STO 07
ALPHA DIST. INC? ALPHA
XEQ ALPHA
ALPHA PROMPT ALPHA
STO 08
30 ALPHA A.H. S? ALPHA
XEQ ALPHA
ALPHA PROMPT ALPHA
STO 09
    
```

```

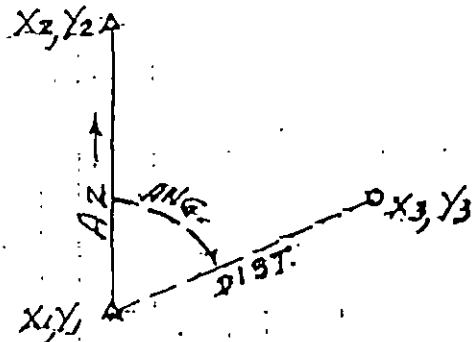
ALPHA NP? ALPHA
XEQ ALPHA
ALPHA PROMPT ALPHA
35 STO 11
ALPHA P=
ARCL X
ALPHA VIEW ALPHA
R/S
40 RCL 00
RCL 03
RCL 01
RCL 04
45 R -> (P)
X=Y
180
+
50 STO 10
RCL 07
XEQ ALPHA
ALPHA HR ALPHA
SIN
RCL 08
55 X
XEQ ALPHA
ALPHA A.B.S ALPHA
STO 08
RCL 10
RCL 06 HR
60 XEQ
RCL 08
P -> R
X=Y
65 RCL 00
+
ALPHA X=
ARCL X
ALPHA VIEW ALPHA
R/S
70 X=Y
RCL 01
+
ALPHA Y=
ARCL X
75 ALPHA VIEW ALPHA
R/S
    
```

```

X.Y.V
X.E.V
D.I.T.
X.Y.Z
RCL 07
ALPHA HR ALPHA
270
TAN
RCL 08
X
80 STO 12
RCL 08
X^2
69/EE X - 10
X
90 RCL 12
+
RCL 05
+
RCL 09
RCL 02
+
ALPHA E=
ARCL X
100 ALPHA VIEW ALPHA
R/S
    
```

REPLANTED

HP-42S
JUL 11-91



```

 GTO..  PRGM
①  PGM.FCN LBL "REP"  ALPHA
 ALPHA X1 ?
 PGM.FCN  PROMPT
STO 00
    
```

```

⑤  ALPHA Y1 ?
 PGM.FCN  PROMPT
STO 01
    
```

```

 ALPHA X2 ?
 PGM.FCN  PROM
    
```

```

⑩ STO 02
    
```

```

 ALPHA Y2 ?
 PGM.FCN  PROM
STO 03
    
```

```

 PGM.FCN LBL 01
    
```

```

⑮  ALPHA X3 ?
 PGM.FCN  PROM
STO 04
    
```

```

 ALPHA Y3 ?
    
```

```

 PGM.FCN  PROM
⑳ STO 05
RCL 00
RCL 02
    
```

```

RCL 01
RCL 03
→ POL
X↔Y
    
```

```

③ 180
+
STO 06
RCL 00
RCL 04
    
```

```

③⑤ RCL 01
RCL 05
    
```

```

→ POL
 ALPHA "DIST" =
    
```

```

④ ARCL ST X
 ALPHA PGM.FCN AVIEW
R/S
X↔Y
180
+
    
```

```

④⑤ RCL 06
    
```

```

X < 0 ?
GTO 02
    
```

```

⑤⑥ → HMS
 ALPHA "ANG.AZ" =
ARCL ST X
 ALPHA PGM.FCN AVIEW
R/S
    
```

```

⑤⑤ GTO 01
LBL 02
360
+
HMS
    
```

```

⑥⑥  ALPHA "ANG.AZ" =
ARCL ST X
 ALPHA PGM.FCN AVIEW
R/S
    
```

```

⑥⑤ GTO 01
RTN
    
```

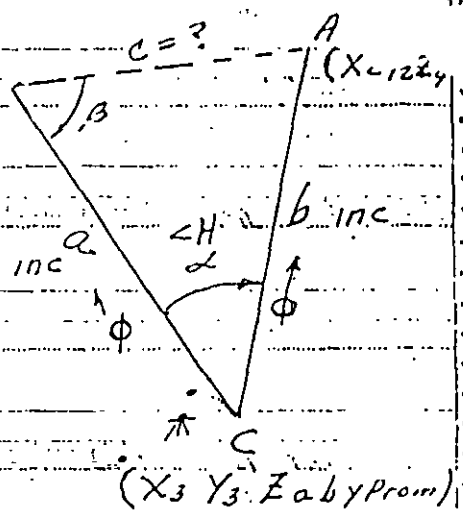
COORD POLYGONAL

	[E] GTO..								
	[A] LBL								
(1)	ALPHA POLI ALPHA	(45)						(75) [A] ΔVIEW ALPHA	
	ALPHA AZ. INC? ALPHA							R/S	
	XEQ ALPHA PROMPT ALPHA							GTO 01	
	STO 00	(50)	ALPHA	AZ =				[A] RTN	
(5)	ALPHA X1? ALPHA	[E]		ARCL.X				[E] GTO..	
	XEQ ALPHA PROMPT ALPHA	[E]		ΔVIEW ALPHA					
	STO 01			R/S					
	ALPHA Y1? ALPHA	(75)		GTO 01					
	XEQ ALPHA PROMPT ALPHA			LBL 03					
(10)	180 STO 03			RCL 04					
	360 STO 04			-					
				STO 00					
(15)	LBL 01	(60)	ALPHA	AZ =					
	ALPHA ANG AZ? ALPHA	[E]		ARCL.X					
	XEQ ALPHA PROMPT ALPHA	[E]		ΔVIEW ALPHA					
	STO 05	(65)		R/S					
				GTO 01					
	ALPHA DIST H? ALPHA			LBL 01					
	XEQ ALPHA PROMPT ALPHA	(70)	ALPHA	RCL 00					
(20)	STO 06	[E]		HR					
	RCL 00	[E]		S///					
	HR			RCL 06					
	RCL 05	(75)		X					
(25)	HR			PROJ.X =					
	+ RCL 03	[E]		ARCL.X					
	XEQ X > Y?	[E]		ΔVIEW ALPHA					
(30)	GTO 02	(80)	ALPHA	R/S					
	RCL 03			RCL 01					
	+ HMS			+ STO 01					
	STO 00			COR.X =					
(35)	ALPHA AZ =	[E]		ARCL.X					
	ARCL.X	[E]		ΔVIEW ALPHA					
	[E] ΔVIEW ALPHA	(85)	ALPHA	R/S					
	R/S			RCL 01					
	GTO 01			+ STO 01					
(40)	LBL 02	(90)		COR.Y =					
	RCL 03			ARCL.X					
	- HMS			ΔVIEW ALPHA					
				R/S					
				RCL 02					
				+ STO 02					
				ALPHA COR.Y =					
				ARCL.X					

	[F] LBL				
1	[ALPHA] DOS-P	[ALPHA]			
	[ALPHA] X1?	[ALPHA]			
	XEQ				
	[ALPHA] PROMPT	[ALPHA]			
5	ST000				
	[ALPHA] Y1?	[ALPHA]			
	XEQ				
	[ALPHA] PROMPT	[ALPHA]			
	ST001				
	[ALPHA] Z1?	[ALPHA]			
	XEQ				
	[ALPHA] PROMPT	[ALPHA]			
10	ST002				
	[ALPHA] X2?	[ALPHA]			
	XEQ				
	[ALPHA] PROMPT	[ALPHA]			
	ST003				
	[ALPHA] Y2?	[ALPHA]			
	XEQ				
15	[ALPHA] PROMPT	[ALPHA]			
	ST004				
	[ALPHA] Z2?	[ALPHA]			
	XEQ				
	[ALPHA] PROMPT	[ALPHA]			
20	ST005				
	[ALPHA] < H?	[ALPHA]			
	XEQ				
	[ALPHA] PROMPT	[ALPHA]			
	ST006				
	[ALPHA] Q?	[ALPHA]			
	XEQ				
	[ALPHA] PROMPT	[ALPHA]			
25	ST007				
	[ALPHA] b?	[ALPHA]			
	XEQ				
	[ALPHA] PROMPT	[ALPHA]			
	ST008				
	[ALPHA] < Ya?	[ALPHA]			
	XEQ				
30	[ALPHA] PROMPT	[ALPHA]			
	ST009				
	[ALPHA] < Vb?	[ALPHA]			
	XEQ				
	[ALPHA] PROMPT	[ALPHA]			
35	ST010				
	[F] HR				
	SIN				
	RCL07				
	X				
40	CH5				
	ST011 (a)				
	RCL00				
	[F] HR				
	SIN				
45	RCL08				

$$C^2 = a^2 + b^2 - 2ab \cos \alpha$$

$$\cos B = \frac{c^2 + a^2 - b^2}{2ca}$$



	C115				
	ST012 (b)				
	[F] X2				
	RCL07				
	[F] X2				
	+				
	ENTER (a^2+b^2)				
	RCL07				
	RCL08				
	X				
	Z				
	X				
	ENTER (2ab)				
	RCL06				
	[F] HR				
	COS				
	X				
	-				
	√ X				
	ST011 (c)				
	[F] X2				
	RCL07				
	[F] X2				
	+				
	RCL08				
	[F] X2				
	-				
	ENTER				
	RCL01				
	RCL07				
	X				
	Z				
	X				
	-				
	[F] COS				
	ST012 (b)				
	RCL00				
	RCL03				
	-				
	RCL01				
	RCL01				

	DISTC =				
	[F] ARCL X				
	[F] VIEW				
	R/S				
	ST013				
	X≠Y				
	180				
	+				
	RCL02				
	+				
	ST012 (a, z)				
	RCL01				
	DIST T = 1"				
	[F] ARCL X				
	[F] VIEW				
	R/S				
	RCL03				
	-				
	DIF =				
	[F] ARCL X				
	[F] VIEW				
	R/S				
	RCL03				
	X≠Y				
	÷				
	PREC =				
	[F] ARCL X				
	[F] VIEW				
	R/S				
	RCL02				
	SIN				
	RCL07				
	X				
	RCL00				
	+				
	X3 =				
	[F] ARCL X				
	[F] VIEW				
	R/S				
	RCL02				

(13) RCL07
 X
 RCL01
 +
 (135) ALPHA Y3 =
 [F] ARCL X
 [E] A VIEW ALPHA
 R/S
 RCL09
 (140) [E] HR
 270
 -
 TAN
 RCL07
 (145) X
 STOP (AH)
 RCL07
 [E] X²
 691 EX -10
 (150) X
 RCL14
 +
 [ALPHA] H INST? [ALPHA]
 XEQ
 [ALPHA] PROMPT [ALPHA]
 (155) STOP5
 +
 [ALPHA] H SERIAL? [ALPHA]
 XEQ
 [ALPHA] PROMPT [ALPHA]
 -
 (160) CHS
 RCL12
 +
 [ALPHA] Za =
 [F] ARCL X
 (165) [E] A VIEW ALPHA
 R/S
 STOP6
 RCL10
 [E] HR
 (170) 270
 -
 TAN
 RCL08
 X
 (175) STOP4 (AH)
 RCL08
 [E] X²
 691 EX -10
 X
 (180) RCL14

+
 RCL15
 +
 [ALPHA] H SERIAL? [ALPHA]
 XEQ
 (185) [ALPHA] PROMPT [ALPHA]
 -
 CHS
 RCL05
 +
 (190) [ALPHA] Z b =
 [E] ARCL X
 [E] A VIEW ALPHA
 R/S
 STOP7
 (195) RCL16
 +
 Z
 ÷
 [ALPHA] PROMPT =
 200 [E] ARCL X
 [E] A VIEW ALPHA
 R/S
 [E] TAN
 GTO ..



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

TUNELES

**ING. ROBERTO SÁNCHEZ TREJO
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

SITUACIONES COMPLEJAS QUE SE PRESENTAN EN TUNELES VEHICULARES

C/CONSULTE/tunveh1

Por :Roberto Sánchez Trejo

Los túneles vehiculares en montaña, a diferencia de los túneles hidráulicos (agua potable, trasbase o generación), son túneles que rara vez superan un kilómetro de longitud y que con mucha frecuencia alcanzan sólo algunas centenas de metros. Sin duda, el trazo de un túnel en planta y en elevación depende del trazo del resto de la carretera y de sus características; con frecuencia el trazado del camino en que se ubican estos túneles es sinuoso, con curvas horizontales más o menos pronunciadas, curvas verticales y pendientes longitudinales variables.

Tradicionalmente, los túneles vehiculares han sido considerados como soluciones complejas y caras que sólo se adoptan cuando existen condiciones que los hacen muy atractivos o bien cuando están obligados por circunstancias especiales; entre éstas destacan: acortamientos importantes de una ruta, con suaves pendientes y curvaturas cómodas; eliminación de cortes de gran altura y solución a problemas importantes de uso del suelo en superficie.

Un aspecto adicional que distingue a los túneles vehiculares de otros, incluso de los túneles ferroviarios, se refiere al ancho de la excavación, cuyas dimensiones fluctúan entre 10 y 25 m, por lo que su sección transversal normalmente alcanza áreas de entre 80 y 150 m², las que en ocasiones resultan cercanas a los 200 m².

Por su naturaleza y por sus características propias ya mencionadas, los túneles vehiculares en montaña suelen presentar situaciones complejas que requieren de análisis elaborados y que plantean, en muchas ocasiones, la alternativa de un cambio en el trazo horizontal o en la rasante. Es frecuente en estos túneles que los principales problemas constructivos (y de diseño) se relacionen más con las obras de acceso y emportalamiento que con el túnel propiamente dicho.

En los párrafos siguientes se discuten algunas de las situaciones complejas que se consideran más comunes, de mayor importancia y trascendentes:

A.- El techo o recubrimiento del túnel resulta muy reducido y su construcción puede llegar a originar hundimientos e inestabilidades desde la superficie libre.

B.- La excavación del túnel, dentro de la montaña, se acerca demasiado a una ladera escarpada y pone en riesgo su seguridad.

C.- El emportalamiento o emboquillado del túnel requiere de un gran tajo que puede resultar inestable o tener un costo muy elevado.

D.- El trazo del túnel en curva obliga a un emportalamiento marcadamente asimétrico.

A.- Cuando el paso de un túnel a través de lomeríos suaves o prominencias topográficas menores trae consigo un espesor pequeño del techo casi constante, se plantea invariablemente la alternativa del tajo, sólo que, en muchas ocasiones, éste resulta inadmisibles sea porque afecta al paisaje, o al uso del suelo, o a la propiedad privada; en tal situación el proyecto para ser técnicamente viable requiere de investigaciones de campo cuidadosas, de análisis objetivos y profundos del comportamiento deformacional y, sobre todo, de métodos constructivos debidamente diseñados y ejecutados con esmero, así como de una vigilancia y un seguimiento adecuados durante el desarrollo de las obras.

En general, cuando se presenta la disyuntiva de decidir entre un tajo y un túnel, la solución que se adopta depende, en gran medida, de las experiencias de cada país o estado, de la disponibilidad de recursos económicos para la construcción y de los avances tecnológicos de que dispongan los proyectistas y los constructores. Un factor decisivo lo constituye el hecho de que la regla, según la cual el recubrimiento o techo de un túnel debiera ser por lo menos de dos veces la dimensión horizontal del mismo, ha perdido fuerza con los avances tecnológicos recientes en materia de obra subterránea; existen en operación un buen número de túneles carreteros con techos apenas mayores (y aun ligeramente menores) a un diámetro de la excavación.

No existe duda de que, en la casi totalidad de los casos, aparecerá que un corte o tajo de mediana altura resulta con un costo inicial menor que un túnel. Sin embargo, existen muchos argumentos que con frecuencia se ignoran y que pueden favorecer la decisión de construir un túnel. (Ref. 1).

La factibilidad técnica de un corte rara vez se pone en tela de juicio; los análisis de estabilidad de los taludes de un corte de altura moderada son sencillos si se comparan con los análisis de comportamiento tenso-deformacional de una excavación subterránea efectuada por etapas. Sin embargo, y a pesar de la

amplia experiencia que sin duda existe dentro de las empresas y organismos de proyecto y construcción de carreteras, los diseños de taludes no siempre resultan adecuados a la naturaleza del terreno y, ya sea en construcción o durante su operación, surge la necesidad de modificarlos: protegiéndolos o reforzándolos, o bien interrumpiendo el escarpio mediante bermas y, en casos extremos, utilizando muros complementarios de contrapeso, de protección o de contención.

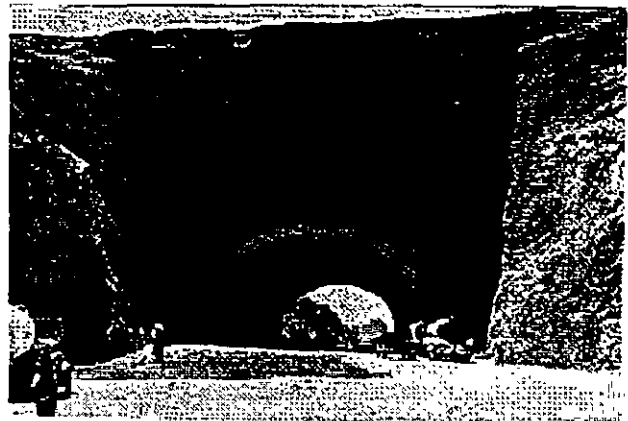
Por el contrario, la factibilidad técnica de un túnel en muchas ocasiones es motivo de acaloradas polémicas en las que participan vehementemente los enemigos acérrimos de las obras subterráneas, que casi siempre se identifican como los defensores del costo inicial más bajo posible, con el mínimo de dificultades técnicas.

La factibilidad de un túnel depende, primordialmente, del planteamiento ingenieril y del apoyo que proporcionen los estudios geológicos y geotécnicos de que se disponga. También depende de que se cuente oportunamente con un buen anteproyecto que tome en cuenta, además de la naturaleza del terreno, los procedimientos constructivos que harán más segura y económica la ejecución material del túnel.

El túnel obliga, por principio, a llevar a cabo estudios más cuidadosos de la geología y la geotécnica de los macizos que van a horadarse; por otro lado, propicia más y mejores análisis de comportamiento y, como consecuencia, puede conducir a mejores proyectos. En la actualidad ya no existe el grado de incertidumbre que se atribuía a los túneles, gracias a los avances en materia de exploración geológica y geofísica, a los métodos más confiables de que se dispone para los ensayos de campo y laboratorio, al desarrollo de nuevos procedimientos constructivos que llegan a ser adecuados a casi cualquier condición de terreno, al avance en los métodos numéricos de análisis de comportamiento y, en gran medida, al refinamiento y confiabilidad de los instrumentos y técnicas de medición del comportamiento deformacional durante la construcción.

Muchos túneles someros que los ingenieros no se hubieran atrevido a construir hace 30 años, en la actualidad ya no plantean grandes dificultades, si se aplican correcta y cuidadosamente las tecnologías modernas. Quizá, la mayor contribución para este cambio de mentalidad, lo representa el concepto de autoaporte y el uso racional de los sistemas de soporte-estabilización que se han desarrollado, en gran medida, gracias a la aplicación del concreto lanzado y los anclajes pasivos.

Un ejemplo de esta situación la encontramos en el túnel Los Querendes en la Autopista México-Acapulco. (Ref.2). En el tramo de Paso Morelos a Quetzalapa fue necesario interrumpir la excavación de un tajo de unos 200 m de longitud, con una profundidad máxima de unos 35 m, al descubrirse en la superficie de la loma, prácticamente sobre el eje de la carretera, un asentamiento arqueológico prehispánico, posiblemente de origen Olmeca, de un valor histórico incalculable. Esta circunstancia condujo a considerar la necesidad de construir un túnel somero, en condiciones que, en principio, se juzgaron desfavorables (ver Fotografías 1 y 2).



Fotografía 1



Fotografía 2

El túnel se encuentra localizado dentro de la provincia geológica llamada Cuenca de Morelos-Guerrero, la cual presenta como relieve característico lomeríos suaves originados por grandes abanicos aluviales entrelazados con sedimentos y efusiones volcánicas que rellenaron

s valles; estos valles están constituidos por conglomerados, calizas, arenas, limos y tobas.

La geología en la zona del túnel se apreció observando los cortes realizados por las obras avanzadas de la carretera y con algunos pozos desde la superficie; litológicamente el macizo está constituido por conglomerados compuestos por fragmentos redondeados de caliza en una matriz areno-arcillosa con cementante de carbonato de calcio; es decir, la roca del macizo se define en forma simplificada como un conglomerado calcáreo; la calidad del macizo se calificó de regular.

Dentro del macizo se identificaron 3 unidades geológicas con características propias cada una. A estas unidades les fueron asignadas propiedades de deformabilidad y resistencia de acuerdo a su naturaleza; esta definición de unidades permitió generar el modelo geomecánico (Figuras 1 y 2).

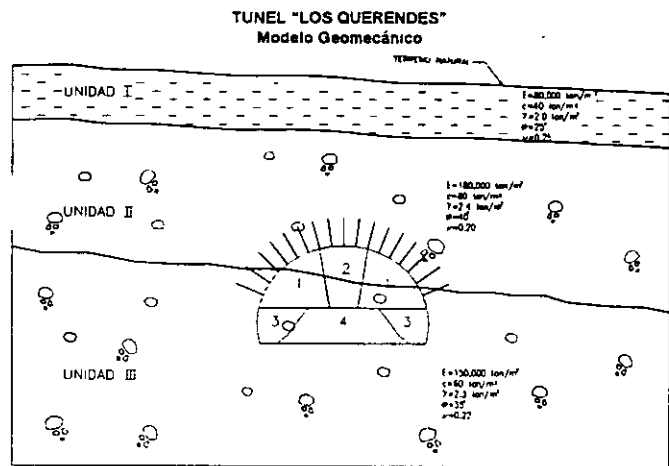


Figura 1

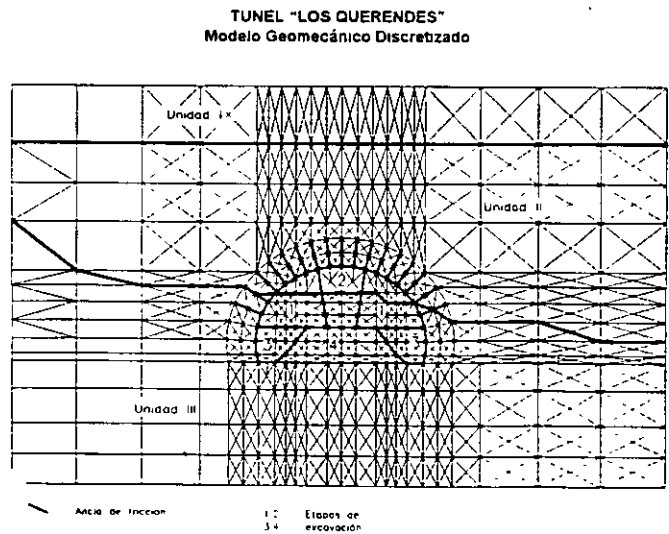


Figura 2

El análisis de esfuerzos y deformaciones para cada etapa de excavación y estabilización se llevó a cabo por medio de modelos matemáticos con elementos finitos. Se empleó el programa RHEO-STAUB con efectos de interacción terreno-estructura y comportamiento elasto-plástico del medio. Como estado inicial se utilizaron esfuerzos geostáticos con tres valores del coeficiente de esfuerzo horizontal (Figuras 3 y 4).

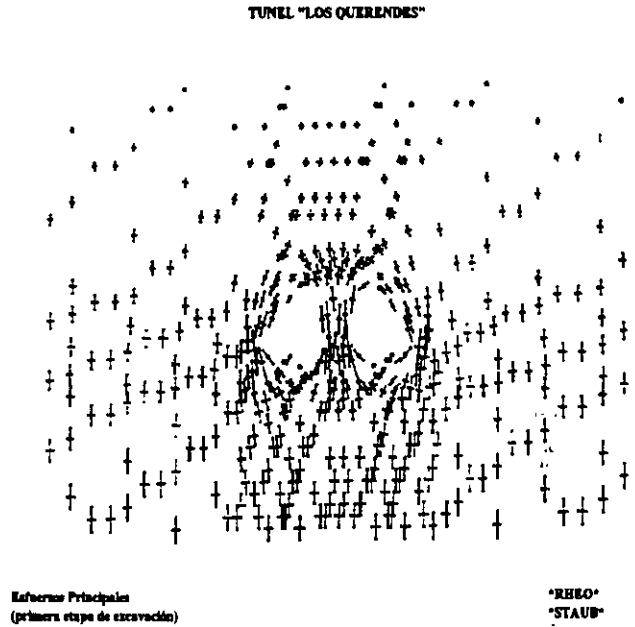


Figura 3

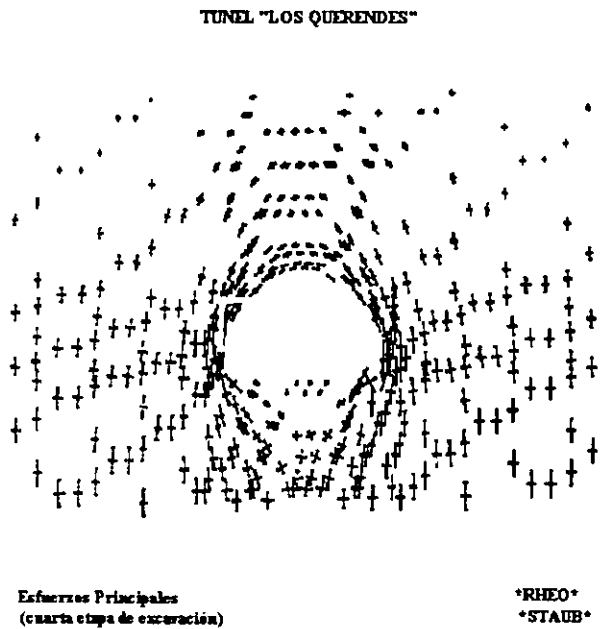


Figura 4

Durante la excavación del túnel se llevó a cabo un amplio programa de mediciones de comportamiento, tanto desde el interior de la misma como desde la superficie libre. Estas consistieron principalmente de : a) mediciones de convergencia, b) deformaciones en el interior del macizo según líneas radiales y c) deformaciones verticales (asentamientos) desde la

superficie (Figuras 5 y 6). Los resultados de estas mediciones permitieron, mediante análisis inverso (Back Analysis), ajustar los parámetros de diseño y adecuar el proyecto y los procedimientos constructivos.

TUNEL "LOS QUERENDES"

Comportamiento deformacional (desde el interior del túnel)

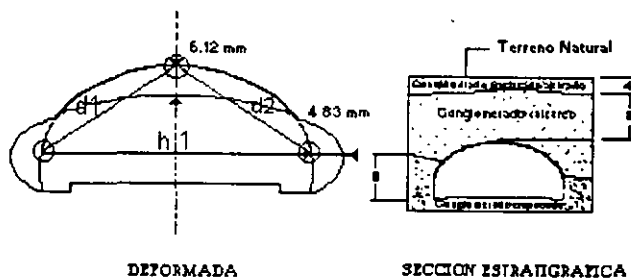
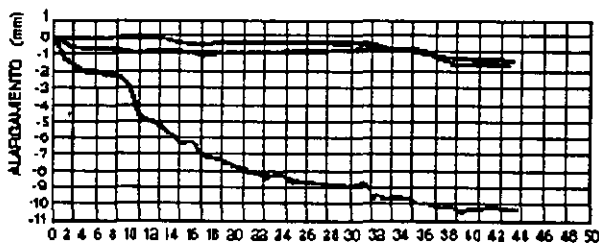


Figura 5

TUNEL "LOS QUERENDES"
Comportamiento Deformacional (en superficie libre)

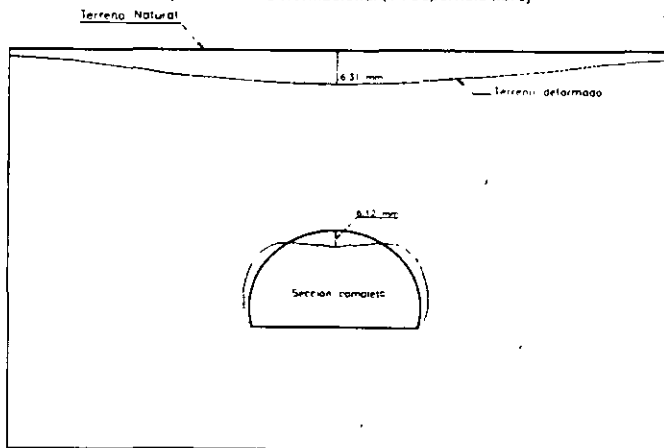


Figura 6

un túnel dentro de la montaña se aproxime demasiado a una ladera escarpada se presenta el riesgo de propiciar un derrumbe lateral de graves consecuencias. No es fácil el análisis de esta situación cuando ya no es posible modificar el trazo; tal análisis se vuelve determinante para diseñar un procedimiento de excavación adecuado.

Para el objeto se requiere, en primer término, definir un estado inicial de esfuerzos en el macizo rocoso que sea consistente y que esté fundamentado en las condiciones físicas y geométricas del macizo. Además, y de manera determinante, las características mecánicas de la roca deben ser cuidadosamente obtenidas o en su caso debidamente inferidas para ser congruentes y compatibles con la naturaleza del fenómeno. En este caso, más que en ningún otro, la anisotropía y el grado de decompresión de la roca juegan un papel importantísimo y son factores determinantes en los resultados de los análisis.

Las etapas de excavación deben ser analizadas a partir del estado inicial de esfuerzos para conocer su efecto en el medio y estimar la seguridad de la obra y, en su caso, estar en condiciones de proponer algunas medidas complementarias para lograrla.

Suele ocurrir que en la vecindad de la superficie libre de un macizo rocoso muy escarpado se presente un comportamiento anisótropo que siempre resulta difícil de analizar; no obstante que en la actualidad se cuenta con elementos de juicio y criterios de modelización y análisis numéricos que permiten acercarse al conocimiento de dicho comportamiento.

El siguiente ejemplo perteneciente al túnel La Boca ubicado en la carretera San José Raíces - Allende en el Estado de Nuevo León, ilustra de manera clara la situación descrita (Figuras 7 y 7').

TUNEL "LA BOCA"

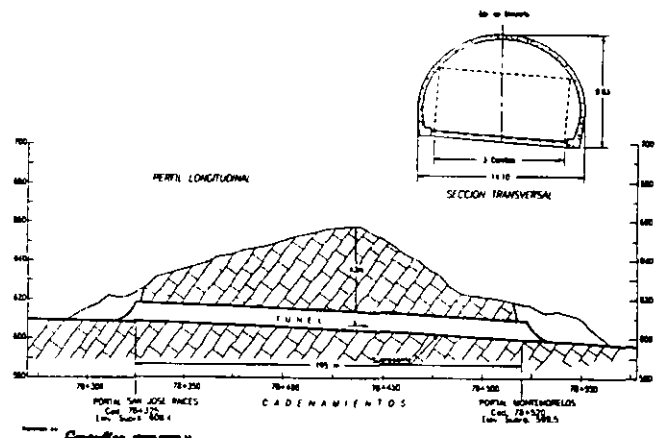
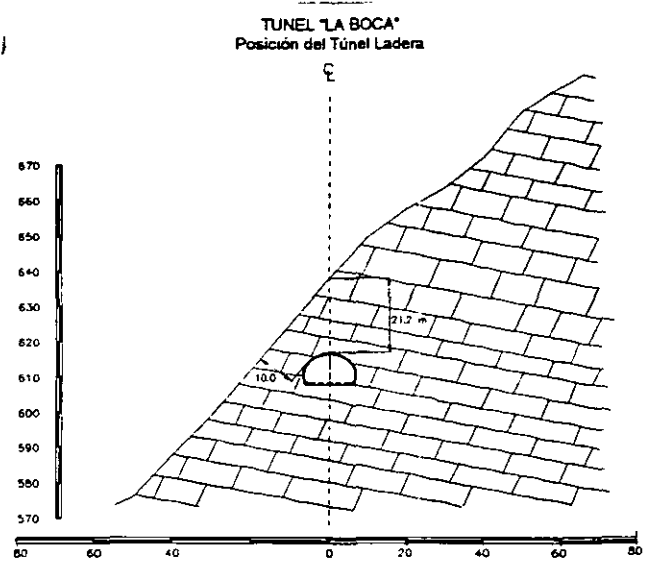


Figura 7

B.- Cuando el trazo de la carretera y las condiciones topográficas del terreno obligan a que la excavación de

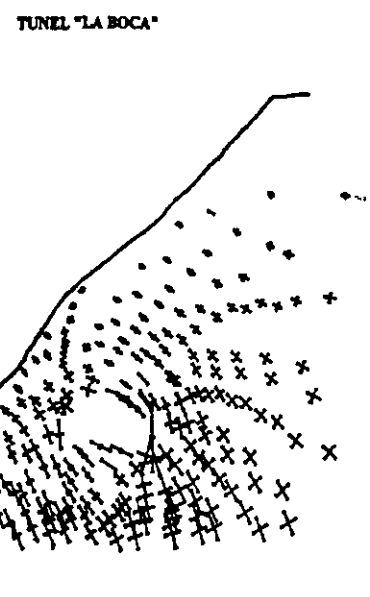


Elaborado por **Consulto** INGENIEROS ASOCIADOS, S.L.

Figura 7

Para el conocimiento de los esfuerzos que se generan en el medio, por efecto de la excavación por etapas, fue necesario establecer un estado inicial que hubo de adecuarse a las condiciones geomorfológicas de la ladera. Esto se logró a través de la superposición de otros estados básicos más simples.

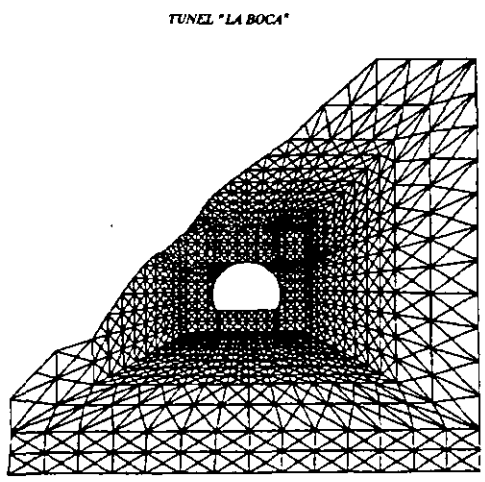
Para analizar las 2 etapas en que se planea construir el túnel y apreciar el debilitamiento (plastificación) de la roca vecina a la excavación, se utilizó un programa de computadora (STAUB). El análisis se llevó a cabo considerando la anisotropía del macizo rocoso según la dirección predominante de fracturas, así como de un grado considerable de decompresión que reduce las propiedades de resistencia de la roca y aumenta su deformabilidad (Figuras 8 a 14).



Esfuerzos Principales
(excavación de la media sección superior)

RHO
STAUB

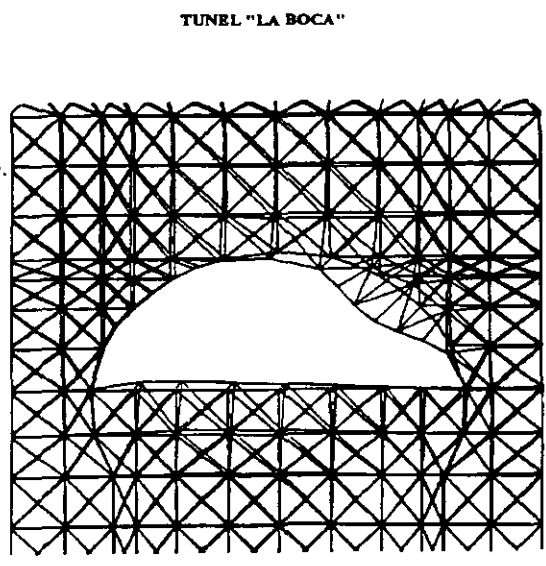
Figura 9



del La Boca
Malla de Análisis

RHO
STAUB

Figura 8

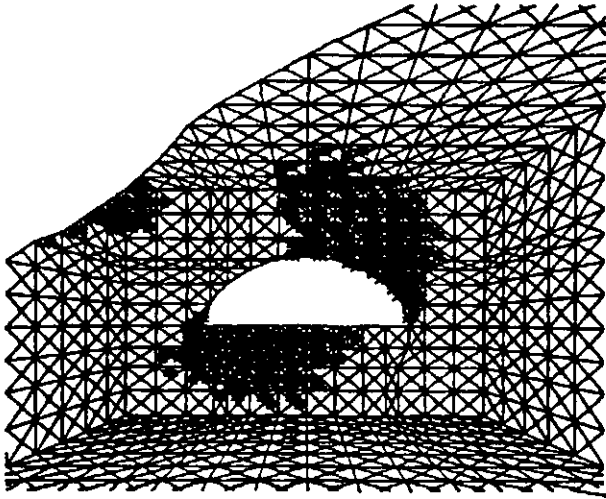


Malla Deformada
(al excavar media sección superior)

RHO
STAUB

Figura 10

TUNEL "LA BOCA"

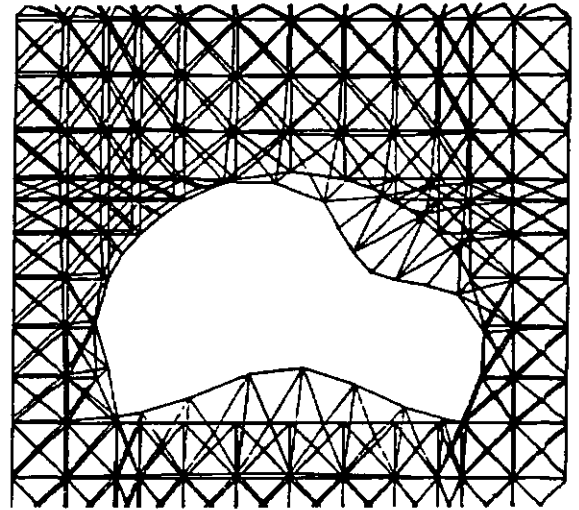


Elementos Plastificados
(al excavar la media seccion superior)

• RHEO •
• STAUB •

Figura 11

TUNEL "LA BOCA"



Malla Deformada
(al concluir la excavación de la sección completa)

• RHEO •
• STAUB •

Figura 13

TUNEL "LA BOCA"

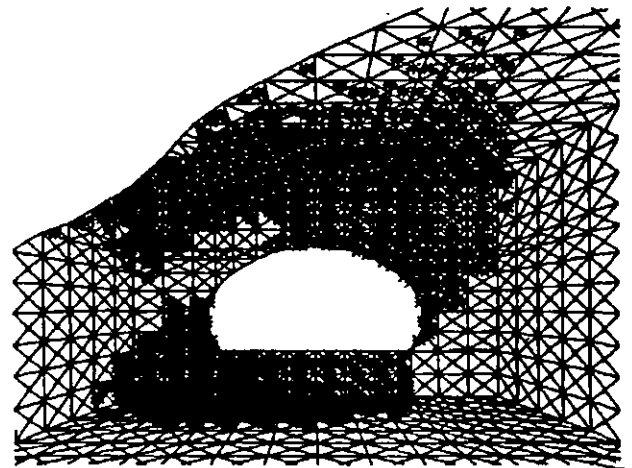


Esfuerzos Principales
(al concluir la excavación completa)

• RHEO •
• STAUB •

Figura 12

TUNEL "LA BOCA"



Elementos Plastificados
(al excavar la sección completa)

• RHEO •
• STAUB •

Figura 14

De los resultados de los análisis efectuados fue posible concluir que, a pesar de su cercanía con la superficie, la excavación puede resultar estable si se siguen con cuidado las etapas consideradas y si se refuerzan las superficies expuestas adecuadamente con concreto lanzado y anclas pasivas, en particular del lado donde ocurre el mayor debilitamiento.

Además, fue posible reafirmar que, en estos casos, es preferible evitar los riesgos de caídos laterales adecuando el trazo geométrico para obtener mayores recubrimientos; sin embargo, si estos recubrimientos menores son inevitables, resulta factible analizar sus efectos con buenos conocimientos de la mecánica del macizo y con medios avanzados de análisis numéricos. También puede resultar adecuado aplicar un reforzamiento durante la construcción e incluso proponer un reforzamiento previo desde la superficie antes del paso de la excavación.

C.- Cuando un gran corte o tajo para el acceso al portal del túnel llega a plantear serios problemas de construcción y algunos riesgos, se requiere estudiar cuidadosamente la estabilidad de los taludes y diseñar un procedimiento constructivo que garantice la seguridad, aunque ésta se logre a un costo elevado.

Una solución interesante (aunque también costosa) es la de un túnel falso que debe prolongarse hacia el exterior del macizo rocoso y, de esta forma, permitir el acceso al mismo con una cierta longitud protegida (Figura 15) (Fotografía 3).



Fotografía 3

Esta solución resulta atractiva cuando el trazo de la carretera choca frontalmente contra un macizo escarpado pero a su vez poco estable, en cuya superficie predominan materiales alterados, decomprimidos y depósitos de pie de talud. Un túnel falso sirve además de protección para el emportalamiento; es decir, su estructura (metálica, con precolados o de concreto colado in situ) permite emportalar en condiciones que, de otra forma, serían demasiado riesgosas (Fotografía 4).



Fotografía 4

Túnel Falso en un Corte de Gran Altura

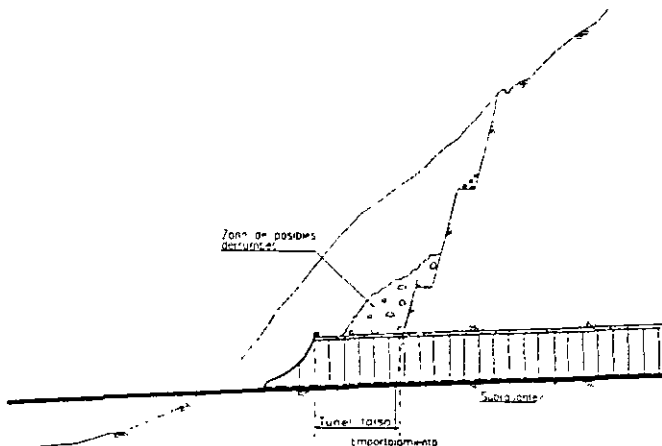


Figura 15

En algunos casos, los grandes cortes de acceso son el resultado de la poca tradición tunelera que prevalece en el medio. El túnel propiamente dicho se excava después de abiertos los tajos; en condiciones riesgosas resulta necesario adosar túneles falsos prolongados hasta una zona de seguridad donde los taludes tengan alturas moderadas y se presenten menores riesgos de inestabilidad.

En otros casos, habiéndose proyectado un gran corte para el paso de la carretera, se presentan problemas de inestabilidad en la construcción, que hacen que se decida el cambio a túnel en la parte central; aquí también resulta interesante la solución planteada en el párrafo anterior.

Otro caso interesante es el de un corte de gran longitud y de poca altura como acceso al túnel; este caso se presenta en terrenos de pendiente suave que se extienden al pie de una serranía; estos terrenos se asocian a grandes abanicos aluviales no cohesivos, sedimentos o efusiones volcánicas. En tales circunstancias el acceso al portal llega a resultar demasiado largo y "encañonado"; la situación suele resolverse con un túnel falso, también largo; el tajo abierto para alojar el túnel falso puede rellenarse posteriormente con objeto de restituir la conformación topográfica preexistente en la superficie. De esta forma se evita el problema de excavar un túnel largo, con poco recubrimiento alojado en terreno poco cohesivo y por tanto poco resistente (Figura 16) (Fotografía 5).

Túnel Falso en un Corte de Gran Longitud

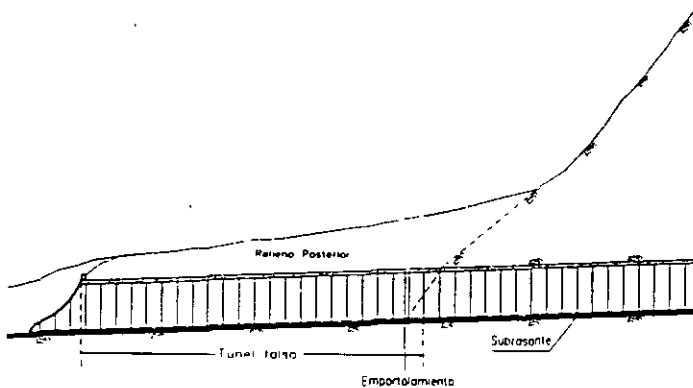
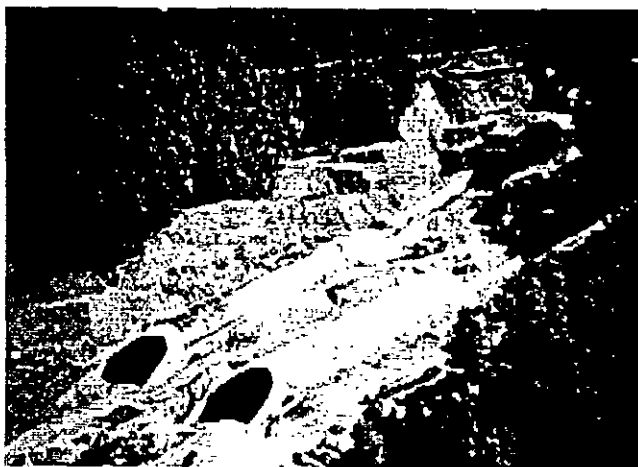


Figura 16



Fotografía 5

D.- Cuando el trazo de una carretera en zona montañosa sigue el camino "ladereando", con frecuencia resulta obligado un túnel, generalmente corto, para mantener las especificaciones de curvatura

admisible; casi siempre ocurre que este túnel proyecta y se construye en terreno poco adecuado, geotécnicamente hablando, y presenta un marcada asimetría en las obras de empoortamiento.

Los túneles en curva muy pegados a una ladera son realmente difíciles de estudiar y diseñar racionalmente y más difíciles de construir exitosamente; en ocasiones llegan a construirse "medios túneles" panorámicos e incluso "túneles" en voladizo.

Por lo que respecta al empoortamiento, como se dijo, éste resulta marcadamente asimétrico y suele requerir taludes altos con mucha pendiente en uno solo de los lados del portal. El talud frontal puede ser igualmente muy escarpado; ambos suelen requerir bermas para garantizar su estabilidad. La solución del túnel falso no parece tener ventajas.

Una de las formas de mejorar las obras de empoortamiento consiste en esviar el talud frontal, es decir, obligar a que su traza con el plano horizontal forme un ángulo razonable con la normal al eje del camino, de tal forma de lograr que los taludes laterales derecho e izquierdo no resulten tan diferentes en altura y que se reduzcan las dimensiones del talud del lado de la montaña. Como un ejemplo de esta situación referimos nuevamente al túnel La Boca en la carre. San José Raíces-Allende en el Estado de Nuevo León. Las figuras 17 y 18 ilustran en planta y en corte las soluciones adoptadas en uno de los portales. Se aprecia el esviamiento del plano frontal y la diferencia de alturas en los cortes izquierdo y derecho, que no resulta tan marcada por el esviamiento citado.

TUNEL "LA BOCA"
Planta de Acceso al Portal de Entrada

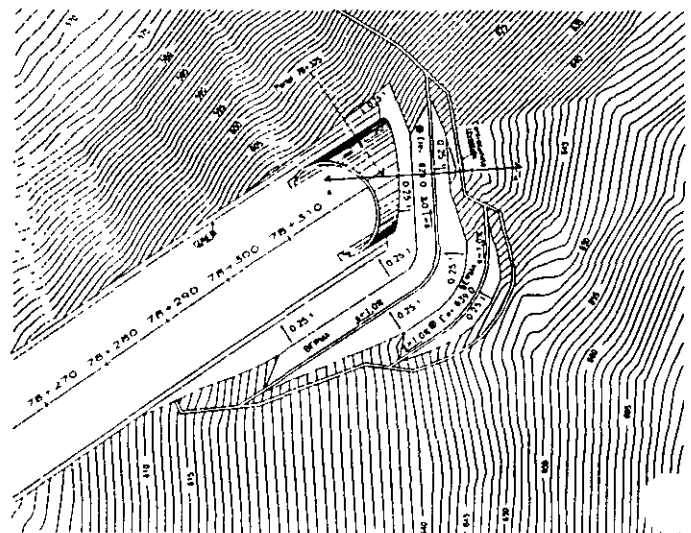


Figura 17

TUNEL "LA BOCA"
Sección en el Acceso al Portal de Entrada

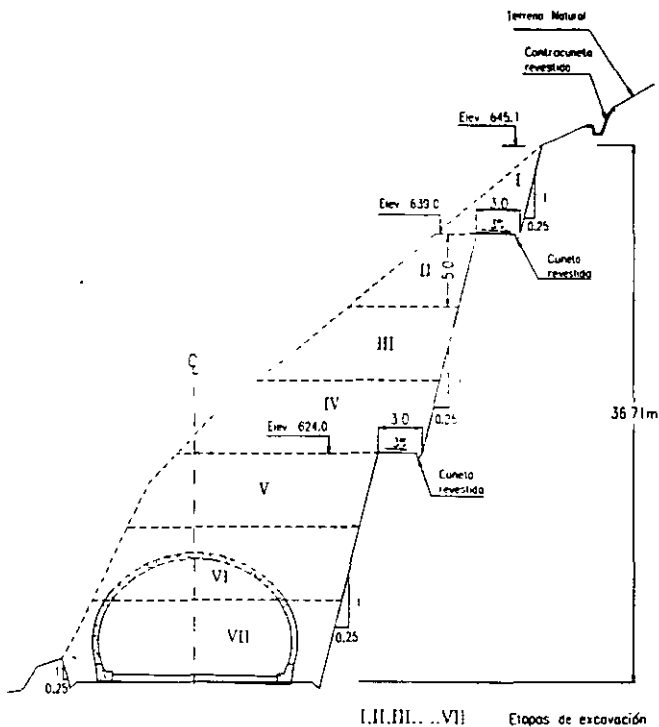


Figura 18

Como se dijo anteriormente, el túnel falso no presenta ventajas debido, entre otras razones, a que podría requerirse construirlo parcialmente sobre un terraplén, lo que no deja de tener inconvenientes. Por otra parte, estos túneles en curva con marcada asimetría en los portales, por razones naturales, se localizan en las puntas o "narices" de las montañas en donde normalmente la roca se encuentra más decomprimida y más fracturada, por lo que la estabilización de las excavaciones resulta compleja. El análisis de la excavación en estas condiciones constituye un verdadero reto; no obstante, es un hecho que existen túneles en estas condiciones, principalmente túneles ferroviarios.

RECONOCIMIENTOS

El autor agradece el apoyo que para elaborar este artículo recibió de los ingenieros Bulmaro Cabrera R. y Fernando Rico O. de la Dirección General de Carreteras Federales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Reconoce además los acertados consejos del ingeniero Guillermo Gil F., así como su amable revisión del manuscrito. Finalmente agradece a los Ingenieros Beatriz Valleján F., Alfredo Romero A. y Francisco Suárez F. por su apoyo en la preparación de los textos contenidos en este escrito, y al ingeniero Fermín A. Sánchez R. por la realización de

los análisis numéricos de las excavaciones aquí descritas.

REFERENCIAS

- 1) SÁNCHEZ TREJO, R. - "Túneles Someros en Autopistas". México, D.F., 1992. Publicación Interna, Consultec Ingenieros Asociados, S.C.
- 2) SÁNCHEZ R., FERMÍN A. - "Túnel Carretero Los Querendes. Su Proyecto y Construcción". Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México, D.F., 1994.
- 3) ROMANA GARCÍA, M. / SÁEZ RETANO LLANO, J. - "Impacto Ambiental de Obras de Túneles y Medidas Correctoras". Valencia, España, 1993.
- 4) SÁNCHEZ R., FERMÍN A. - "Los Túneles y el Medio Ambiente". México, D.F., 1995. Publicación Interna, Consultec Ingenieros Asociados, S.C.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

SOPORTE DEL TERRENO

**ING. ROBERTO SÁNCHEZ TREJO
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

NORTH AMERICAN ROCK MECHANICS SYMPOSIUM 1998
N A R M S 98

Cancún, Q.R., Junio 3, 1998.

SESION: "SOPORTE DEL TERRENO"
("Ground Support")

A. DEFINICIONES.

Soportar significa "recibir", "cargar", "sostener", "entibar", "apuntalar", "ademar", etc.; terreno "roca o suelo" en su estado natural en la corteza terrestre; en particular, el terreno que circunda, es decir, que envuelve una excavación (subterránea).

B. CUESTIONAMIENTOS.

1. ¿ Para que soportamos el terreno?; el terreno que circunda una excavación requiere ser estable, es decir, requiere que no ocurran desplazamientos, deformaciones, roturas, fracturas, caidos y demás fenómenos que indican inseguridad y generan riesgos y que, en última instancia, conducen a la inoperabilidad de la excavación para cumplir con los fines para los que fue concebida.

2.- En realidad, ¿en que casos soportamos el terreno?; al terreno, como tal, sólo lo soportamos cuando introducimos elementos que transmiten cargas de compresión de un lado a otro de la excavación, es decir, cuando lo apuntalamos, entibamos o troquelamos para evitar que la excavación se cierre, o para sostener bloques potencialmente inestables.

3.- ¿ De que otras formas evitamos que el terreno se desplace o caiga dentro de la excavación?; El terreno puede **soportarse**, pero también puede **estabilizarse** o puede **reforzarse** para evitar deformaciones, desprendimientos o caídos. Estabilizar al terreno que circunda una excavación subterránea significa proveerlo (al terreno) de medios externos que propicien (favorezcan) la estabilización "autógena". Reforzar el terreno significa agregarle elementos para que éste (el terreno) desarrolle mayor capacidad para resistir las fuerzas que en él actúan y que tienden a deformarlo.

4.- ¿ Qué diferencia hay entonces entre estabilizar y reforzar?; básicamente son acciones similares y con efectos parecidos. Cuando estabilizamos una excavación actuamos por medios artificiales (concreto lanzado, inyecciones, presfuerzo, congelamiento, etc.) que de alguna forma modifican las propiedades o el estado del terreno, es decir, aumentan su cohesión, su ángulo de rozamiento, modifican el estado tensional (presfuerzo) y sellan las fracturas y juntas existentes; mientras que reforzar significa agregar al terreno elementos resistentes normalmente barras de acero de refuerzo inyectadas, concreto lanzado y otros elementos que no modifican las propiedades y el estado del terreno y que sólo actúan cuando el macizo que circunda la excavación tiende a deformarse.

5.- ¿ Como decidimos que acción debemos tomar en una excavación subterránea?; existen notables diferencias entre excavaciones estables "per se" y aquellas que requieren medios de soporte, estabilización o reforzamiento más o menos sofisticados. En las primeras, la naturaleza de la roca, su estado tensional, sus propiedades mecánicas, las dimensiones de la horadación y las condiciones

medioambientales, pueden indicar que tal excavación no requiere de ningún elemento ajeno para mantener su geometría y un estado de equilibrio, el que normalmente se adquiere en un corto plazo. En cambio, en otras excavaciones estos mismos factores se manifiestan con deformaciones e inestabilidades, contra las que el ingeniero debe luchar para mantenerlas en operación. La experiencia del constructor, del diseñador y de los ingenieros de obra, así como su criterio, les permitirán decidir sobre las medidas de soporte, estabilización o reforzamiento que deban implementarse. Esta decisión resulta sumamente compleja y requiere de toda una serie de consideraciones que intentamos delinear de forma sucinta y limitada en párrafos subsecuentes.

C.- CONSIDERACIONES.

La diferenciación conceptual entre soporte, estabilización y reforzamiento del terreno que circunda una excavación subterránea, debe ayudar a encontrar la mejor decisión que habrá de tomarse en cada caso, evitando errores básicos; así por ejemplo, no resultaría práctico pensar en sistemas de soporte tradicionales (estructuras metálicas, de madera o de concreto) en casos de excavaciones de gran claro o en las que, sin ser necesariamente de grandes dimensiones, por la naturaleza de la roca, se presentan superficies expuestas irregulares y/o con bordes y esquinas que forman salientes resilientes. Por el contrario, en el caso de excavaciones de pequeñas dimensiones (minería) o excavadas con TBM en roca poco fracturada, generalmente resulta adecuado el uso de marcos o cerchas de acero o de madera o endovelados que permiten un entibado o ademado razonablemente satisfactorio.

En la práctica se presentan multitud de situaciones que habrán de resolverse de forma particular; la decisión muchas veces se ve influida por la tradición que prevalece en el medio de la construcción;

esta tradición con frecuencia impone soluciones inadecuadas; por ejemplo, la obligatoriedad de colocar marcos metálicos en excavaciones que pretenden tener formas geométricas regulares pero que en realidad están formadas por planos irregularmente distribuidos y por rocas fragmentadas; o bien, en secciones que resultan sobre-excavadas de forma muy considerable. Seguramente, en varios de estos casos sería mejor solución mantener la excavación en equilibrio y sin riesgos, empleando algunos de los métodos de estabilización o de reforzamiento conocidos.

Un primer cuestionamiento que debe hacerse el ingeniero es si las condiciones de la excavación (dimensiones, propiedades, naturaleza, medio, etc.) permiten anticipar una excavación autoportante (y por cuanto tiempo) o, no siendo éste el caso, si es posible modificar las condiciones para alcanzar el "autoporte" mediante medidas de estabilización o de reforzamiento.

Una discrepancia de juicios que se ha generado alrededor de los conceptos de estabilización y reforzamiento, es si el macizo rocoso alrededor de una excavación subterránea desarrolla de forma autógena su propia resistencia o si bien este desarrollo de la resistencia del macizo tiene que ser promovido (activado) por las acciones del constructor; dicho de otra forma, si por ejemplo la redistribución de esfuerzos, el efecto de arqueo y otros fenómenos, se generan espontáneamente o si debe ser el constructor el que los impulse con sus acciones en la obra.

Esta reflexión nos conduce de forma natural a remover e introducimos en los principios del Nuevo Método Austriaco de Tünelo. En estricto rigor nos estamos cuestionando si el NATM es un método constructivo o simplemente una filosofía conceptual que ha servido de base para que se desarrollen a su alrededor nuevas y variadas tecnologías de construcción de túneles.

Este tema ha sido muy discutido recientemente y hasta ahora sólo ha quedado en claro que existen un sinnúmero de métodos de tñnelo con diferentes criterios de soporte-sostenimiento y que más que etiquetarlos y aplicarlos al pié de la letra, debiéramos hacer un uso racional de sus partes cuando éstas sean aplicables a nuestros casos, para lo cual, previamente, habremos de entender y aceptar los conceptos involucrados.

Un compromiso adicional que suelen afrontar tanto el diseñador como el constructor, al decidir acerca de las medidas de soporte, estabilización o reforzamiento que deben implementarse en cada caso, es el de discernir si es deseable evitar que el terreno se deforme hacia el interior de la oquedad o si bien estas deformaciones (convergencias) alteran favorablemente la distribución de los esfuerzos alrededor de la excavación y mejoran las condiciones de equilibrio de la misma, por lo que en vez de luchar contra de ellas debería favorecérselas. Es más, se plantea el problema de cómo deben controlarse (en el sentido estricto de la palabra) estas deformaciones; obviamente, éllas deberán medirse y ajustarse a valores preestablecidos; por ejemplo, mediante elementos de soporte cedentes.

D. CLASIFICACIONES

Aún cuando no hay criterios unificados respecto a la clasificación de los sistemas de soporte, algunos autores como Brady y Brown (1994) distinguen entre “Soporte Activo”, aquel instalado en el interior de la masa de roca, y “Soporte Pasivo”, el soporte externo que es instalado en el perímetro de la excavación. Esta clasificación no es en nuestra opinión conceptualmente correcta; además, la encontramos limitada ya que de hecho no distingue entre estabilización y refuerzo. Otros autores como Indraratna y Kaiser (1987) consideran “Soporte Activo” a aquel que puede sustituirse por fuerzas externas a la masa de roca y que por lo tanto incrementa el confinamiento de la roca y “Soporte Pasivo” a aquel que podría generar mejoras en la resistencia de la masa de roca, incrementando su cohesión. Esta clasificación tampoco resulta completa tomando en cuenta que omite la consideración del soporte tradicional de estructuras en la periferia de la excavación.

Con objeto de superar estas limitaciones y de cubrir en su totalidad las funciones del soporte, proponemos una clasificación en 3 categorías:

- Categoría 1.- Soporte Convencional o Estructural
(anillos, cerchas, costillas, marcos, dovelas, etc.)
- Categoría 2.- Sostenimiento (o Soporte) Inducido por Estabilización
(inyectado, congelación, anclas tensionadas, concreto lanzado)
- Categoría 3.- Sostenimiento (o Soporte) Pasivo o por Reforzamiento de la Masa
(barras adheridas, concreto lanzado)

El concreto lanzado como método o sistema de sostenimiento, por sí solo, merece un capítulo aparte; no obstante es tanto lo que se ha escrito al respecto que sólo nos concretaremos a conceptualizarlo como un sistema de sostenimiento (por efecto de estabilización y reforzamiento) que pertenece, sin duda, simultáneamente a las Categorías 2 y 3 y de ninguna forma a la Categoría 1 como se le ha querido etiquetar equivocadamente.

Esta reflexión viene al caso porque frecuentemente se incurre en el error conceptual de considerar a una cáscara de geometría irregular de concreto lanzado como una “estructura que soporta y transmite cargas”; incluso, en el colmo de la concepción errónea, se le provee de zapatas para que transmita al terreno de cimentación “las cargas que soporta estructuralmente. Aún más en algunas recomendaciones escritas de obras subterráneas se llega a decir que esta cáscara “estructural” de concreto lanzado debe construirse de abajo hacia arriba para cerrar en la clave de tal forma que funcione como un arco estructural.

La falsedad de estos conceptos es tan obvia que resulta inútil discutirla; por el contrario es más importante enfatizar que el verdadero efecto del concreto lanzado como elemento de soporte o sostenimiento de una excavación subterránea consiste en sus acciones de reforzamiento de la roca en su periferia expuesta y de estabilización de la masa al inducir mejoras en las propiedades del terreno como resultado del sellado de juntas, fracturas, oquedades y otras irregularidades expuestas en la superficie; además de que inhibe considerablemente los efectos detrimentales de la meteorización del terreno en la superficie expuesta.

E. EL REVESTIMIENTO COMO SOPORTE

El revestimiento en muchos casos tiene la función de un soporte definitivo mientras que en otros, su función es únicamente la de un recubrimiento que da forma, protege y favorece el movimiento en su interior de fluidos y otros objetos.

Existen situaciones en que el revestimiento se coloca dentro de la excavación siguiendo prácticamente el avance de ésta y actúa como un verdadero soporte; ejemplo: los endovelados en túneles circulares que tienen capacidad para soportar todas las fuerzas externas de presión de roca o presiones hidrostáticas.

En otros casos, que suelen ser frecuentes en obras civiles, la excavación, por sus dimensiones y por la naturaleza de la roca, no es estable ni existen al alcance del constructor los medios de soporte, estabilización o reforzamiento adecuados y económicamente atractivos. En esas ocasiones se recurre al revestimiento inmediato de la excavación como parte del procedimiento de avance. En grandes excavaciones en roca de mala calidad se utiliza un método de excavación-soporte en múltiples fases en donde el concreto armado colado en el lugar juega un papel predominante como soporte definitivo. En otros casos de excavación mecanizada en terreno deformable o poco estable, el avance de una máquina tuneladora, con o sin escudo, va seguido de un endovelado de anillos cerrados que soporta (estrictamente hablando) la excavación y que en muchas ocasiones tiene funciones de revestimiento definitivo.

F. METODOS DE DISEÑO

Existen métodos empíricos, métodos analíticos y métodos indirectos para el diseño del soporte de excavaciones subterráneas. En la práctica profesional, ni unos ni otros substituyen la experiencia que llega a adquirir el ingeniero con sensibilidad y que ha vivido intensamente las obras subterráneas, preocupado por entender y aplicar las tecnologías a su alcance.

Los métodos empíricos de diseño, basados en métodos de clasificación geomecánica, por una parte, prescriben la carga en un soporte y, de otra forma, proponen una serie de soluciones de soporte para una cierta excavación en una determinada masa de roca.

Los métodos analíticos están restringidos a casos muy simples como el de excavaciones circulares; hay sin embargo métodos analíticos más elaborados que involucran un comportamiento elasto plástico de los elementos estructurales de soporte y una ley constitutiva del terreno y con sus parámetros de resistencia y deformabilidad.

Con los métodos indirectos se ha pretendido disminuir la dependencia de algunos parámetros de la masa de roca que no pueden obtenerse mediante ensayos de laboratorio o "in situ" principalmente por efectos de escala. Para aplicarlos (los métodos indirectos) se requieren clasificaciones geomecánicas simplificadas -obtenidas de correlaciones basadas en casos históricos. Con los parámetros relacionados con las características de la masa de roca y las cargas externas así como con las características geométricas de la excavación se forma el Input con el que se alimentan los modelos de diseño que predicen soluciones del soporte.

Generalmente los parámetros de la masa de roca se obtienen a través del GSI (Geological Strength Index) (Índice de Resistencia Geológica) que viene a ser un método de clasificación geomecánica modificado que se basa en RMR (Bieniawski) y el Índice Q (Barton).

Para el empleo de los métodos indirectos es imprescindible, una vez conocidos los parámetros y las cargas, aplicar métodos numéricos (FEM, DEM, FDM) de análisis, los que además permiten llevar a cabo análisis paramétricos que sensibilizan notablemente al diseñador.

El diseño de soportes consiste en definir parámetros de la masa de roca por cualquier método (directo o indirecto) y analizar la estructura de soporte interactuando con el medio suponiendo diferentes condiciones de intercara. Esta interacción puede ser puntual o continua y según el caso puede tener restricciones, tales como no-tensión o no-fricción. El análisis se lleva a cabo por métodos numéricos y el diseño de los elementos estructurales propuestos se realiza revisando, con los elementos mecánicos disponibles, la capacidad de las estructuras propuestas para resistirlos.

Los sistemas de sostenimiento por estabilización o por reforzamiento son también sujetos de análisis y "diseño"; en los primeros, los cambios que se inducirán en el medio, tanto en las propiedades de la roca como en su estado de esfuerzos, son tomados en cuenta en los análisis numéricos con los métodos conocidos (normalmente FEM).

Posiblemente los análisis mas complejos se realizan cuando se investiga el comportamiento de excavaciones subterráneas en la que se utilizarán sistemas de reforzamiento de la roca; la modelización de los pernos (anclas) cortos inyectados y la de una capa delgada de concreto lanzado no son temas fáciles, particularmente si se aplican a rocas diaclasadas y fracturadas. Aún más, el análisis se complica si se toma en cuenta el efecto tridimensional de estas medidas de reforzamiento así como la distribución también tridimensional de las discontinuidades del macizo rocoso.

JUNIO DE 1998.

ELABORADO POR ROBERTO SANCHEZ TREJO



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

“LOS QUERENDES” HIGHWAY TUNNEL

**ING. ROBERTO SÁNCHEZ TREJO
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

75 Grupo
Tribasa



Consultec
INGENIEROS ASOCIADOS, S.C.

“LOS QUERENDES” HIGHWAY TUNNEL

MEXICO'S LARGEST CROSS-SECTIONAL AREA TUNNEL



México City, February 1998

“LOS QUERENDES” HIGHWAY TUNNEL MEXICO’S LARGEST CROSS-SECTIONAL AREA TUNNEL

The new toll highway from Cuernavaca to Acapulco was built with modern specifications between 1991 and 1993 and required several important structures such as bridges, viaducts and tunnels. A peculiar problem was the design and construction of Los Querendes Tunnel located some 230 km south of Mexico City.

The 196 m² cross section of Los Querendes Tunnel represents, no doubt, the largest underground excavation ever performed in this country for a passing through tunnel. Besides, this tunnel also bears the national record in span (24 m) and in the smallest overburden/span ratio (0.6 - 1.2).

Originally at the stage of design and the beginning of construction this tunnel was not envisaged at all; a relatively medium size cut at the site would house the two bodies, two lanes each, which run parallel and in most of its length side by side.

Therefore when the construction was interrupted due to the declaration of an archaeological site resting a few meters above grade, orders were given to either change the horizontal alignment to avoid damaging this cultural center or build a tunnel underpassing the area.

Modifying the horizontal alignment would have originated building more than 800 m of new cuts and embankments and abandoning a good part of the construction so far executed. Building a tunnel was definitively a challenge since the four lanes plus sidewalks, division barrier and shoulders required an unusually large excavation close to 25 m wide by about 12 m in height. To complicate this situation the overburden at the portals was of only 15-18 m and no more than 28-30 m at the middle of the stretch.

When the decision to build a tunnel was taken, many skeptic voices claimed the impossibility of succeeding in such a goal. However, more optimistic and deeply involved in tunnel design and construction engineers assumed the responsibility and supported the feasibility of its construction with only a small calculated risk.

The tunnel resulted in about 100 m in length, shorter than it would have been desirable in order to rescue the full archaeological zone; this was due to the fact that the decision was taken “on the road” and was delayed after certain hesitations; besides, contractors were not advised opportunely of the importance of the site and pushed the advance in the cut as much as they could.



Archaeological Zone

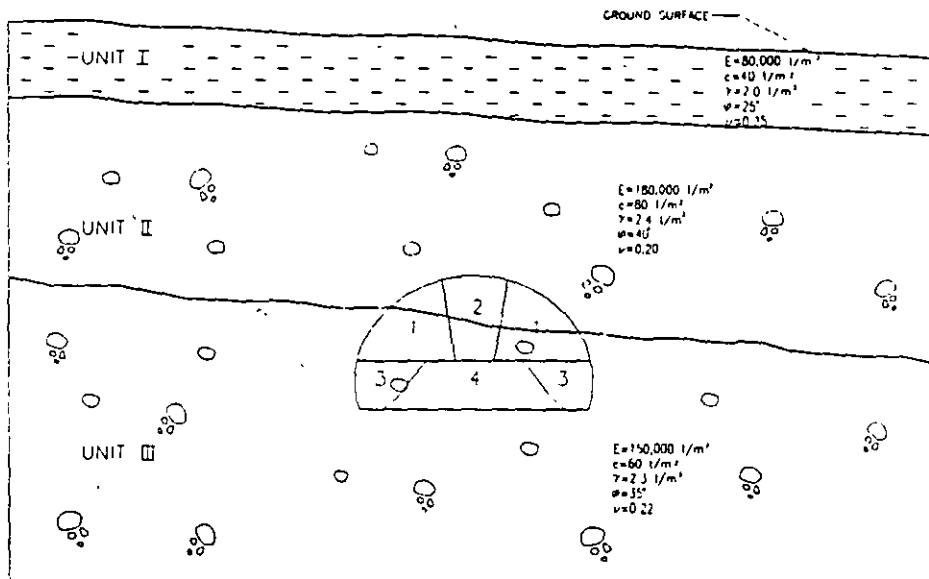
SITE INVESTIGATION

Site investigation prior to analysis and design was a relatively simple matter in view of the shallow condition of the tunnel and the abundance of open cuts in the vicinity which allowed the direct observation of the lithology and stratigraphy at both entrances of the short underground excavation to be performed. Samples were also easily obtained with no necessity of drilling holes or excavating open pits.

Geology consisted in units of calcareous conglomerates of the regionally well known Balsas Formation, differing only in the cementitious degree and in some of its components; from a geotechnical point of view the only differences among units were in strength and deformability.

MECHANICAL PROPERTIES

Several tests were performed to define the mechanical properties of the rock formation and were supported with geophysics and site observations; thus the mechanical properties assigned to each one of the three units identified were:



Geomechanical Model

	$E \text{ (t/m}^2\text{)}$	$c \text{ (t/m}^2\text{)}$	ϕ	Unit Weight $\text{(t/m}^3\text{)}$	Poisson's Ratio
UNIT I	80,000	40	25°	2.0	0.25
UNIT II	180,000	80	40°	2.4	0.20
UNIT III	150,000	60	35°	2.3	0.22

ANALYSIS

The Finite Element Method (FEM) for analyzing the probable behaviour of the excavation and defining the most adequate sequence for the construction stages was selected as the most advanced and reliable tool at hand. ETH Zurich's RHEO STAUB program, well known in tunneling engineering, was employed for this analysis.

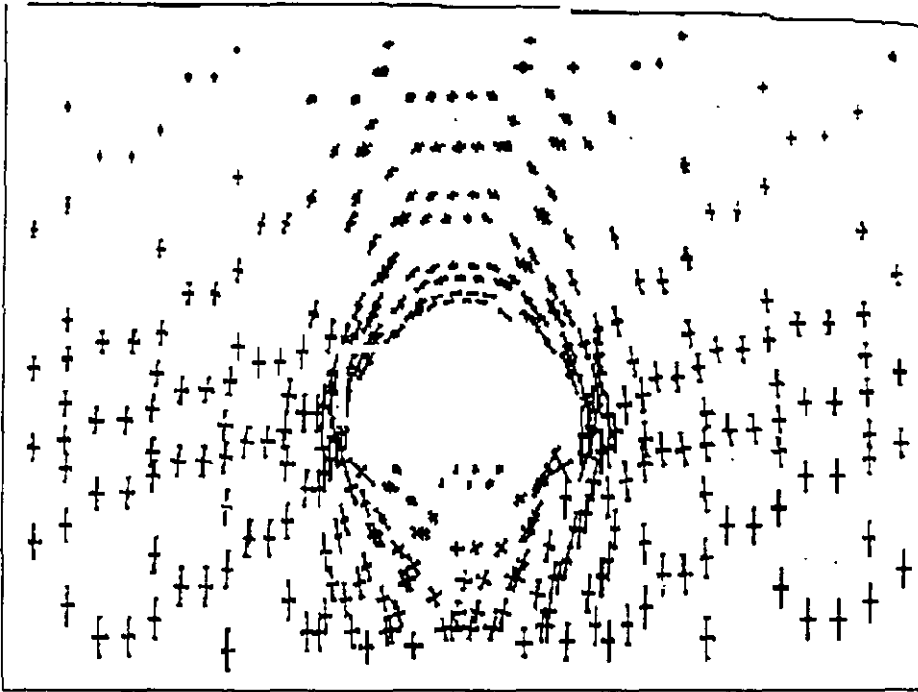
The large dimensions of the tunnel obliged to consider at least four excavation stages; the sequence selected was: two simultaneous side tunnels (slashes) and one center heading for the upper half-section; one center and two lateral benches. The deformational behavior step by step for each stage was determined from a mathematical model which took into consideration the free border at the surface, close enough to the excavation as to have a considerable effect.

Considering the shallowness of the excavation and the sedimentary nature of the rock formation with no evidence of tectonism, only geostatic vertical stresses with three values of k_0 for horizontal stresses were assumed for the initial state. Displacements, stresses and plastified elements in the vicinity of the excavation, involving the ground surface, were determined through FEM analysis for each stage of construction. Modeling the thin layer of shotcrete in the internal free surface presented difficulties; however, the introduction of passive steel bars (anchors) was properly simulated in the mathematical model.

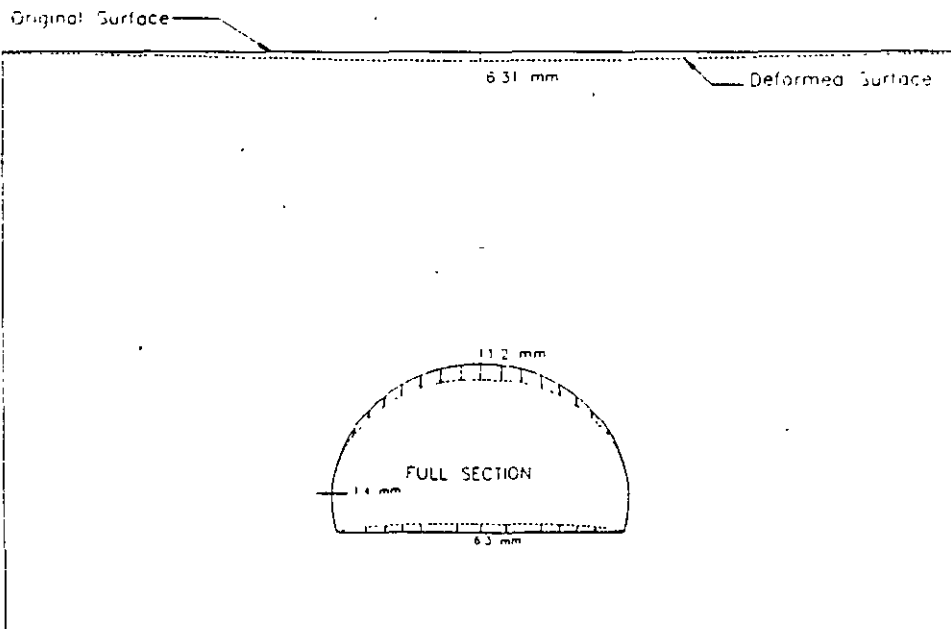
It was evident from the analysis that only small settlements would occur at the free surface; excavation would be stable at each stage; the extension of the plastic zones would generate time dependent displacements which would have a clear tendency to stabilization in a short term.

The analysis also proved that passive steel bolts (rock reinforcement), selected on the assumption that the rock could be confined so that it will become a part of the structure supporting the opening, would have a considerable influence in diminishing deformations and would contribute considerably to stabilization. Furthermore, the analysis allowed to foresee that benching was not in any manner a critical activity and that only the upper arch would require shotcreting and bolting.

10 kg/cm²



Stress Path upon Completion of Excavation



Computed Displacements upon Completion of Excavation

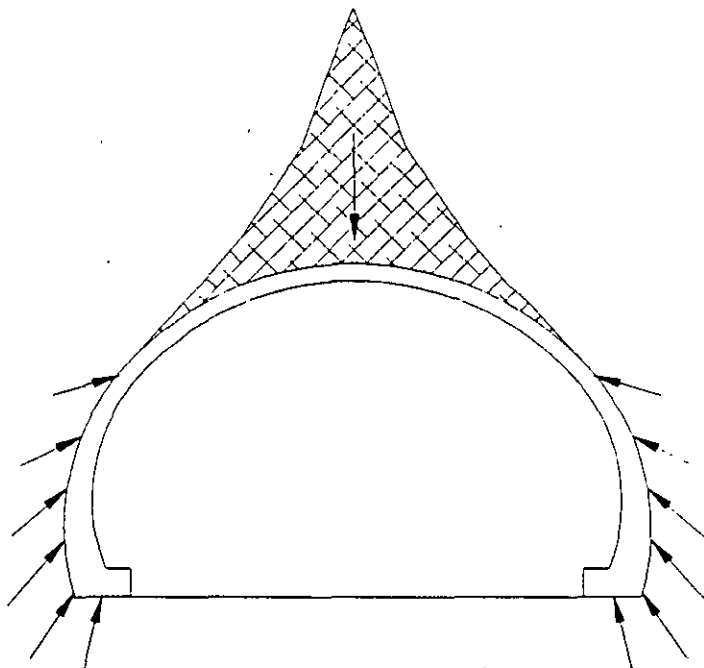
DESIGN

Design was confined only to the final lining. The analysis of such structure was carried out by assuming the thicknesses and the geometry besides the knowledge of concrete strength and deformability. Idealization for numerical computation was done with an equivalent truss with the proper stiffness. Interaction with surrounding rock played an important role.

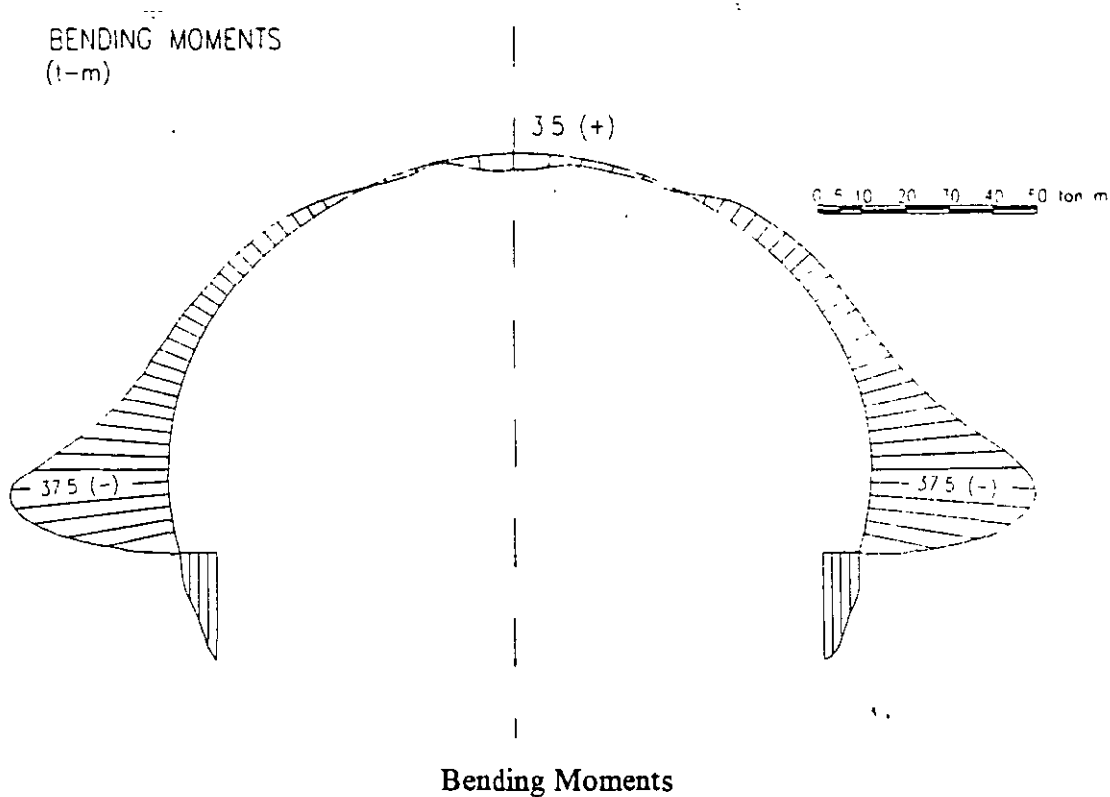
Only long-term vertical external loads were assumed acting in a segment of the extrados arch generating passive reactions in the rest of the structure.

Mechanical elements, e.g. bending moments, shear and normal forces, were determined and a conventional design was carried out varying the amount of reinforcement along and across the tunnel lining.

Interaction of lining with surrounding rock resulted in small reactions at the base of the structure thus requiring a reduced foundation area.



Loosening Loads and Passive Forces in Lining



CONSTRUCTION

Tunnel excavation was initiated with the opening of two portals which presented no particular difficulties. To move forward with this activity, a curved concrete beam was poured at each portal in a slot carved in the rock at the frontal face in order to avoid local falling of rock fragments at the initial advances.

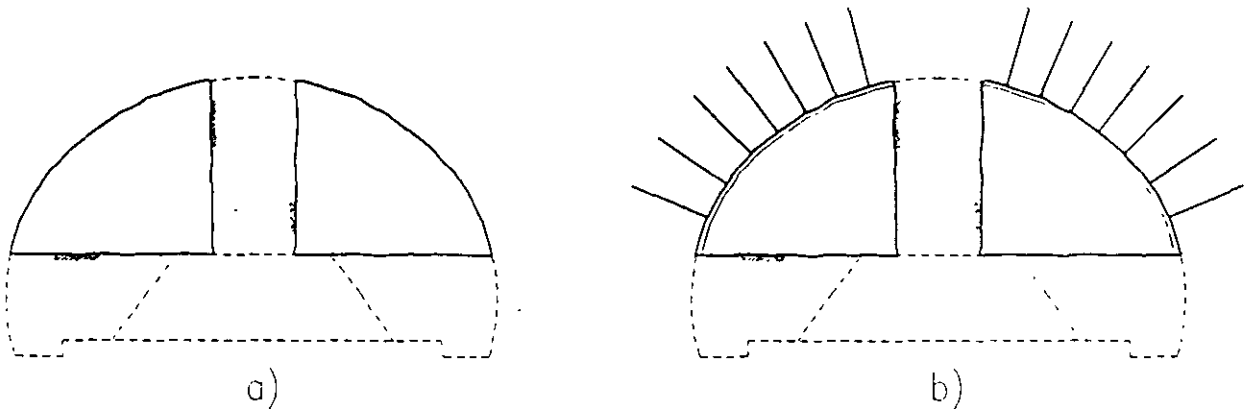
The upper half-section was excavated by means of two side tunnels separated by a central pillar. These excavations were allowed to advance some 20 m before the removal of the pillar started. The exposed arched surfaces at both sides were properly shotcreted and bolted immediately after each progress.

When the pillar was removed in short progresses, maintaining a proper distance to the lateral tunnels faces, shotcrete and bolts were also placed in the arch crown, producing a continuous shell duly anchored to ground. Excavation for both of the side tunnels and the pillar was performed mostly by means of hydraulic hammers and pneumatic drills and a few low-charged blasting holes. This procedure was selected primarily considering the small cover and the objective for which the tunnel was constructed. Furthermore, the moderate weakness of the rock made breakage through hammer impact possible.

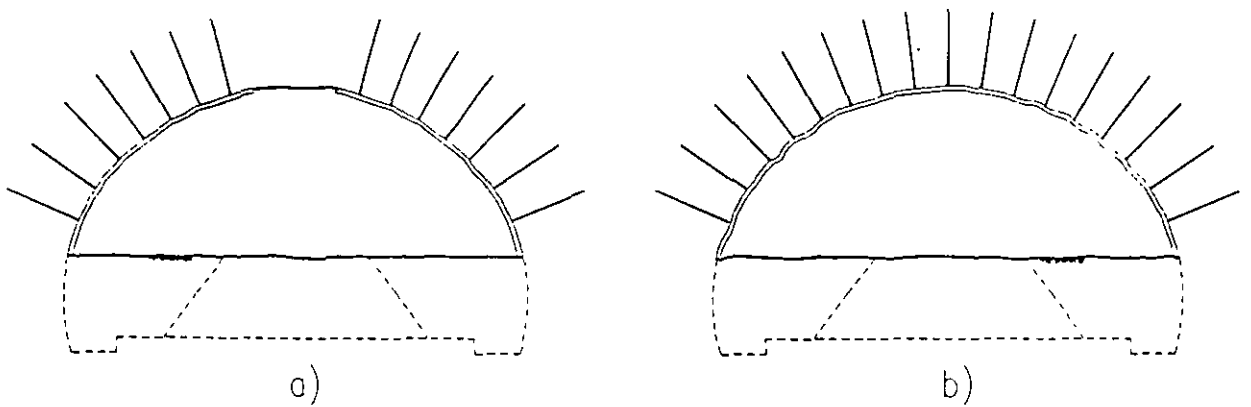
On the other hand, benching was performed by means of drilling and blasting except for the extreme lateral excavations and the final trimming. Neither shotcrete nor anchor bolts were considered necessary for the lateral bench walls. It resulted evident, both from direct observations and from field measurements, that stabilization was achieved in a short term and that the selected sequence and "support" measures were most adequate.

Total excavation was completed in approximately 12 weeks, that is, some 4.5 m per week per heading. This average progress certainly appears small unless one takes in consideration the size of the cross section and the prevailing necessity to impose extreme precautions for advancing.

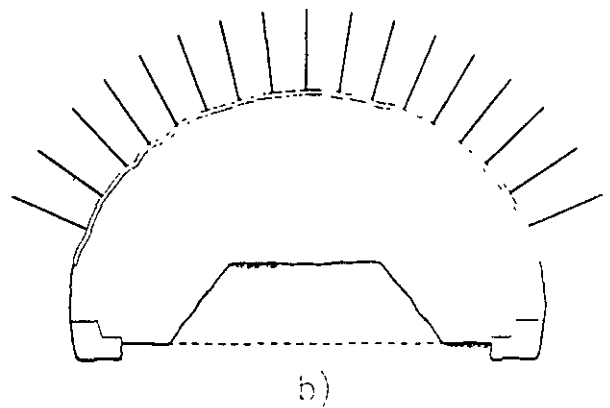
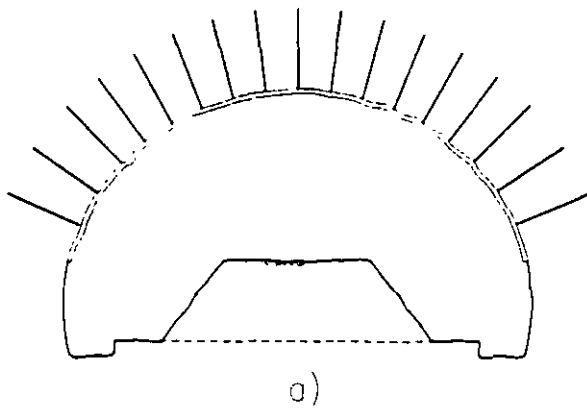
Tunnel lining required an unusually large and heavy collapsible steel formwork; lining was cast-in-place in full section except for footings and small segments at each side which were previously poured. According to the analysis and design already described, no bottom slab was required. The total placing concrete time was four weeks, which gives a progress rate of approximately 25 m per week.



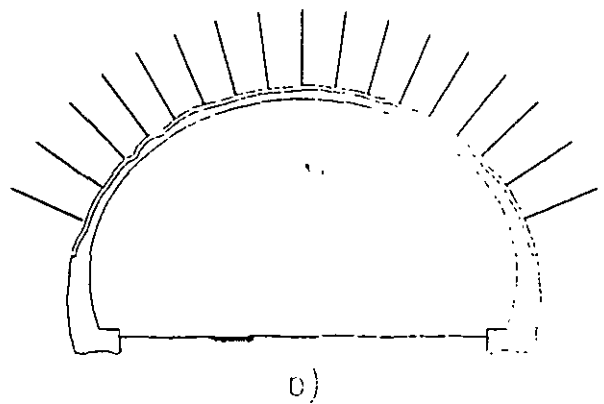
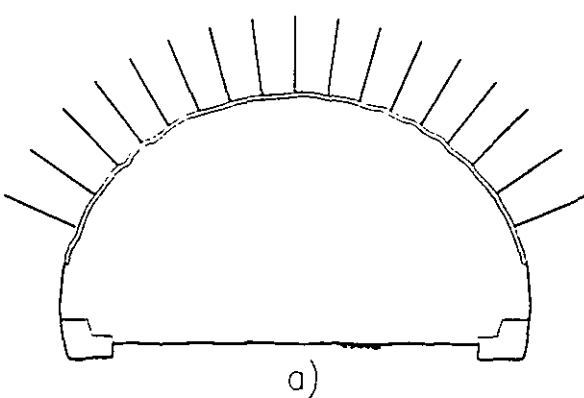
STAGE 1



STAGE 2



STAGE 3



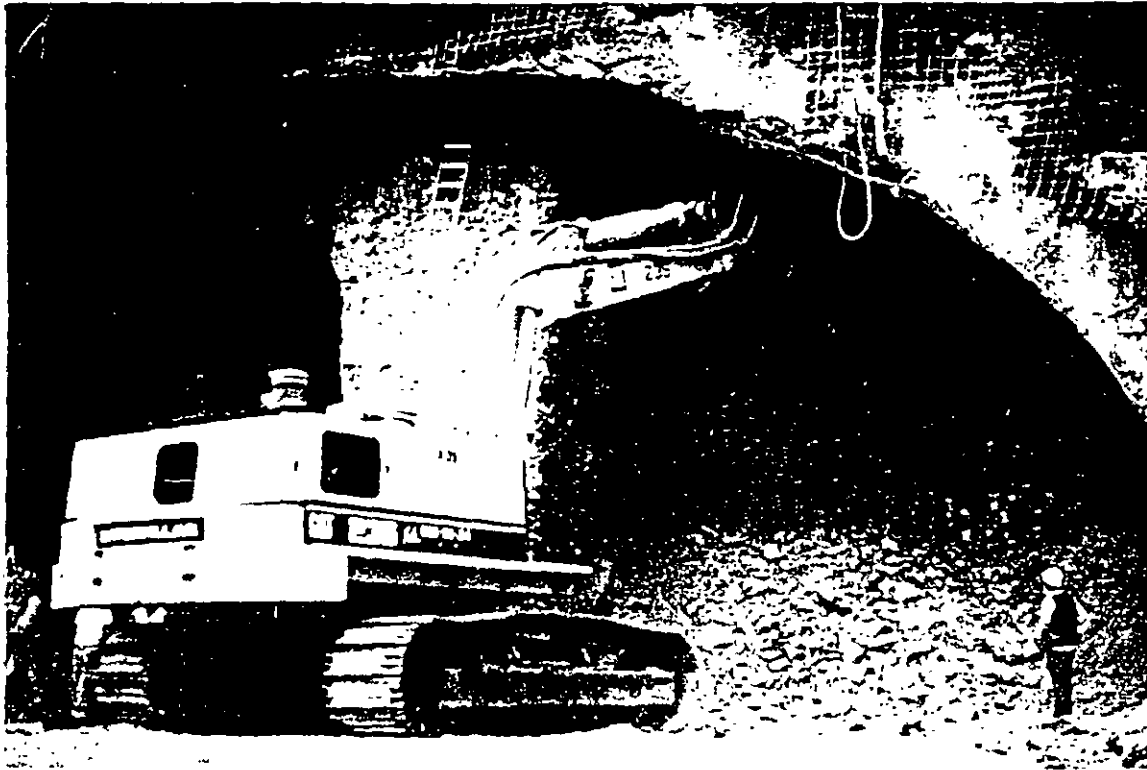
STAGE 4

FIELD MEASUREMENTS

During construction of the tunnel special importance was given to field measurements; the main purpose of these measurements was to follow up the deformational behavior at each sequence and at each advance.

Basically two types of measurements were performed: a) interior convergences; and b) surface settlements. Convergences were monitored with a precision instrument (DISTOMETER ISETH) which rendered reliable information with an accuracy of ± 0.02 mm. Surface leveling was carried out with a precision level (KERN) and invar level rod with an accuracy of measurement of ± 0.2 mm.

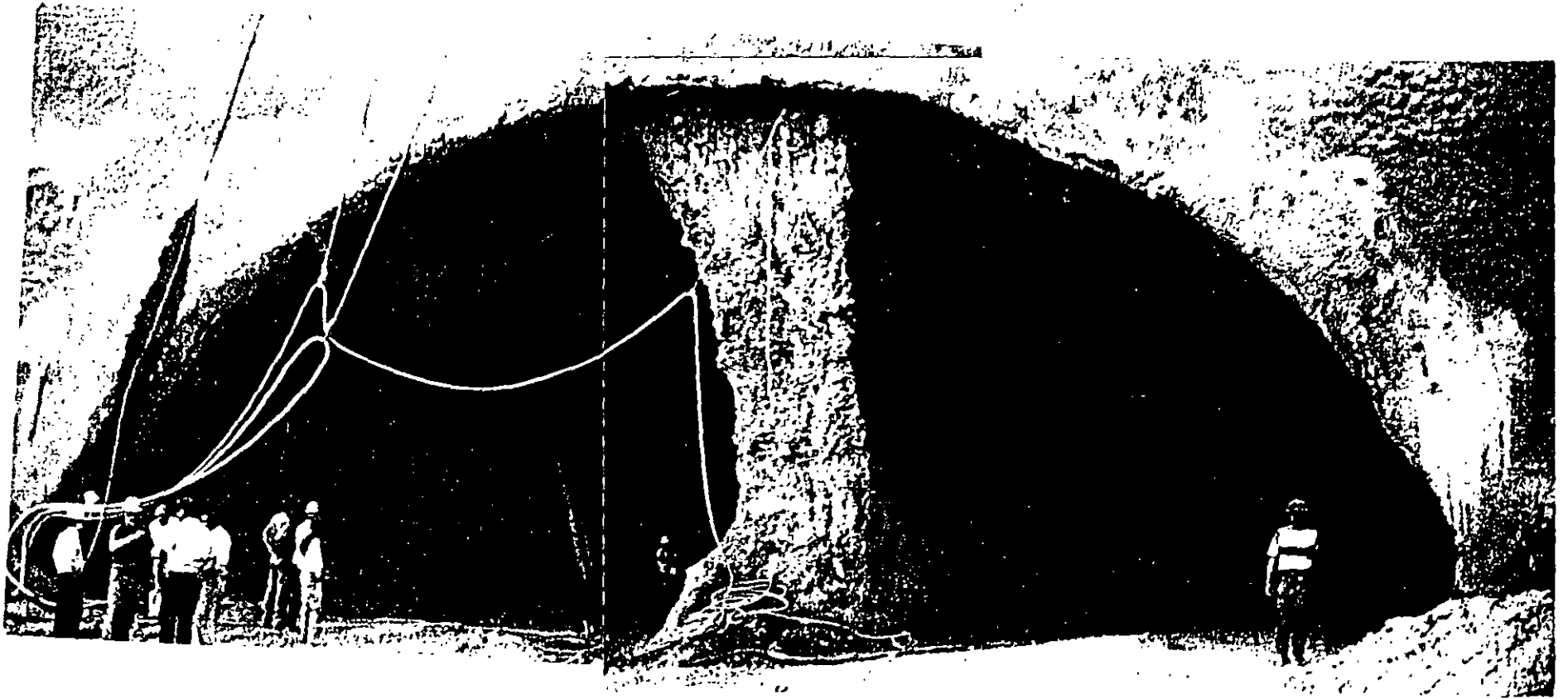
Convergence measurements during excavation were performed every other day at the 12 instrumented sections along the tunnel; once a section evidenced a clear tendency to stabilization, periodicity was changed to once a week and observations were finally suspended when the section reached stability. In fact, about 18 days after the excavation of the full upper section was completed, convergences, or



Initiating Stage 1



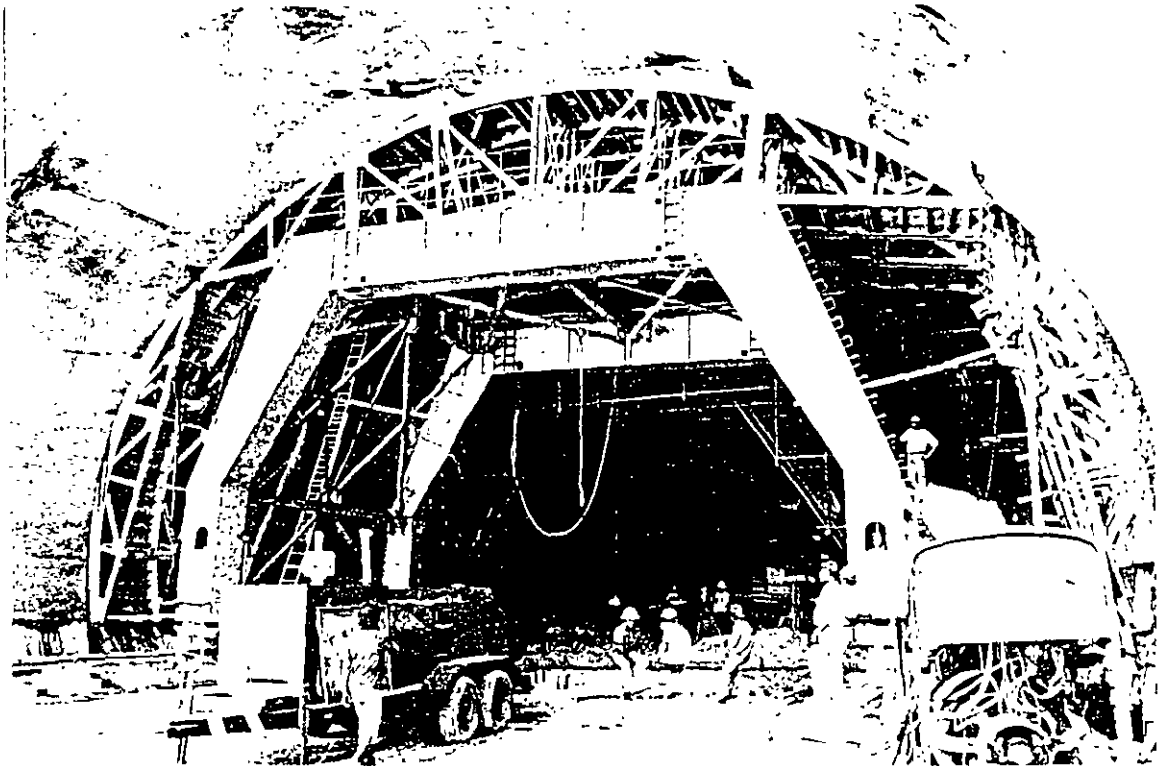
Progress of Side Tunnel



Side Tunnels and Pillar



View of the Four Stages

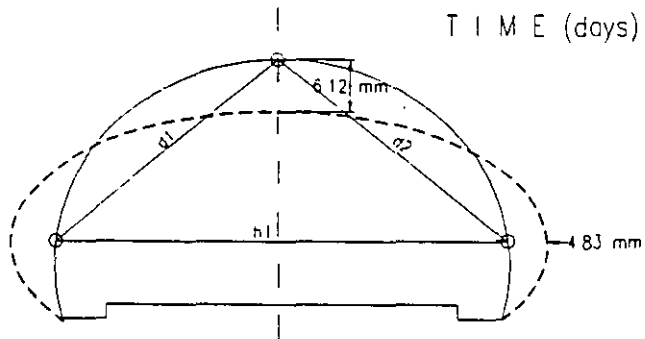
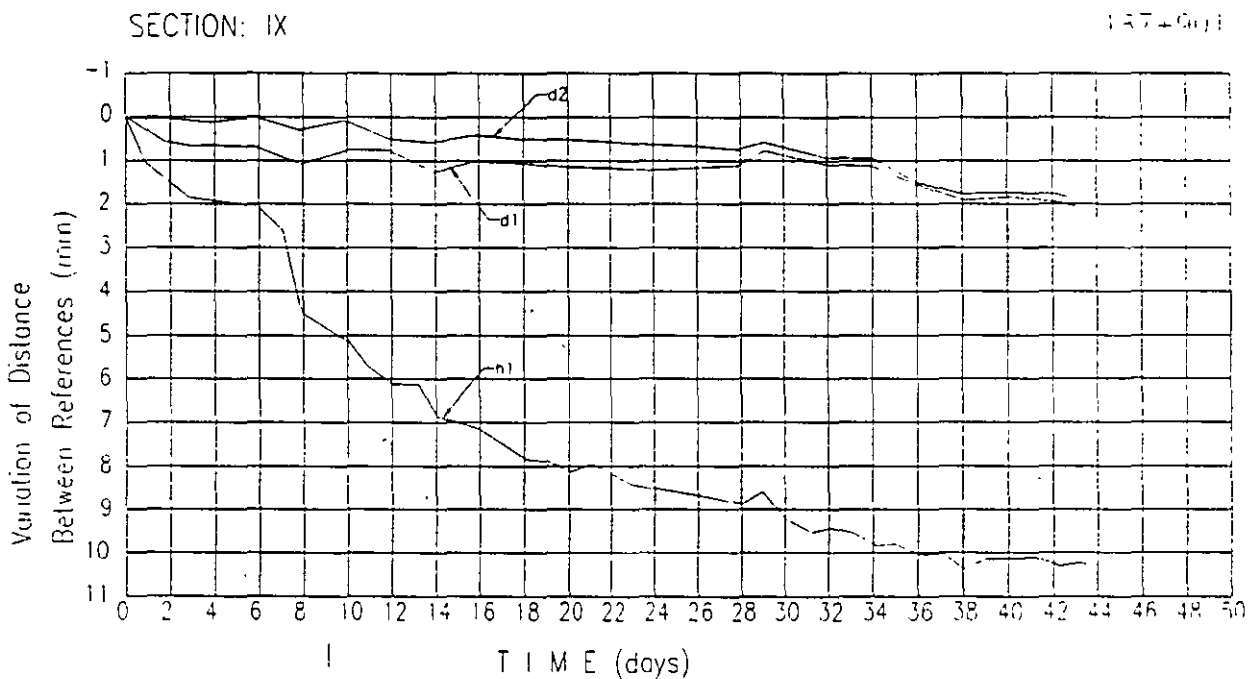


Lining Formwork

rather the rates of convergence, were almost negligible (smaller than 0.05 mm/week). According to these measurements it was also evident that benching had a very small effect in the upper arch deformations. In no case signs of instability were detected.

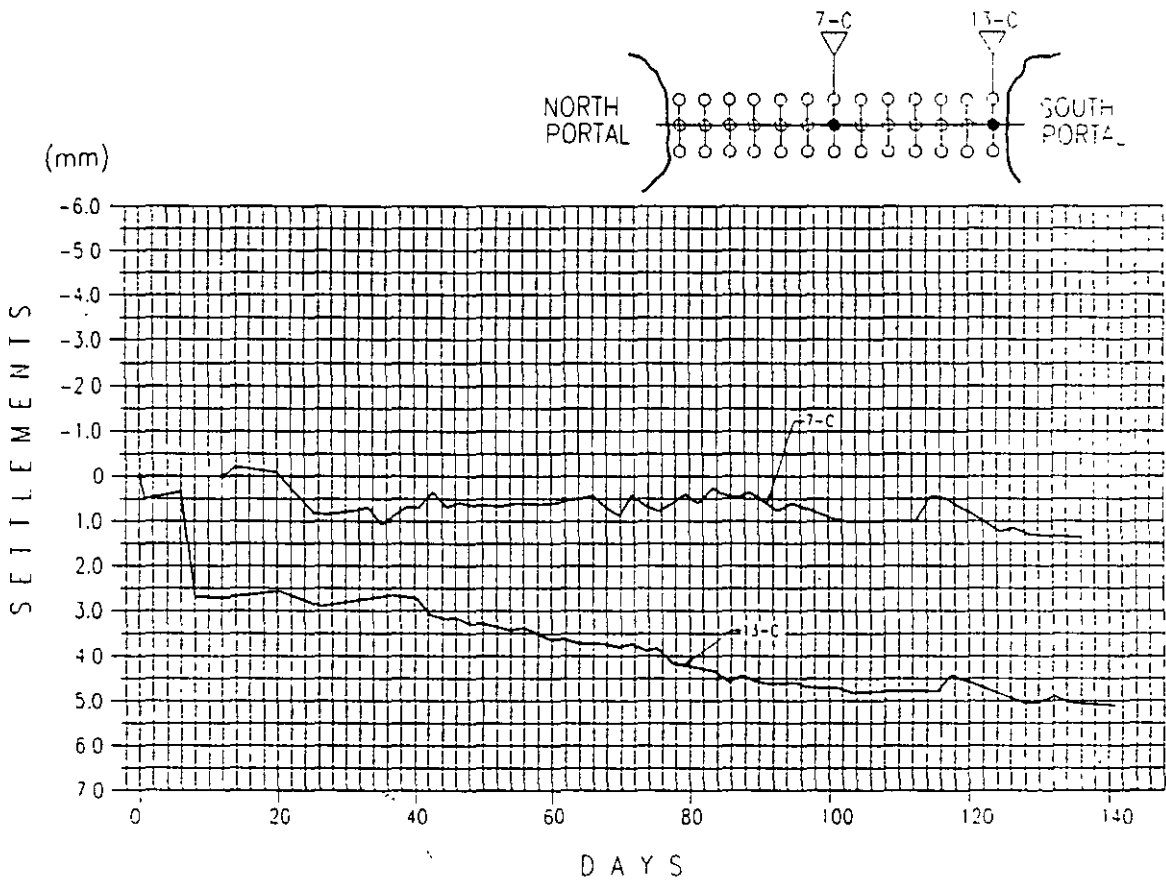
At a typical intermediate section along the tunnel, maximum crown vertical displacements monitored were in the order of 6 mm whereas horizontal displacements at tunnel mid-height reached almost 5 mm.

Considering that due to prevailing construction conditions at the job convergence measurements can start only after part of the displacements have already occurred, the total vertical displacements at the arch crown can be estimated in the order of 10 mm, a value that is close enough to the computed results so as to validate the geomechanical model implemented and the selection of parameters.



Convergence Measurements

Measured surface settlements, on the other hand, appear smaller than those computed except in the proximity of the portals. Values of 1.5 mm for the maximum settlement were typical at mid-tunnel length. These deformations were also monitored starting at the very beginning of excavation without interfering with the advance of the work.



Settlement Measurements

CONCLUDING REMARKS

The construction of Los Querendes Tunnel was carried out with no previous experience in such large excavations. However, sound interpretation of test results and direct observations in the field prior to construction allowed the formulation of a mathematical model which, through a proper analysis of the computed results, conveyed confidence in the feasibility of the tunnel materialization.

Great support for succeeding in the construction was the continuous monitoring of the deformational behavior and the consistency of its results when compared with computations. In addition, extreme precautions were taken for every activity during construction.

Finally, emphasis has to be given in the fact that shotcrete and the selection of rock bolts based on rock reinforcement played an outstanding role in promoting self-stabilization and that, in a strict sense, no support elements (those assumed to transmit loads) were required, since this effect was accomplished by confining the rock, increasing the friction along the joints and promoting an arch effect in the roof of the opening.



This condensed report on the design and construction of Los Querendes Tunnel was prepared by Roberto Sánchez-Trejo, Jorge Cabezut-Boo and Fermín Sánchez-Reyes on occasion of the visit to Mexico's underground constructions of a "Geotechnical Group" from Graz University of Technology of Austria.

Mexico City, February 1998.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

ESTRUCTURAS

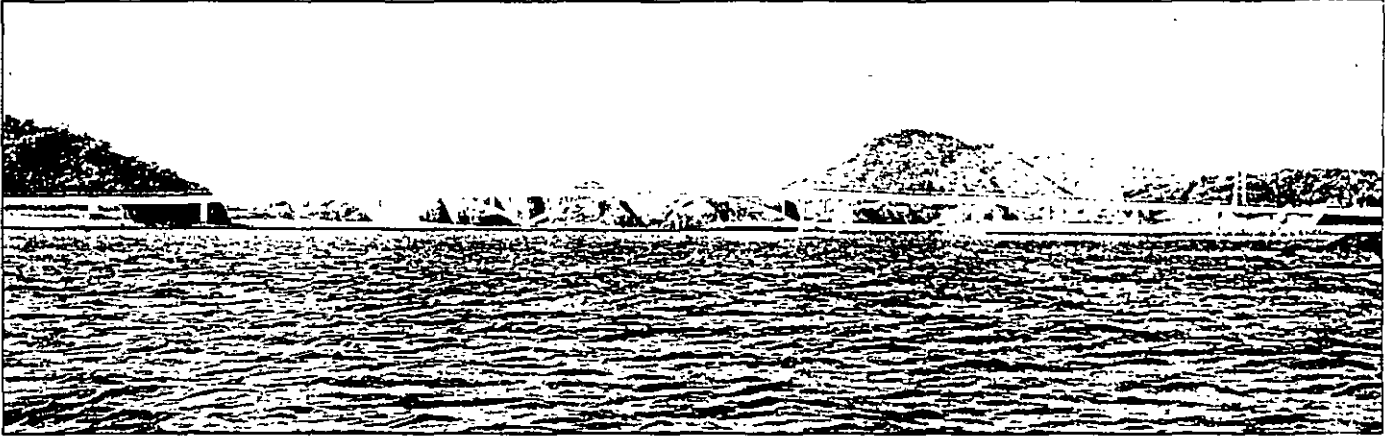
**ING. ADOLFO SÁNCHEZ SÁNCHEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

Freysinet

magazine

Asia: nuevos desafíos.





TRES NUEVOS PUENTES

A principios de los años 60 había en Japón unas 1 600 obras de construcción de hormigón pretensado por un valor total de 100 millones de dólares. Treinta años más tarde había unas 11 000, por un valor total de 4 300 millones de dólares. El 65% de ellas emplean el sistema Freyssinet.

En el Japón actual y cualquiera que sean los tipos de estructuras y los métodos constructivos, las Propiedades insisten constantemente en dos puntos imperativos: la optimización de costos y el respeto del medio ambiente.

Los tres ejemplos siguientes son especialmente significativos de proyectos que emplean los procedimientos Freyssinet.

EL PUENTE DE AKA

Este puente une las lejanas islas de Aka y de Geruma que forman parte del Archipiélago de Kerama, en la provincia de Okinawa.

Es una región muy turística, verdadero parque natural muy concurrido en épocas de vacaciones, donde el visitante puede practicar actividades como bañarse, bucear, pescar y observar a las ballenas. La comunicación entre las islas se hace sólo con pequeños barcos, lo que tiene muchos inconvenientes. La construcción de un puente facilitará este enlace y participará al desarrollo de las dos islas.

Características

Se trata de un puente de viga continua de hormigón de 530 m de longitud, con 11 tramos. Los tres tramos del arco central de estética especialmente acertada, se integran armoniosamente al paisaje.

Su construcción se caracteriza por:

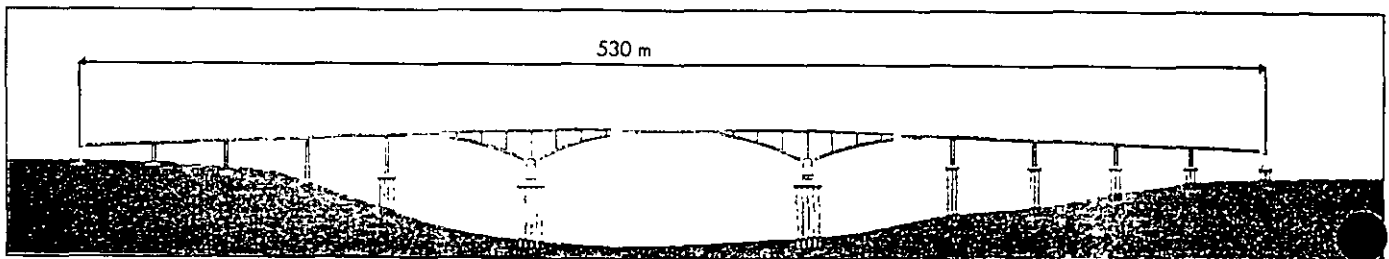
- la prefabricación en célula de dovelas de juntas conjugadas. La planta de prefabricación está en la isla de Okinawa;
- la adopción de apoyos parasísmicos de neopreno;
- la puesta a punto del sistema de encofrado que permite construir elementos curvos de secciones, perfiles longitudinales y peraltes distintos.

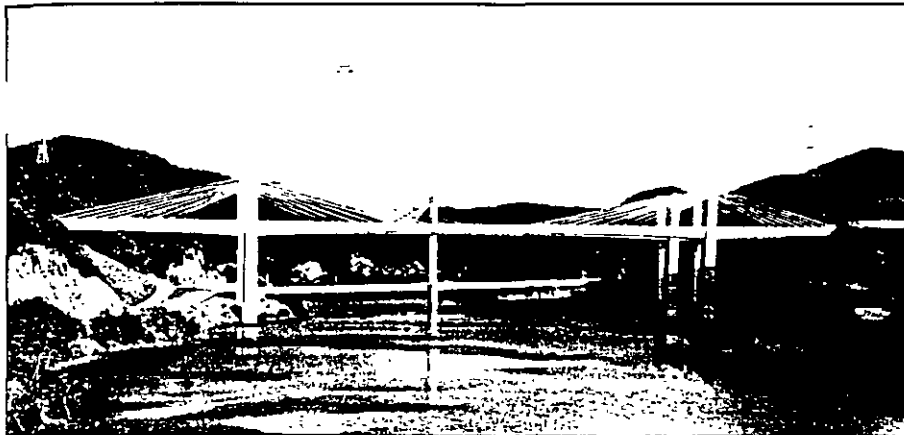
Para tener en cuenta las sujeciones de temperatura y humedad altas y garantizar la perennidad de la estructura se ha optado por las siguientes soluciones:

- aumentar el espesor de las vainas y emplear armaduras de refuerzo cubiertas con resina epoxi;
- empleo de materiales anti corrosión, vainas galvanizadas y pintura de aluminio en la parte inferior de las barandillas.
- diseño de detalles estructurales que limitan la adherencia y el contacto duradero con la sal.

Construcción de las dovelas en célula

Todas las dovelas se fabrican en el mismo sitio mediante encofrados jijos. La cara de la dovela ya hecha (*antigua*) sirve de encofrado para la superficie trasera de la siguiente (*nueva*). Después de hormigonar y curar con vapor, se lleva la *antigua* a la zona de almacenamiento y la *nueva* dovela sirve para fabricar la siguiente y así repetidamente.





EL PUENTE DE TSUKUHARA

El puente de Tsukuhara es uno de los más largos puentes de autopista de Japón. Situado en la vía rápida de Seishin que enlaza el puente de Akashi Kaikyo a la vía rápida de Sanyo, el puente franquea el lago Tsukuhara. Como se encuentra en un parque nacional, la estructura ha sido diseñada cumpliendo con las mayores consideraciones estéticas.

Características

• Sección de la viga principal

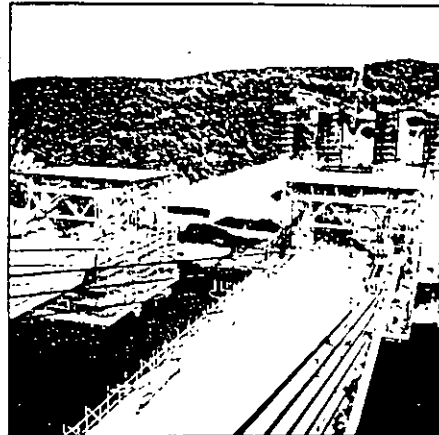
Se trata de una viga cajón construida en voladizo sencillo y no doble como se suele hacer para este tipo de estructuras. Este diseño ha sido adoptado por su facilidad de construcción y la reducción del peso de la estructura. Se hizo un análisis FEM en una dovela de 9 m de longitud cuando la longitud final es de 6 m

• Un coloso trabajando

Para poder respetar los ajustados plazos se ha empleado un enorme equipo Wagen cuyo tamaño es el doble que el de uno clásico, que coloca las vigas de 7 m de longitud. Este dispositivo permitió racionalizar la construcción y ganar tiempo y mano de obra.

• Cables exteriores

Los cables exteriores son sustituibles. Cada cable tiene 27 cordones de 15.2 mm de diámetro. Para suprimir la corrosión, cada cordón está protegido por una vaina de polietileno y el haz de cordones queda dentro de un tubo, también de polietileno. Como las variaciones de tensión en los cables bajo sobrecargas eran muy bajas, no hubo que recurrir a anclajes de alta resistencia a la fatiga, como suele ocurrir en los puentes atirantados.



• Dispositivo antivibratorio de los cables exteriores

Los cables de los puentes "extradosados" son cables exteriores sometidos a la fuerza del viento como los puentes atirantados. Se ha prestado una atención especial a estos cables para tomar en cuenta la acción del viento como suele hacerse con los trantes tradicionales. Además de las molestias para los usuarios, las vibraciones debidas al viento pueden dañar irreversiblemente los cables; y hasta causar su ruptura. Se utilizan generalmente dispositivos antivibratorios para combatir estos fenómenos. En este caso son amortiguadores de caucho de elevado coeficiente de amortiguación como los empleados en dispositivos de apoyo parasímicos. Su mantenimiento es tanto más sencillo que el nivel de amortiguación no depende de la temperatura. Además, estos amortiguadores, colocados en el interior de las vainas estancas de los cables exteriores son estéticamente aceptables.

EL PUENTE DE TENKENJI

El puente de Tenkenji que une la prefectura de Saga con la de Fukuoka está en medio del llano de Tsukushi, rica tierra agrícola surcada de canales, a unos 15 km al este del centro de la ciudad de Saga y a 5 km al sureste del centro de Jurume.

El gobierno de la región desarrolla varios proyectos para preservar la naturaleza y mejorar la calidad de la vida. En cuanto a la construcción del puente de Tenkenji se ha creado un comité de estética encargado de cuidar a la belleza y elegancia de la estructura y a su integración en el paisaje y en el mismo río Chikugo para cumplir con las esperas de los habitantes.

Armonía

El comité trabajó activamente para llegar a un puente armonioso perfectamente integra-

do en su medio ambiente y con el río famoso por su belleza. Así fue como se decidió construir un puente atirantado de tres tramos. Los paramentos de los estribos y de las pilas se adornan con motivos evocadores de la cestería, artesanía local, y cada poste de la barandilla tiene forma de compás.

Reducción de costos y plazos

Se creó un segundo comité para realizar un estudio técnico para acortar los plazos de construcción, racionalizar la obra y disminuir el costo.

Las conclusiones de este comité trataron de varios aspectos técnicos de la estructura.

• Método de dovelas con juntas conjugadas

Para acortar los plazos de construcción se optó por prefabricar las dovelas en una banda intermedia

Es la primera vez que se emplea este método en Japón. Aúna las ventajas del método de construcción en bancada larga, en la que se fabrican en un solo ciclo todas las dovelas de un tramo, con el método de la célula en el que se fabrican cinco dovelas en un solo ciclo.

• Sistema de cables exteriores

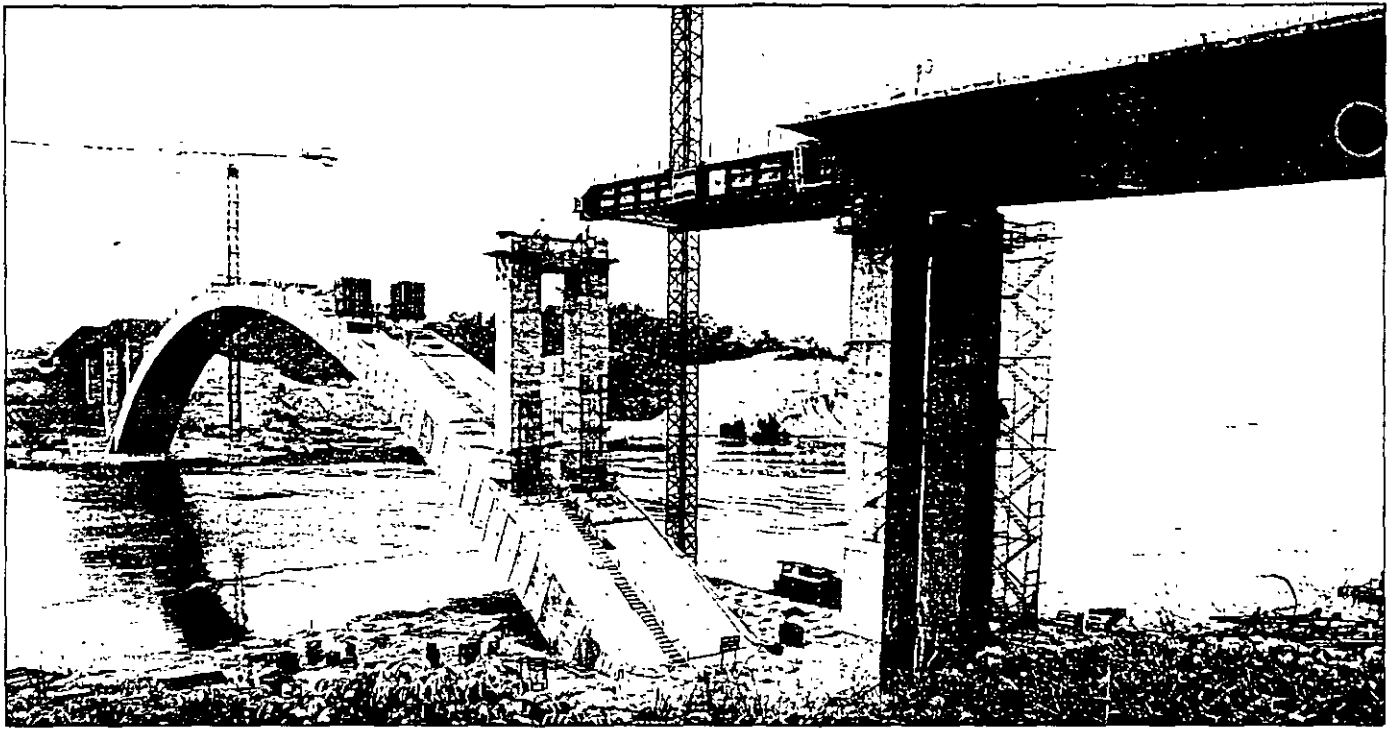
Este sistema se adoptó para la viga principal para disminuir la masa de los elementos. En efecto el acarreo de las dovelas es más fácil, y disminuyen el costo.

• Carena aerodinámica del dintel

Se ha añadido una carena aerodinámica al dintel del puente para aumentar la estabilidad, tras haber realizado ensayos en túnel de viento para cerciorarse de su eficacia.

• Excavación de cimientos totalmente robotizada

La excavación de las cimentaciones se hizo sin mano de obra alguna mediante autómatas neumáticos que trabajaban las 24 horas. Esto también contribuyó a acortar los plazos. ■



EL PUENTE DE BARELANG

A 50 km de Singapur, en la costa este de Sumatra, Batam, isla principal del archipiélago de Riau, es una de las 15 000 islas que forman Indonesia.

Bajo el impulso del Presidente Suharto y de su Ministro de Investigación y Tecnología, está previsto habilitar en esta zona franca de 71 500 hectáreas, 15% más que la de Singapur y, dar incentivos a los inversores para desarrollar la industria, el comercio, el turismo y la agricultura. Iniciado en 1971, el proyecto tiene ahora 27 años y la población ha pasado, desde entonces, de 6 000 a 240 000 habitantes.

La habilitación de esta zona depende de una agencia, el BIDA (Batam Industrial Development Authority), que ha previsto enlazar las islas del archipiélago con seis grandes puentes.

Son:

- un puente atirantado de 550 m de luz central;
- dos puentes de dovelas hormigonadas in situ de 145 m y 160 m de vano central;
- dos puentes de dovelas prefabricadas de tramos múltiples de 45 m;
- un puente de arco.

Estas estructuras enlazarán entre ellas las islas de Batam, Rempang y Galang y se conocen con el nombre de proyecto de Bareleng (Ba-Re-Lang). Solo trataremos aquí el puente de arco.

Descripción general

El puente de arco, de 385 m, tiene 11 tramos de 55m.

El tablero está constituido por un cajón clásico pretensado apoyado en diez dobles pilas huecas, ocho de las cuales apoyan en un arco de hormigón

Principales cantidades colocadas:

- hormigón: 15 000 m³.
- armaduras pasivas: 2 800 t.
- acero de pretensado: 470 t incluidos los tirantes provisionales necesarios para construir el arco

El contrato Freyssinet prevé:

- el análisis completo del tablero y del arco durante y después de su construcción;
- los métodos de construcción del tablero y del arco;
- el diseño y el suministro de los encofrados del arco y de los equipos provisionales necesarios para la construcción, incluso los mástiles para los tirantes.
- el diseño y el suministro de los encofrados del tablero y del sistema de lanzamiento;
- el suministro de los materiales y maquinaria de pretensado (permanente y provisional) y la supervisión de las obras;

- la asistencia técnica para la construcción del tablero y del arco.

Para llevar a cabo este proyecto, Freyssinet Total Technology (Indonesia) ha beneficiado de la asistencia de Freyssinet Internacional (Francia) y de Austress Freyssinet (Australia).

El diseño se encargó a Europe Etudes Gecti. Austress Freyssinet y Freyssinet Internacional han respectivamente sido responsables de los métodos de construcción del tablero del arco.

Principales elementos de la estructura

Arco

Debido a condiciones geológicas delicadas, los cimientos principales necesitaron un análisis muy avanzado. En efecto, se hicieron en el interior de un muro de hormigón armado, con diafragmas, de 18 m de diámetro cuyas paredes fueron realizadas mediante una fresa hidráulica que permitió excavar una zanja en las distintas capas de rocas.

Después de haber hormigonado las paredes en una altura de 35 m y excavado el núcleo interno, la parte superior ha sido llenada de hormigón armado (desde -17,50 m hasta el nivel del mar) solidarizada a las paredes por armaduras.

El arco es un cajón rectangular de hormigón armado dividido en dos voladizos de 49 dovelas. Cada dovela tiene 2,33 m de longitud. La anchura varía entre 11,50 m (dovela n°1) hasta 8 m (dovela n° 49) y su altura de 5,20 m hasta 2,8 m. A partir de la dovela n°1 y hasta la dovela n° 35, las almas y los forjados tienen un espesor constante de 800 mm que se reduce a 600 mm a partir de la dovela n° 36 hasta la dovela n° 49. El hormigón tiene una resistencia mínima a la compresión de 50 Mpa.

Tablero

El tablero es un cajón de dos almas con las siguientes características.

- altura constante: 2.18 m,
- anchura constante: 18 m,
- espesor mínimo del forjado superior: 250 mm,
- espesor mínimo del forjado inferior: 220 mm.

El tablero se hace al avance a partir de dos estribos.

Cada tramo está dividido en tres dovelas de 10,66 m de longitud. Teniendo en cuenta la anchura del cajón (18 m) la losa del tablero está pretensada transversalmente mediante unidades de pretensado de 4S15. La resistencia mínima a la compresión del hormigón es de 50 Mpa.

Estribo

La estructura maciza proporciona un peso muerto suficiente para compensar los esfuerzos hacia arriba durante la construcción. Cada estribo tiene como cimientos 28 pilotes hincados de 1 000 mm de diámetro. El estribo, de 1 500 mm de espesor está pretensado verticalmente para compensar los esfuerzos hacia arriba en la unión con el tope.

Tope

El tope que une el estribo con la cimentación principal del arco es una viga cuadrada de hormigón armado de 2,5 m de lado y 66 m de longitud. Está sometido a esfuerzos de compresión muy elevados (unos 6 Mpa). Para evitar su deformación, el tope es solidario del muro del estribo y de la cimentación principal del arco. Además está unido vertical y horizontalmente (en el sentido transversal) al pie de la primera columna intermedia.

El uno de enero de 1998, se cerró el tablero. Gracias a las prestaciones alcanzadas con la ayuda de Freyssinet Total Technology la recepción del puente se hará a finales de febrero, como estaba previsto en el contrato. ■

Propiedad: BIDA

Ingeniería: LAPI - ITB.

Dirección de Obra: PROFES CWT.

Contratista General: Istaka Karya.

Subcontratista:

PT. Freyssinet Total Technology (Jarkarta).

Método de construcción

La construcción se hace simultáneamente a partir de ambos lados. Las fases principales son las siguientes.

- Construcción de la cimentación principal del estribo del arco, del tope y de las dos pilas adyacentes al estribo (pilas A y B).

- Construcción y lanzamiento del tablero hasta que el extremo del mismo alcance la pila construida sobre la cimentación principal del arco (pila B).

- Durante el lanzamiento el tablero lleva una nariz metálica de 30 m.

La construcción del arco puede ahora empezar en voladizo mediante un encofrado móvil.

- Los momentos flectores de las dovelas n° 1 a 7 se compensan con 2 x 4 cables 19C15 que se dejarán en la estructura.

- De la dovela n° 8 a la dovela n° 26 el avance se hace con ayuda de tirantes provisionales tesados cada tres dovelas, anclados en la cabeza de la pila B.

Los tirantes de retenida unen la coronación de la pila B al estribo, atravesando lo alto de la pila A.

- Antes de hormigonar la dovela n° 27 se levanta la viga de lanzamiento en posición de mástil para aumentar la eficacia de los tirantes provisionales que se fijarán en el mismo. El principio de rotación es el mismo que el de una vela de tabla de surf.

- Después de instalar el mástil puede seguir la construcción del arco en voladizo hasta el cierre.

Los tirantes provisionales unen las dovelas a la cúspide del mástil y los tirantes de retenida se anclan en el estribo.

- Después de ajustar la geometría del arco se hormigona la dovela de cierre.

- Se destesan los tirantes provisionales y el mástil provisional vuelve a bajarse a su posición inicial de viga de lanzamiento para continuar la construcción del tablero.

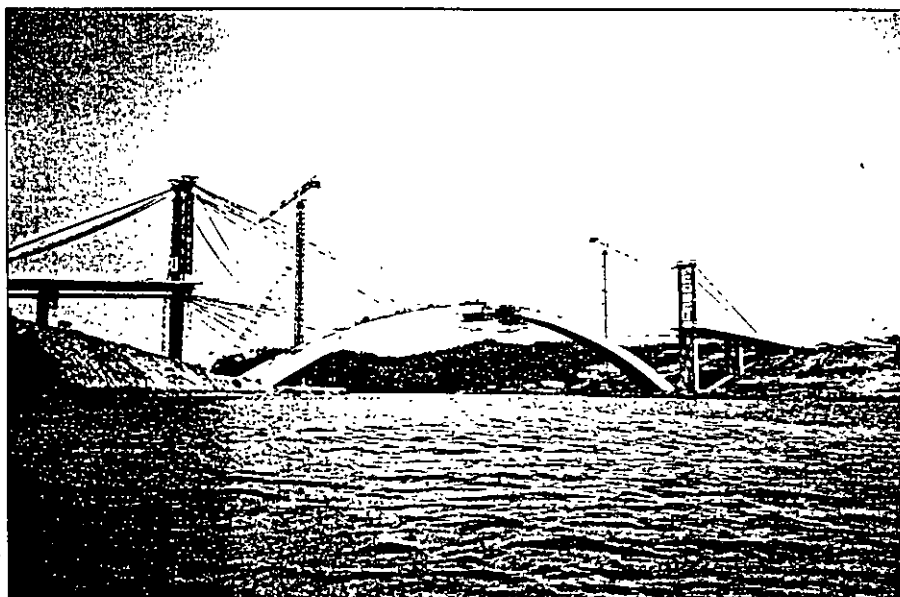
- Se construyen las pilas intermedias sobre el arco.

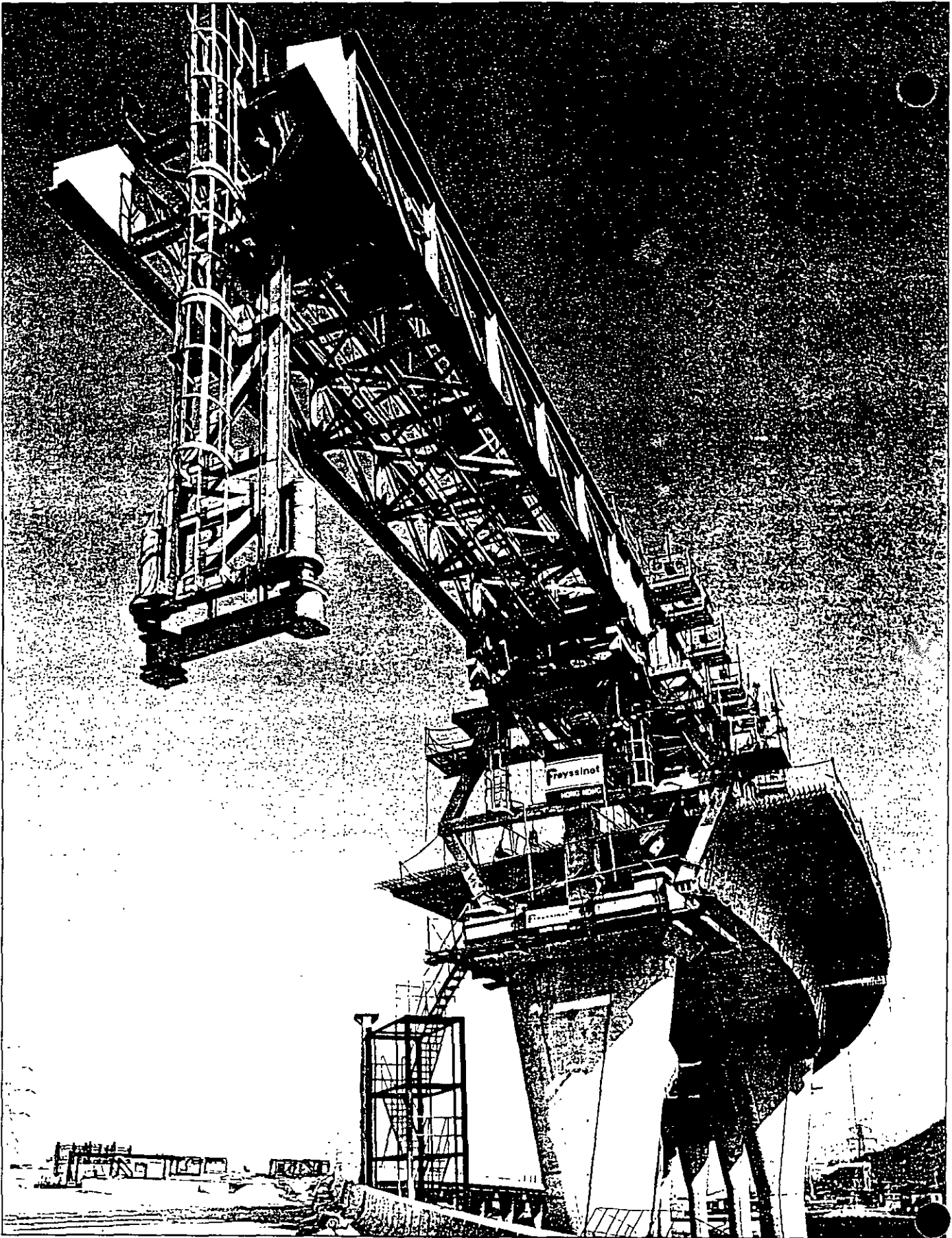
- Se lanza de nuevo el tablero de los dos lados hasta cerca del centro del puente.

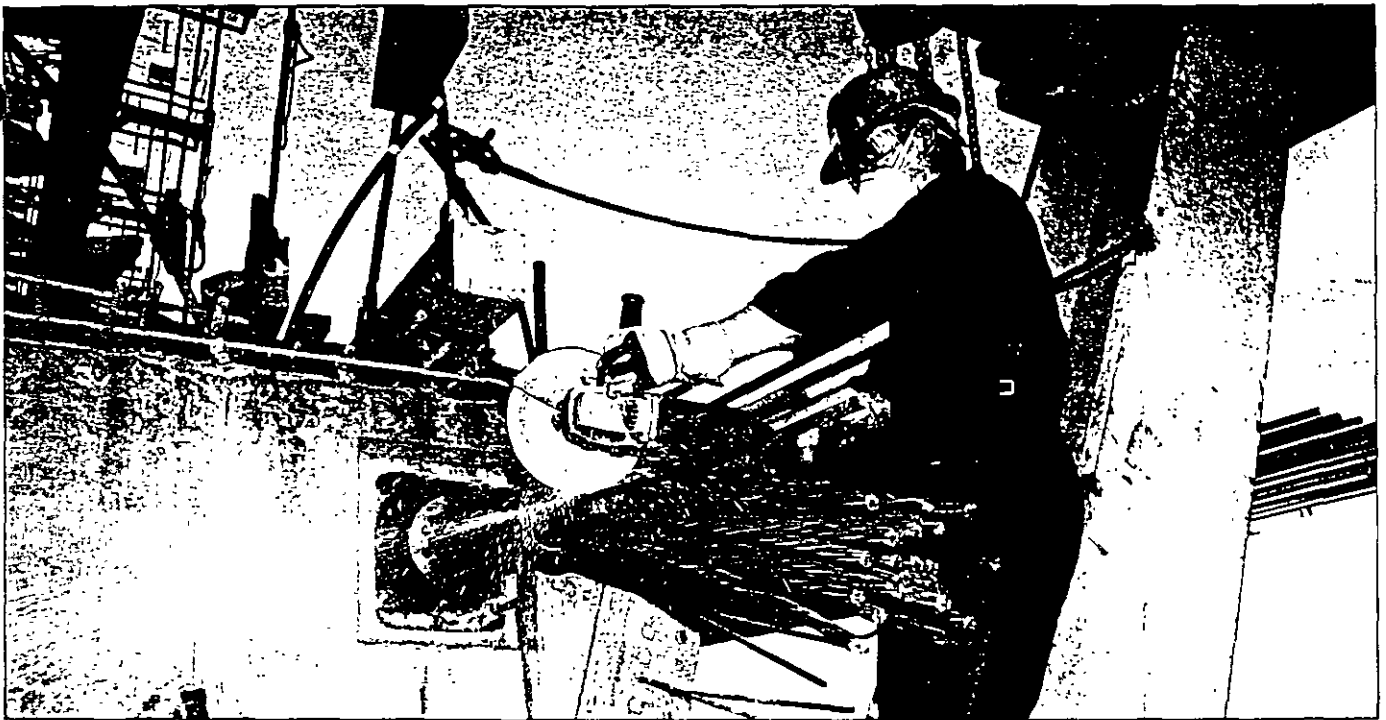
- Se desmonta la viga de lanzamiento.

- Se cierra el tablero y se tesan los cables de continuidad 19C15.

- Se quitan los apoyos deslizantes provisionales y se colocan los definitivos. Se construyen los muros de estribo.







RUTA 3 : SECCION COUNTRY PARK

La Ruta 3 es una nueva carretera que enlaza los Nuevos Territorios del Noroeste con las zonas urbanas de Kowloon y con la Isla de Hong Kong. Facilitará el denso tráfico en Tuen Moun Road y ofrecerá una ruta alternativa para el creciente tráfico desde las nuevas zonas residenciales de la parte noroeste de los Nuevos Territorios.

formada por Nishimatsu Construction Company y Dragages et Travaux Publics. Han subcontratado los accesos de Yuen Long a Gammon Co. Ltd., nuestro cliente.

Scott Wilson Kirkpatrick Consulting Enginners había hecho el proyecto de los puentes. El diseño estaba basado en el sistema de pretensado exterior de VSL con cordón de 15 mm que se había empleado en la Vía Rápida de Bangkok. Estábamos por lo tanto en una posición desfavorable cuando nos pidieron una oferta a finales de 1995 ya que no teníamos un sistema de pretensado exterior con dicho cordón, con gatos cortos para tesar los cables en la pequeña galería de tesado que se prevé generalmente para la construcción con pretensado exterior vano por vano con dovelas.

Con la ayuda de Yves Gauthier de EEG Asia, convencimos a Scott Wilson Kirkpatrick de

las ventajas técnicas de los tendones compactos con menor entrada de cuñas y más fácil diseño de los diafragmas gracias al menor número de anclajes. Por ello adoptaron el pretensado exterior con la Gama C de Freyssinet para el diseño final. Hasta aumentaron la longitud de la galería de tesado para acomodar los gatos de la gama C. Como resultado, ganamos el subcontrato de pretensado de este proyecto.

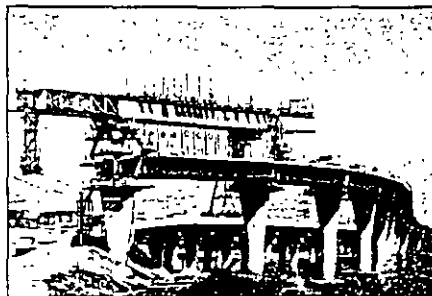
La cantidad total de pretensado es de unas 1500 toneladas de cordón con cables de la gama C desde 14C15 a 57C15, la mitad de los cuales es para 87 vanos de puentes de dovelas y la otra mitad para 6 puentes hormigonados in situ. La longitud total de cables es de 55 000 m.

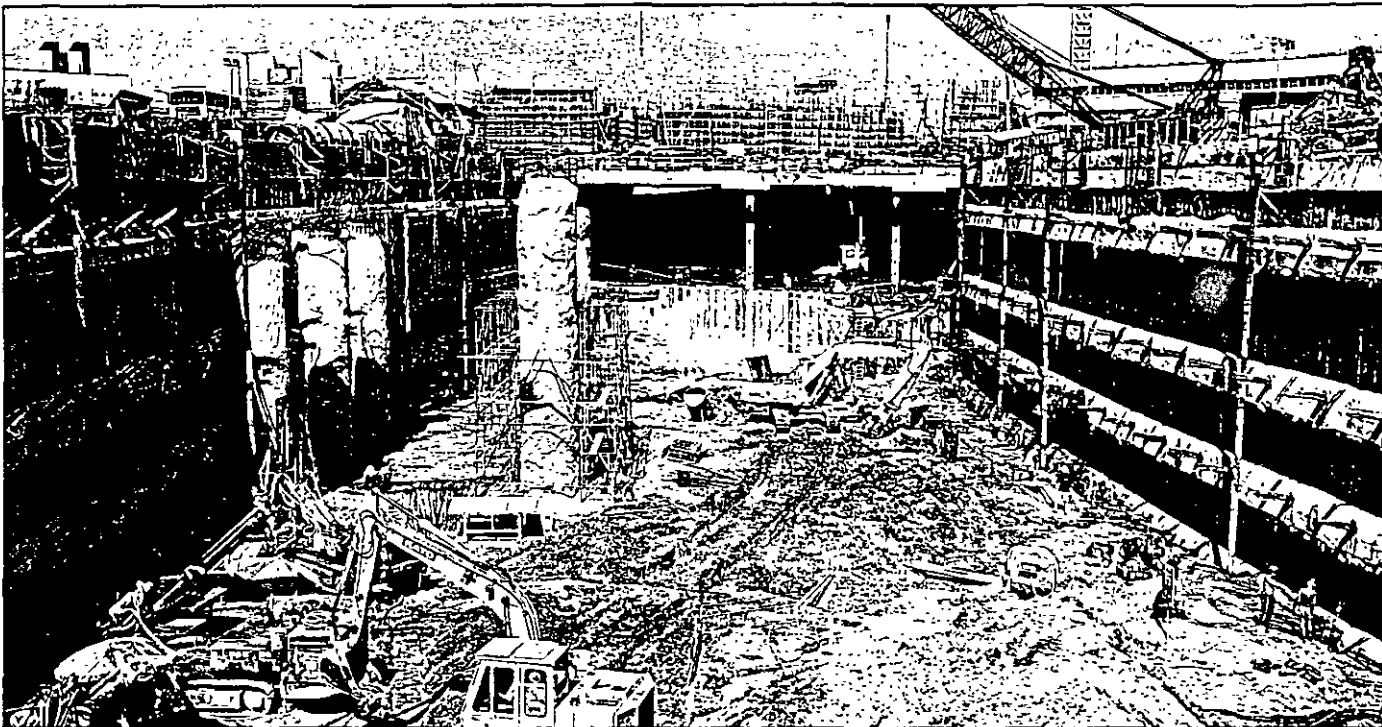
Los trabajos de Freyssinet empezaron en octubre de 1996 y la parte de dovelas se acabó en noviembre de 1997; Harán falta dos o tres meses más para terminar la parte hormigonada in situ.

Debido al ceñido programa hemos trabajado en dos turnos y los domingos para seguir el programa de construcción de nuestro cliente de 4 días por vano. La Sección Country Park de la Ruta 3 - Accesos de Yuen Long es un proyecto técnico y económicamente logrado para Freyssinet Hongkong. Hemos anudado una buena relación con Gammon Co. Ltd. que esperamos continuar. ■

La sección Country Park empieza en Yuen Long con viaductos de acceso y continúa a través de las montañas en el interior de uno de los parques naturales de Hong Kong (que le ha dado su nombre). A continuación llega al puente atarantado de Ting Kau, y sigue por el túnel de Cheung Tsing, el viaducto de Kwai Chung, la vía rápida West Kowloon y termina en el Distrito Oeste de la Isla de Hong Kong pasando por el nuevo Western Cross Harbour Tunnel.

La Sección Country Park es un proyecto BOT financiado por un grupo de importantes inversores inmobiliarios de Hong Kong. El contratista principal es la UTE





LA ESTACION CENTRAL

La Estación Central de Hong Kong será el término de la línea rápida regional que une la Isla de Hong-Kong y Kowloon al nuevo aeropuerto de Chap Lap Kok.

Construida en un polder frente a la entrada del puerto de Hong kong, la galería de 25 m de profundidad excavada en arenas recién compactadas tenía que consolidarse con puntales de acero, pero una solución propuesta por Freyssinet a base de anclajes en el suelo provisionales proporcionó grandes ventajas de espacio de trabajo y economía de costos.

En total la agrupación Freyssinet Hongkong y Austress Freyssinet Pty Ltd de Sydney ha realizado 455 tirantes en la zanja cubierta.

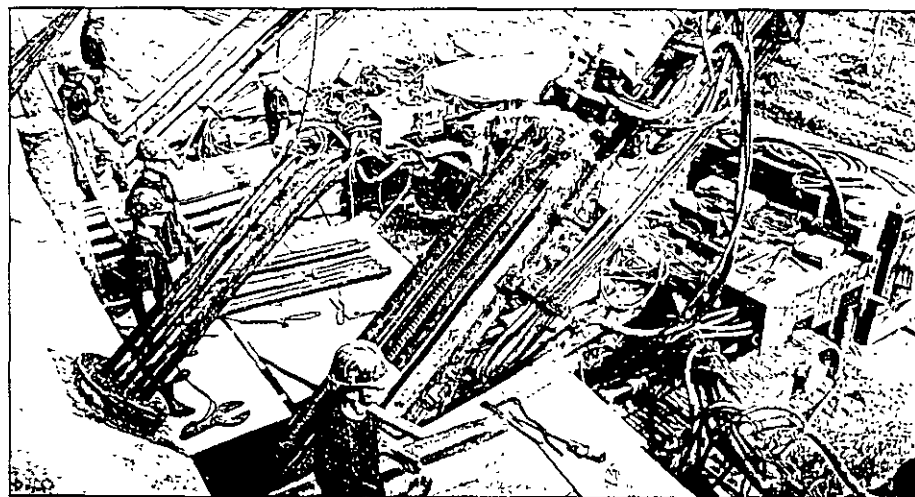
Las líneas de ferrocarril al aeropuerto y a Lantau atravesarán túneles construidos por el método de la zanja cubierta sobre unos 175 m en la zona ganada en el mar cerca del puerto Victoria. Los nuevos terrenos, que descansan en una capa de aluviones y de granito natural descompuesto, están formados por arenas de mar colocadas hidráulicamente y compactadas por vibroflotación

El pliego de condiciones requería que los anclajes en el suelo provisionales, colocados al avance de la obra, pudieran destesarse con

toda seguridad y que pudieran recuperarse los cordones después de construido el túnel

La mayoría de los anclajes en el suelo de la pared norte del túnel se instalaron en arenas compactadas con valores de ensayo de penetración clásicos de 15 o más. En la pared sur se trataba de aluviones naturales y formaciones graníticas descompuestas.

La mayoría de los anclajes son de cordones de acero de alta resistencia que cumplen las exigencias de carga específicas, colocados con técnicas especiales según que los terrenos son o no coherentes



En las rocas se pueden alcanzar capacidades de 16 000 kN, mientras que en los aluviones arenosos y suelos menos homogéneos la regla industrial es de 400 kN. El sistema de anclaje múltiple SBMA (Single Bore Multi Anchor) de Austress Freyssinet proporciona capacidades superiores en los materiales coherentes y descompuestos.

Una serie de ensayos in situ, antes de empezar las obras principales, permitieron obtener capacidades de 5 000 kN.

Las principales fases del proyecto incluían el estudio detallado, la perforación, el pretensado y el postesado de la estructura permanente, la extracción de los 455 anclajes en el suelo de tipo SBMA de 67 m de longitud.

Hay cinco filas de anclajes, de las cuales las dos superiores están en arenas de mar de densidad media (1 400 kN), y las otras tres inferiores (carga de 2 000 kN) en granito totalmente descompuesto bajo 18 m de altura de agua. Cinco perforadoras dobles han hecho los taladros de 59 m de longitud para anclajes en el suelo SBMA tesalos con cabeza multigatos de dobles cordones especialmente puestos a punto para esta ocasión.

La elección de la posición de los anclajes tomaba en cuenta varios parámetros:

- el acceso para la maquinaria de perforación;
- la resistencia de los terrenos en los que se anclaban;
- la corrosividad del terreno y composición de los anclajes en el suelo;
- la duración de vida de los mismos;
- la unión a la estructura anclada en el suelo;
- las fases de construcción recomendadas.

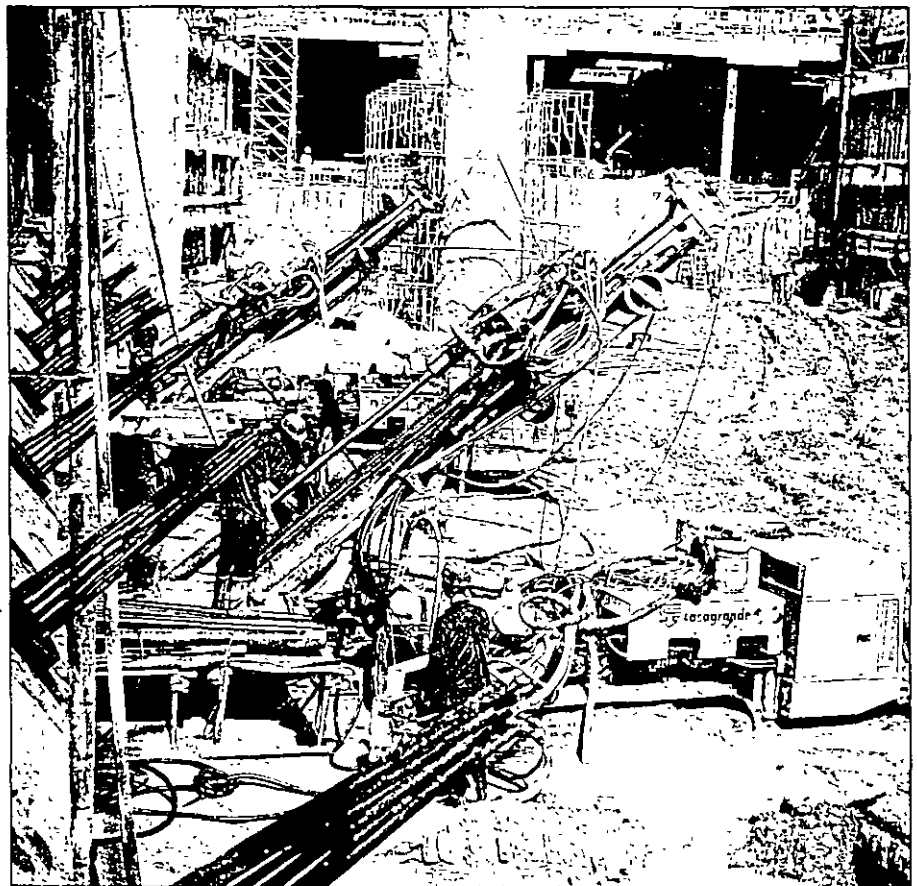
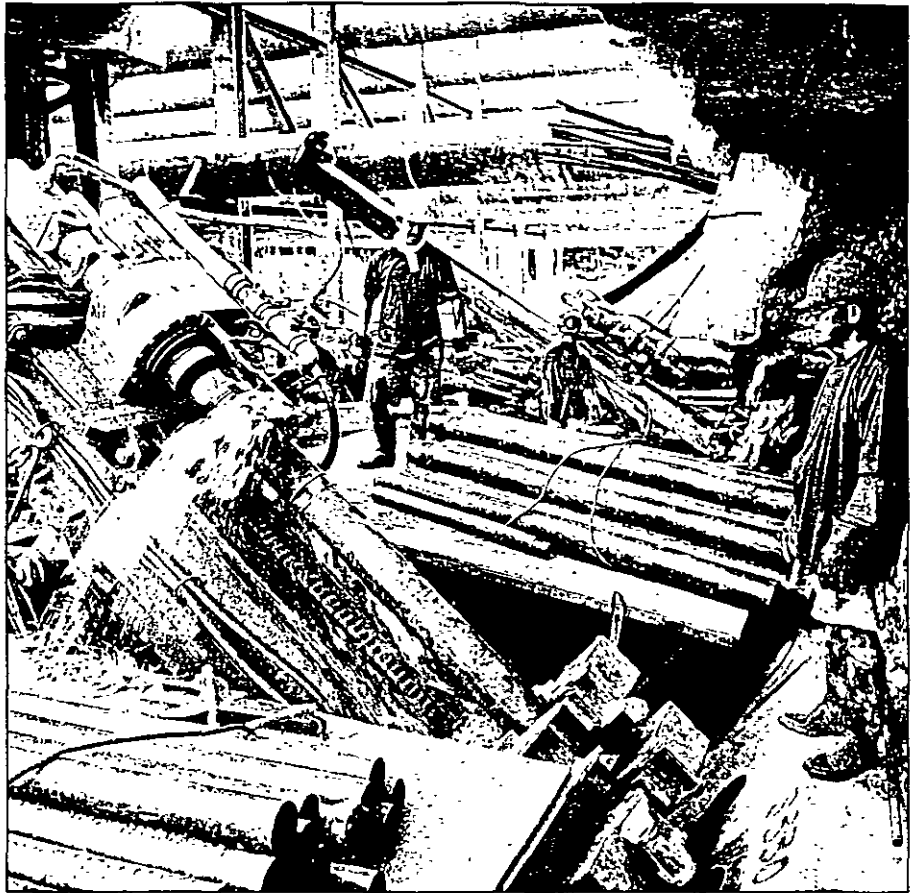
Las obras empezaron en agosto de 1996 y el pretensado se terminó en enero de 1997. Los anclajes en el suelo se han ido retirando entre marzo y octubre de 1997, durante la construcción de los muros del túnel. ■

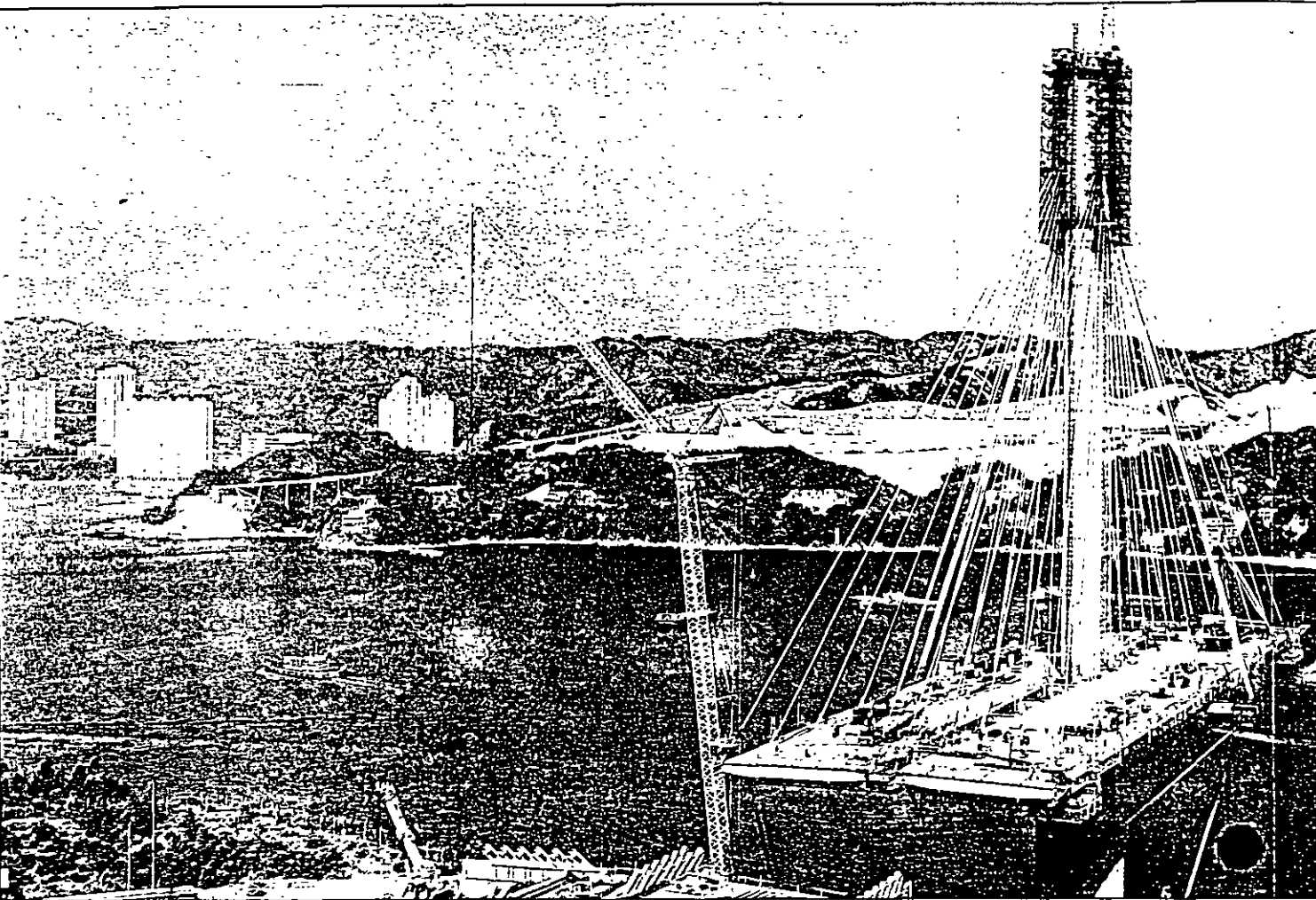
Cliente:
MTRC (Mass Transit Rail Corp.).

Contratista Principal:
Aoki Corporation.

Subcontratista especialista:
Austress Freyssinet - Freyssinet HK JV

Consultor obra provisional:
CBA Asia.



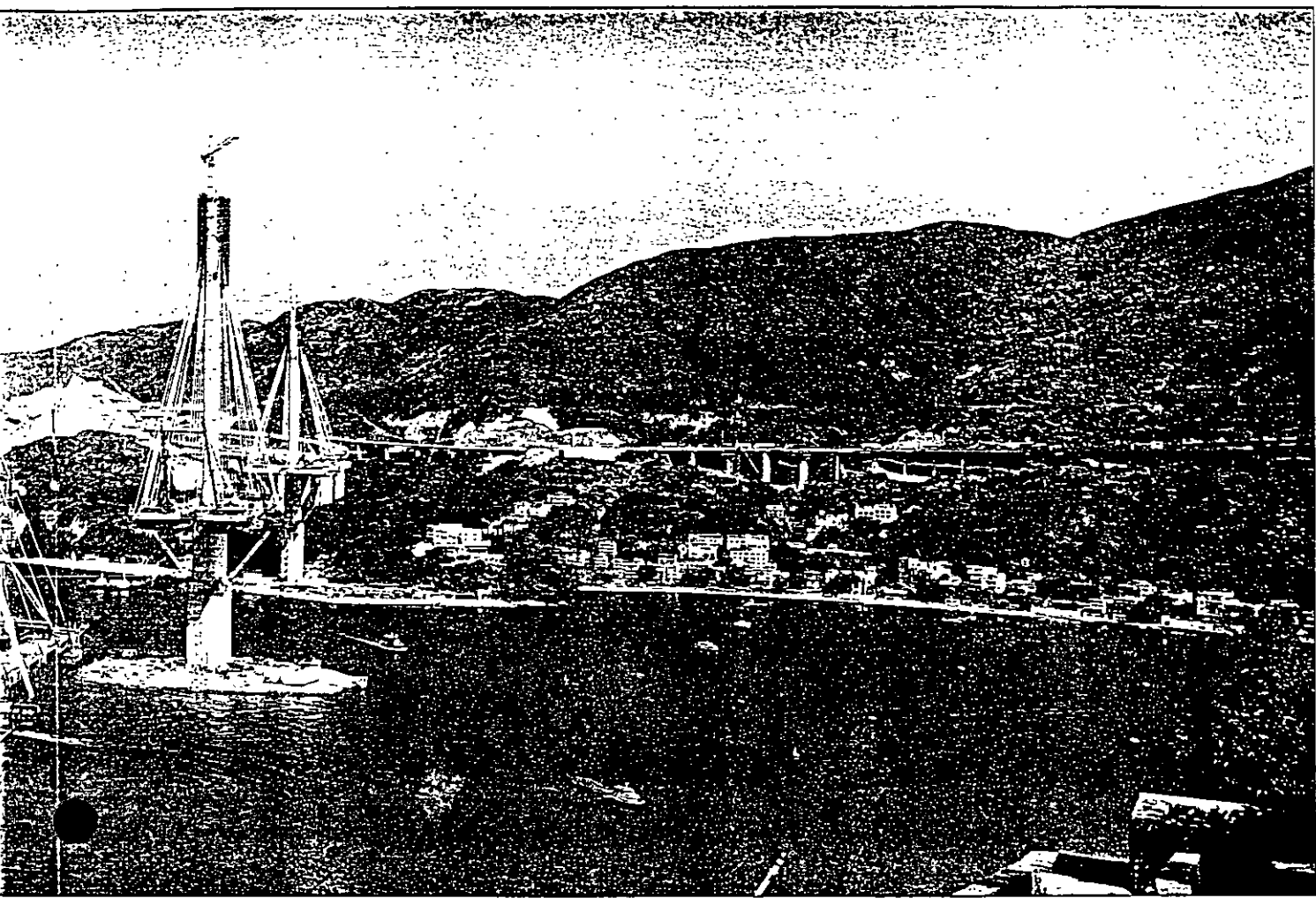


EL PUENTE D

El puente atirantado de Ting Kau se distingue por sus tres torres que culminan a 162 m, 167 m y 194 m, construidas una en el promontorio de Ting Kau, la segunda en la costa noroeste de Tsing Yi y la tercera en una isla ganada sobre el estrecho de Rambler.

La nueva estructura, con su longitud de 1177 m, forma parte de los puentes atirantados más largos del mundo.

Los dos tableros separados, dispuestos de cada lado de las tres torres, son una novedad. Dan al puente una línea de gran pureza, a la vez que le permite resistir a los vientos y tifones.



DE TING KAU

Cada tablero tiene tres carriles de circulación y una banda de parada urgente de 3,60 m. Estructura compuesta, los tableros están formados por 870 vigas metálicas y 2 400 losas de hormigón prefabricado. Se sostienen mediante 456 tirantes repartidos en cuatro capas, con 384 cables principales, 64 cables de estabilización de las torres y 8 cables de estabilización longitudinal.

El peso total de los tirantes es de 3060 T.

Freyssinet Internacional obtuvo, en 1995, el contrato de atirantamiento del puente de Ting Kau, que incluye la concepción y el estudio de montaje de los tirantes, el suministro de maquinaria de instalación, los equipos especiales y la gestión de obra.

Diseño

El diseño fue realizado por Schlaich Bergermann and Partner. Freyssinet, encargado del diseño de los componentes específicos del sistema de atirantamiento, recomendó al conceptor del puente el sistema Freyssinet con vaina exterior provista de una espiral en relieve para eliminar las vibraciones debidas al viento y a la lluvia.

Montaje

Tirantes principales

El puente se construyó mediante el sistema de doble voladizo. Por la forma única de este puente caracterizada por dos tableros situados de cada lado de las torres, Freyssinet tuvo que lanzar simultáneamente cuatro tirantes desde el extremo de un voladizo dado. Hubo que conservar un número máximo de cordones con relación a un par de tirantes en un tablero y entre cada tablero; así como con relación al número de losas prefabricadas colocadas por la Dirección de Obra.

La primera etapa de la cinemática de montaje consistió en subir la vaina de polietileno de alta densidad con el cordón principal.

Una vez el cordón principal colocado y tesado, Freyssinet instaló los demás cordones. Se tesaron los tirantes mediante el sistema de isotensión de Freyssinet. El sistema que se emplea ahora está automatizado y registra el esfuerzo y el alargamiento de cada cordón. Los datos se pueden registrar en un ordenador portátil para su análisis al terminarse el atirantamiento. El ciclo de construcción necesitó la colocación de ocho cables (cuatro en cada extremo) cada cinco o seis días a nivel de la coronación de cada torre.

Esta cinemática de montaje es propia de las torres de Ting Kau y de Tsing Yi. En la torre principal Freyssinet tuvo que colocar cuatro tirantes cada dos días, es decir doce tirantes por semana de promedio, con un máximo de dieciséis en una semana. Esto significa que en una semana típica se colocaron 28 tirantes entre las tres torres.

Los tirantes de estabilización longitudinal, de 465 m serán los más largos del mundo. Se anclan cuatro tirantes a nivel del extremo inferior adyacente a la torre de Ting Kau y otros cuatro a nivel de la torre de Tsing Yi. Estos ocho tirantes se anclan en la coronación de la torre principal. El peso total de los cordones alcanza 25 toneladas

La instalación de los tirantes estabilizadores se terminará en febrero de 1998.

Tirantes provisionales

Además de los trabajos previstos en el contrato principal el cliente encargó a Freyssinet la instalación en las tres torres de tirantes provisionales para estabilizar los voladizos cada vez más largos, muy finos, y proteger la estructura contra fuertes vientos, especialmente en caso de tifón, que, afortunadamente no se han manifestado este año. Los tirantes tienen 31 o 37 cordones y hay 48 en total montándose actualmente. La instalación de los tirantes, que ha seguido el ritmo de avance de los voladizos, empezó en noviembre de 1997 y se ha terminado a primeros de diciembre del mismo año.

Los tirantes se anclan generalmente a zapatas situadas en el extremo inferior y a estructuras provisionales a nivel del tablero para optimar la estabilidad. También se cruzan.

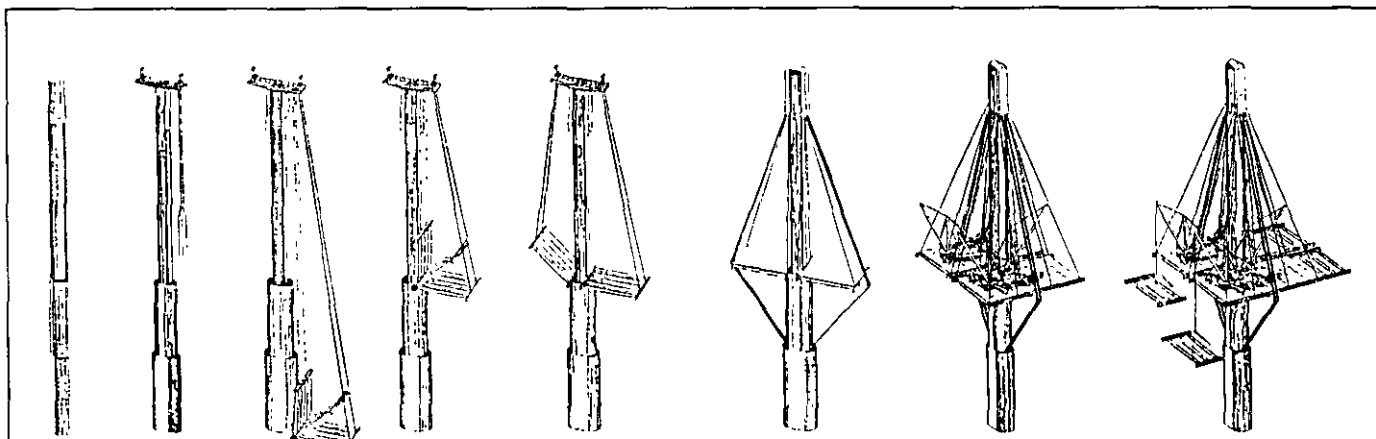
El cierre, previsto a finales de enero de 1998, pondrá un punto final a este periodo de intensa actividad: se habrán colocado así 456 tirantes en unos siete meses.

Remate de los esfuerzos de la plantilla de Freyssinet en esta obra, ésta realización les procurará a todos un legítimo orgullo. El Puente de Ting Kau superará a sus vecinos (Tsing Ma y Kap Shui Mon) por la originalidad de su estructura y por su elegancia. No cabe duda que será el florón de Hong Kong.

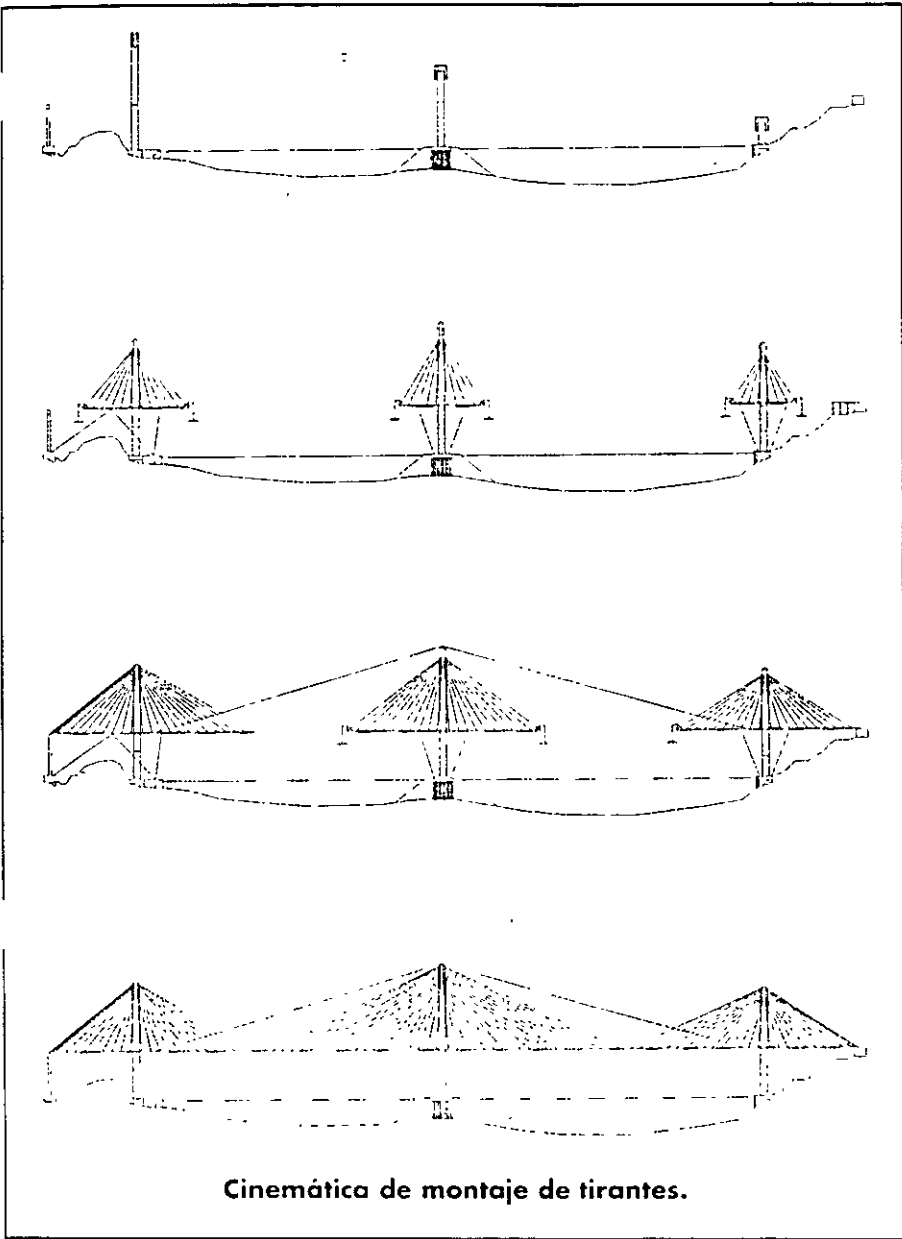
Para terminar saludamos al personal de Freyssinet presente en la obra desde el principio. ■



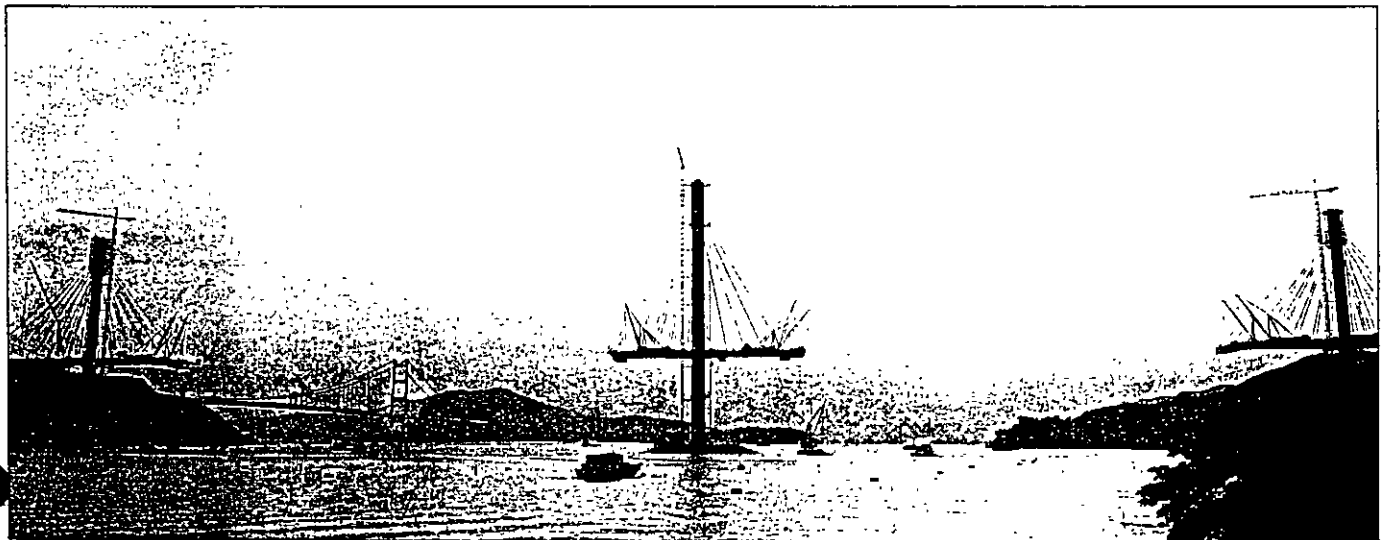
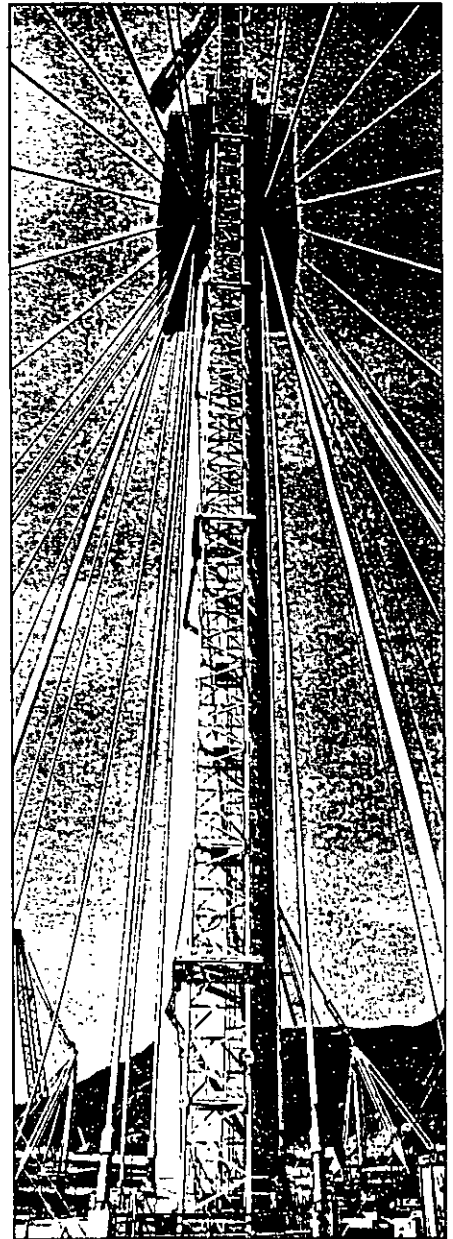
- Jefe de Obra: Ian Stuart.
- Jefe de Obra adjunto : Michel Monballiu.
- Ingeniero de Métodos: Manuel Peltier.
- Responsable de la torre principal: Daniel Toulouse.
- Responsable de la torre de Ting Kau: Stéphane Marrec.
- Responsables de la torre de Tsing Yi: Pierre Bourdeaux & Nicolas Raudin.
- Responsable de los tirantes provisionales : José Lopes.



Cinemática de construcción del Tablero.



Cinemática de montaje de tirantes.





LA TORRE TELECOM MALASIA

La construcción de la prestigiosa torre de Telekom Malasia en Kuala Lumpur emplea técnicas de pretensado particularmente innovadoras.

Construida en un espacio de cuatro hectáreas donde alternan plazas y zonas verdes, en pleno centro de Kuala Lumpur, la sede social de Telekom Malasia alcanzará 310 metros. Esta torre de 76 plantas y de 250 000 m² que va a acoger a 6000 personas, incluye todas las proezas técnicas por lo que se refiere a construcción de edificios inteligentes.

La forma del edificio, extraordinaria con sus dos fachadas curvas y finas que se superponen como hojas de bambú, se inspira ampliamente del dibujo "pucuk rebung" del escultor y pintor malasio Latif Mohidin. El plano horizontal tiene dos medias lunas opuestas con, en su centro, una sección cuadrada.

Austress Freyssinet, en colaboración con Freyssinet PSC Malasia, obtuvo el contrato del diseño, del suministro y colocación de las losas postesadas y ha adaptado el diseño de las mismas a los propios sistemas de Freyssinet. El diseño ha sido realizado en la sede social de Austress Freyssinet, en Sydney.

Cincuenta y cinco niveles tienen 4 m bajo techo lo que permite disponer de un espacio alto y de un falso techo de 500 mm para pasar las redes de servicios. La anchura de cada planta acristalada es de 17 m, este espacio, libre de toda columna, constituye un amplio espacio abierto, con mucha luz natural y que permite toda clase de uso.

La estructura de las plantas está constituida por losas pretensadas de 140 mm de espesor y de 6 m de luz, que se apoyan en vigas postesadas de 10 m de longitud. Las vigas principales de torjado están sostenidas por columnas de hormigón de resistencia incluida entre 50 MPa y 70 MPa.

El edificio tiene cuatro vigas de transferencia curvas en la planta 5, que sostienen 74 niveles. Las segundas columnas de orilla de la estructura deben ser suprimidas para ofrecer espacios sin columnas de 12 m en la entrada del edificio. La carga de explotación máxima que hay que transferir es de 48 000 kN.

Para las vigas maestras se empleó el sistema de postesado de cordones múltiples de la gama C de Freyssinet. Cada haz está formado por 51 cordones de siete alambres de alta resistencia de 15,2 mm de diámetro.

Como para el sistema de cordones múltiples, se emplearon otras dos técnicas de postesado para la construcción de estructura principal.



Las barras están dispuestas perpendicularmente a las bielas diagonales del hormigon para impedir toda ruptura diagonal en tracción.

Las vigas principales del torjado tienen una altura de 750 mm y una anchura de 850 mm en medio del vano.

El sistema de encofrado ha sido concebido de manera que cada panel de 0 m por 10 m esté encofrado mediante dos mesas de encofrado distintas. Estas mesas pueden bajarse y transportarse hasta el extremo del edificio para ser levantadas con la grúa hasta la siguiente zona de encofrado. Debido a la forma del edificio, las mesas sólo pueden sacarse de un lado. Ello significa que es físicamente imposible apuntalar la losa durante el desencofrado. Las losas postesadas fueron diseñadas para permitir el desencofrado, incluso cuando la losa tiene que soportar todo el peso de la losa directamente encima de ella.

El diseño propuesto por Freyssinet ha permitido notablemente acortar el plazo de construcción. ■

La primera consiste en colocar verticalmente barras Macalloy de 40 mm de diámetro, sin tesar y de 1050 MPa de resistencia a tracción. Como la viga se hormigonaba en dos partes, hubo que verificar el cortante longitudinal para asegurar un comportamiento compuesto. En este caso, el efecto de cortante/tracción determinó el diseño del refuerzo vertical.

La segunda técnica también recurría al sistema de barras Macalloy de 40 mm, pero éstas han sido sometidas a una tensión del 62% de su fuerza de ruptura

Propiedad:

Telecom Malasia.

Contratista principal:

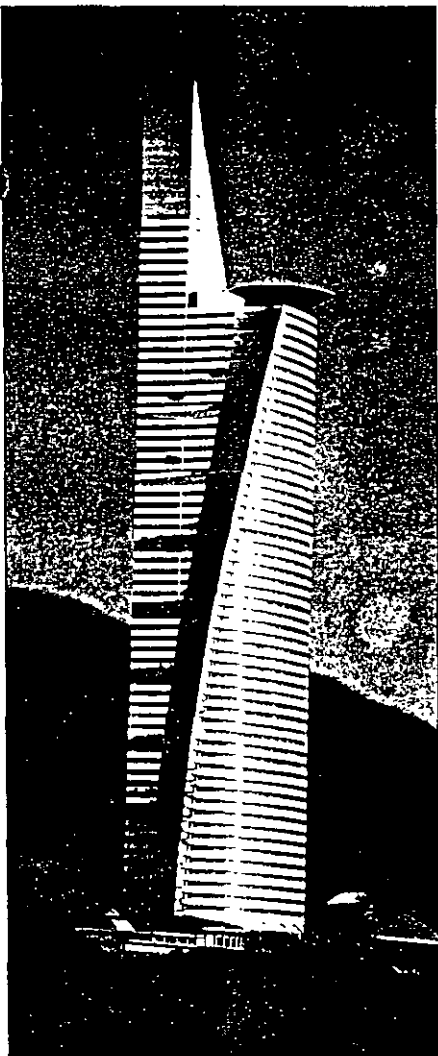
Daewoo Corporation Peremba
Constructions J.V.

Subcontratistas de pretensado:

Austriss Freyssinet - Freyssinet PSC. J.V.

Consultor:

Ranhill Bersekutu



EL PUENTE DE NORDIN

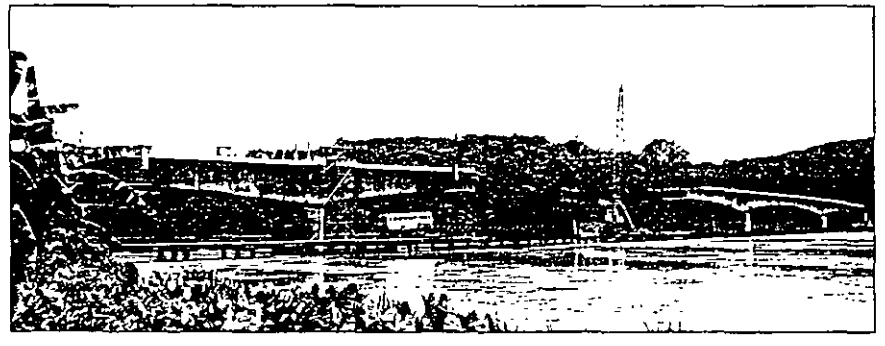
Situado en el noroeste del Estado de Perak, en Malasia, el puente de Nordin unirá el este con el oeste de la región y tendrá un papel importante en el desarrollo económico del Estado.

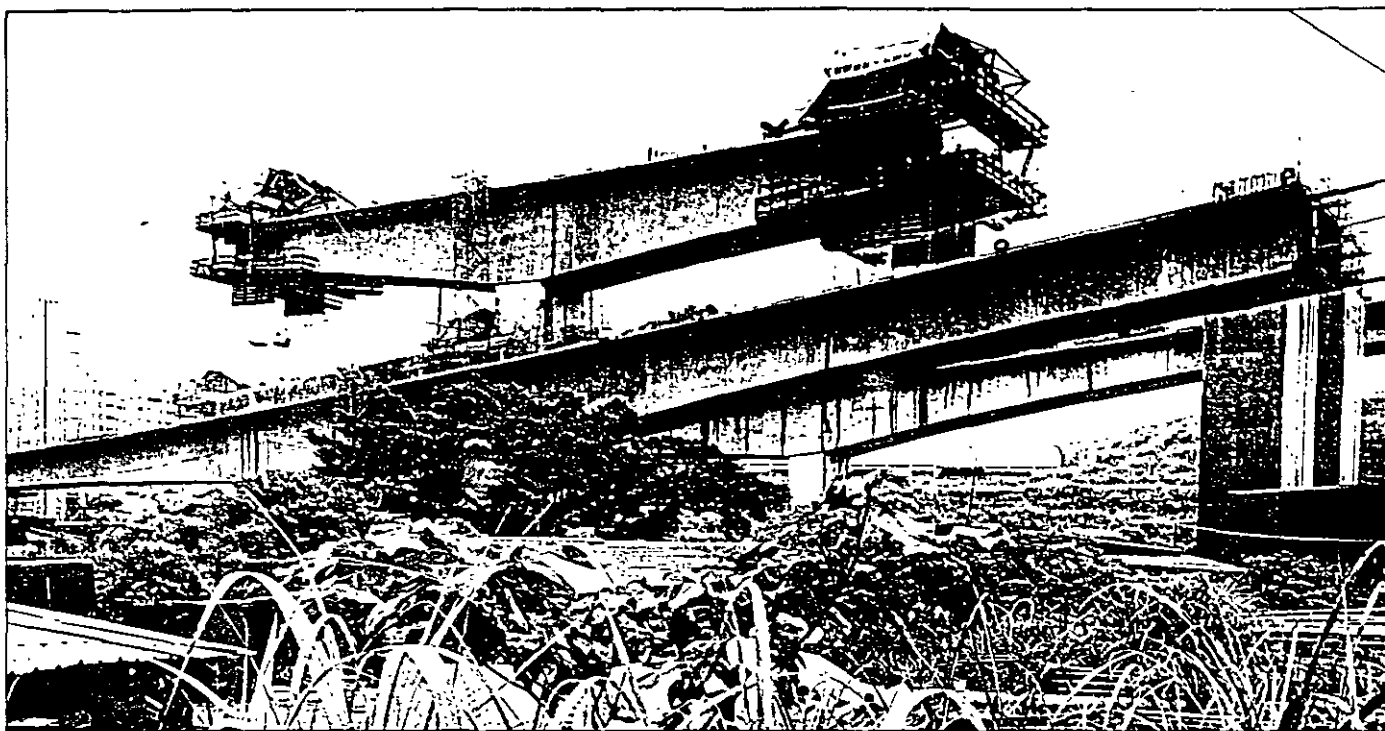
De 279 m de longitud y 12 m de anchura, esta estructura de dos carriles es una viga cajón pretensada hormigonada in situ, con tres tramos principales de 65 m y dos tramos de acceso de 42 m. Las obras empezaron en diciembre del 95 y se terminaran en febrero del 98.

Propiedad: Ministerio de Obras Publicas.

Contratista principal: Hajadi Sdn Bhd

Subcontratista especialista: Freyssinet





LA AUTOPISTA C301

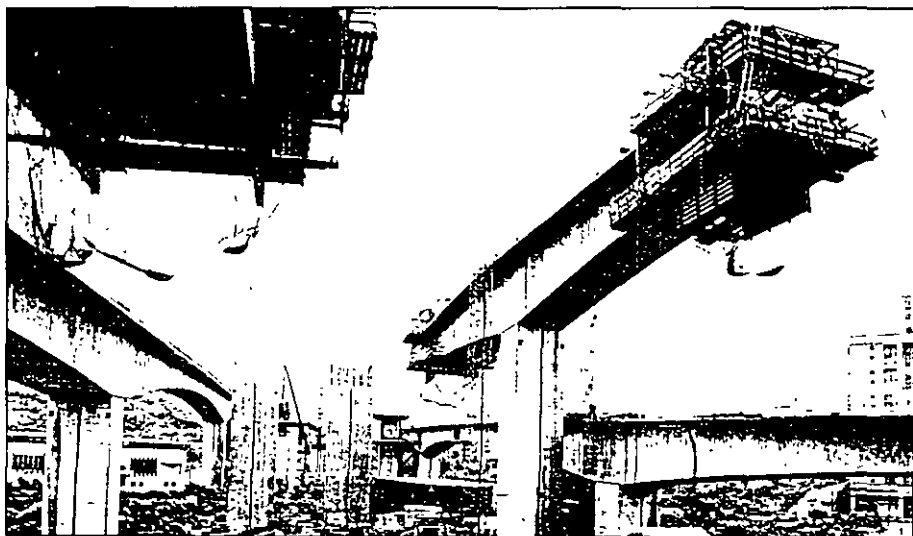
La primera autopista de Taiwan se abrió al tráfico en 1977 entre Keelung y Kaohsiung.

Este tramo alcanzó muy rápidamente su nivel de saturación y, ya en 1987, se pensó en una nueva autopista.

Dejando la parte costera, su trazado será más interior en la región montañosa central para dejar la zona costera muy urbanizada.

Más del 50% de esta nueva infraestructura estará formada por puentes y túneles.

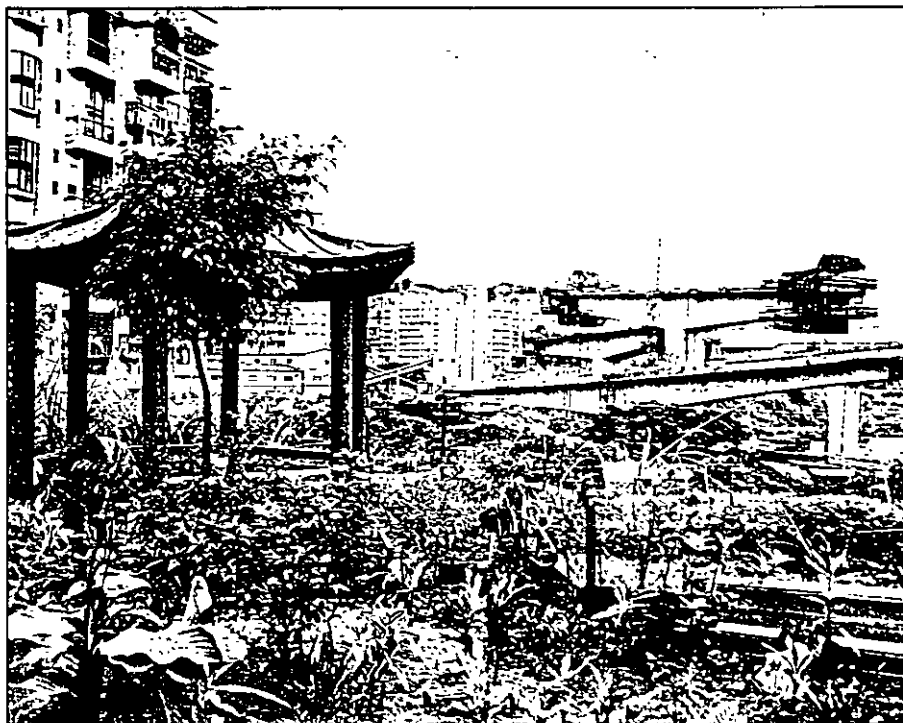
El proyecto C301 forma parte del tramo norte de la nueva autopista cuya realización es muy difícil por las exigencias del terreno y la falta de espacio.



El viaducto 1 franquea un riachuelo y enlaza la autopista con la carretera costera y el puerto de Keelung. Las exigencias del tráfico y del terreno han hecho necesaria la construcción de diez viaductos de grandes luces (hasta 110 metros) y de una anchura de tablero variable, hasta de 21 metros. Se construyó por dobles voladizos con dovelas hormigonadas in situ. Un doble túnel de 1,5 km reúne el viaducto 1 con el viaducto 2. Dos tableros paralelos (calzadas Norte y Sur) apoyados en pilas de hasta 40 m de altura, se han de construir en un terreno

muy empinado y de acceso complicadísimo. Se optó por el sistema de carros de encollado móviles para la construcción de los tableros de 45 metros de luz y de 16 metros de ancho, para poder tener acceso a la obra desde los estribos. Freyssinet diseñó un sistema móvil con una consola sobre pila autolanzadora, que permite ahorrarse una grúa para la transferencia de la consola. Al terminar de hormigonarse un tramo, se fija la viga (75 m de largo, y 700 toneladas) al tablero de hormigón y a la pila de delante. La consola se suelta y desliza bajo la viga hasta pila siguiente y así repetidamente.

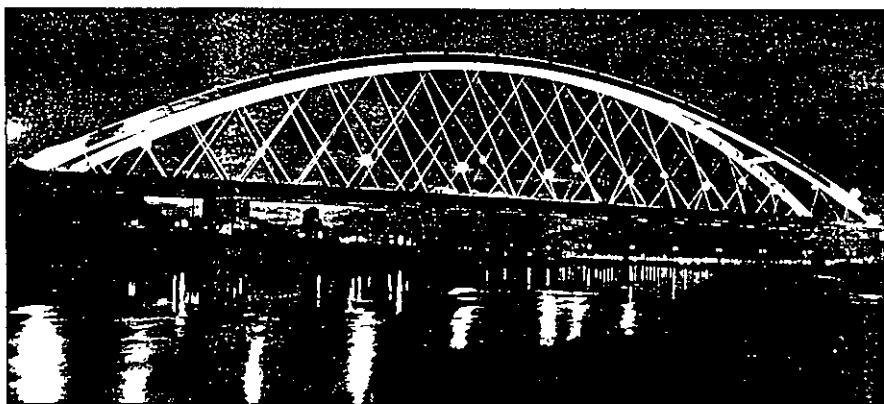
Los puentes en dobles voladizos están formados por vigas cajón simples o dobles. La longitud de las dovelas es de 4 m o de 5 m, y su altura varía entre 5,8 m en la pila y 2,4 m en medio del tramo. Dependiendo de la anchura de la calzada de las carreteras de enlace, las dimensiones del tablero varían entre 8 y 11 metros y entre 16 y 21 metros en función de su apoyo en dovelas simple o dobles. Esta diferencia importante de anchura se repercute en la anchura de los forjados inferiores, lo que ocasionó una dificultad mayor para la construcción de las almas verticales. Hubo que realizar carros adaptables a las distintas medidas entre ejes de las dovelas cuya construcción necesitó diez días en vez de seis. ■



Propiedad:
TANEEB (Taiwan Area National
Expressway Engineering Bureaux).
Diseño:
CECI (China Engineering Consultant Inc.).
Contratista Principal: Pacific Const. Co
**Estudio del carro de encofrado, asistencia
técnica, pretensado y apoyos:**
Freyssinet

EL PUENTE DE MEI-SHYWE

Desde noviembre de 1996, Taipéh puede enorgullecerse de una nueva estructura, el puente de Mei-Shywe. Franquea, en la parte este de la ciudad, el parque de Keelung que se acaba de remodelar.



La estructura principal es un puente metálico de arco con péndolas inclinadas, de 210 m de luz. Los tramos de acceso de 30, 50, y 66 m están constituidos por vigas metálicas. El tablero de 16 m de anchura permite un tráfico de dos carriles en ambos sentidos.

La estructura principal tiene:

- dos arcos parabólicos de 55 m de altura y 210 m de luz (razón altura/luz = 1/6). Los arcos, inclinados y separados de 25 m en su base y de 5,6 m a nivel de la llave, están unidos por nueve relucros laterales de sección circular,

- dos vigas cajón metálicas interiores principales, inclinadas en el mismo plano que los arcos y que se apoyan sobre pilas que no resisten al empuje, cimentadas en pilotes bincados por circulación inversa, a una profundidad que puede llegar hasta 40 metros. Para resistir el empuje horizontal de los arcos, seis cables de pretensado longitudinales de tipo 19T15 HDPC con protección individual, se emplean como tirantes para cada sección principal,

- 52 tirantes por plano de arco inclinado de 60 grados en los cajones de los arcos y de las

secciones interiores, fueron montados cordón por cordón y tesados con gatos monocordón, por la falta de espacio disponible en las secciones interiores. Están protegidos con una vaina de aluminio que además realza la línea de la estructura.

- el tablero está mantenido por vigas transversales cada 12 metros que soportan chapas metálicas sobre las que se coloca el pavimento.

Freyssinet suministró e instaló los tirantes y el pretensado. Por ser el primer puente de este tipo construido en Taiwan, la Propiedad había especificado que "la Dirección de Obra tenía que dirigirse a un especialista que hubiera ya trabajado en este tipo de puente, tanto para el diseño como la colocación de los tirantes". ¿Una tarea perfectamente a alcance de Freyssinet! ■

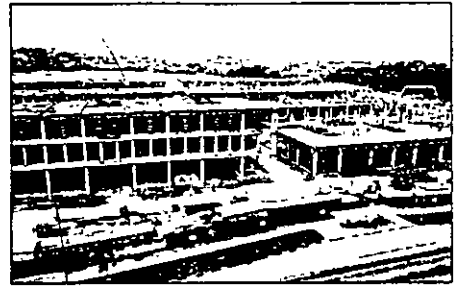
Propiedad:
Gobierno de la ciudad de Taipéh.

Diseño:
T.Y. Lin (Taiwan).

Dirección de obra:
Join Engineering Consultants

EL PARQUE INDUSTRIAL SHUN LI EN KAKI BUKIT

El Parque Industrial Shun Li construido en un terreno de unas 7,5 hectáreas tiene tres conjuntos de edificios en grada, de 4 plantas y una fábrica/almacén de 6 plantas. Está destinado a acoger empresas especializadas en informática, electricidad, electrónica, mecánica de precisión, edición, moda y equipamiento informático de oficinas.



PSC Freyssinet (S) Pte Ltd es responsable del diseño y colocación del sistema de losas postesadas para 5 grupos de edificios. El sistema viga/losa ha sido diseñado para una carga de 7,5 kN/m². La superficie total postesada es de unos 64 200 m² y necesitará el empleo de 504 toneladas de cordón de 12,9 mm de diámetro. ■

Propiedad:
Sin Soon Lee Industrial Park Pte Ltd.

Dirección de Obra: Eng. Seng Lee Construction Co. Pte Ltd.

Arquitecto: Design Link Architects.

Empresa de postesado:
PSC Freyssinet (S) Pte Ltd.

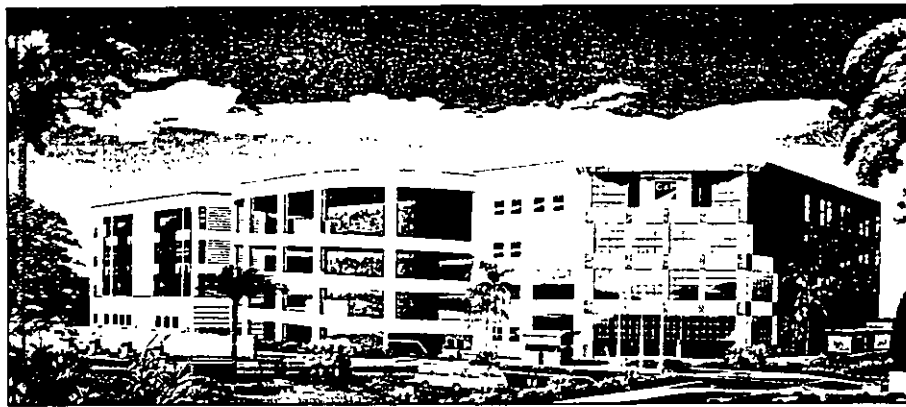
La superficie total postesada alcanza 57 600 m² y necesitará la instalación de unas 612 toneladas de cordones de 12,9 mm de diámetro. ■

Propiedad:
TT Importers & Exporters Pte Ltd.

Dirección de Obra:
Evan Lin & Co. Pte Ltd.

Arquitecto:
Transurban Associates.

Empresa de postesado:
PSC Freyssinet (S) Pte Ltd.



UN ALMACEN C&P EN JURONG

Con sus impresionantes rampas de acceso y su capacidad para recibir directamente en cuatro niveles, incluso los remolques portacontenedores de 45 pies, el nuevo almacén C&P, cuyo coste llegará a 60 millones de dólares de Singapur, será el más moderno existente.

La superficie postesada es de 65 000 m² para unas 1 000 toneladas de cordones. Las columnas están a 12 o 22 m de distancia y el almacén tiene 80 andenes de carga listos en cualquier momento.

Gracias al postesado, la altura bajo techo de cada nivel alcanza los 7,5 m, lo que permite el tráfico y permite habilitar espacios administrativos y logísticos y la instalación de sistemas de seguridad y de una red Spinkler anti incendios. ■

Propiedad:
C&P Holdings Pte Ltd.

Arquitecto:
Architect Vista.

Ingeniero:
Kinhill Singapore Pte Ltd.

Dirección de obra:
Penta Ocean Construction Co. Ltd.

Empresa de postesado:
PSC Freyssinet (S) Pte Ltd.



Dos antiguos almacenes que P&C poseía en un terreno de 12 ha en Penjuru Lane se han arrasado para construir nuevas instalaciones cuya puesta en servicio está prevista en la primavera de este año. Si la primera fase responde a la demanda, C&P ha previsto construir una segunda, contigua a las nuevas instalaciones.

EL CENTRO TT DISTRI PARK DE TOH GUAN



El centro logístico TT Distripark se compone de tres zonas principales: una zona de almacenamiento automatizada que podrá recibir contenedores de 40 pies, un edificio administrativo de 10 plantas

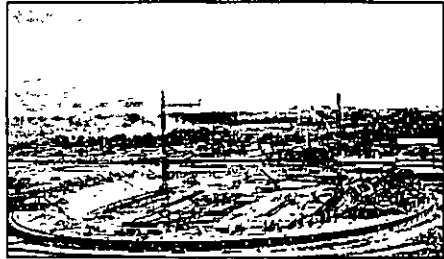
con edificio anexo de 6 plantas y un almacén clásico de 6 niveles. PSC Freyssinet (S) Pte Ltd consiguió el contrato de diseño de los sistemas de losa portantes y el suministro y colocación del postesado.

PSC Freyssinet suministró más adelante un sistema para losas planas para la zona de almacenamiento con sobrecarga de 45 kN/m² y para un edificio administrativo de 10 plantas (con sobrecargas de 5,0 kN/m²). Un sistema para la losa con capiteles del edificio de 6 plantas anexo, y por fin, un sistema para vigas/losas para el resto del almacén, con sobrecarga de 12 kN/m².

TAILANDIA

XIII Juegos Asiáticos

El gran estadio y el centro acuático serán los dos edificios emblemáticos del complejo deportivo de Rangsit construidos especialmente para acoger a los XIII Juegos Asiáticos que tendrán lugar en Tailandia del 6 al 20 de diciembre de 1998.

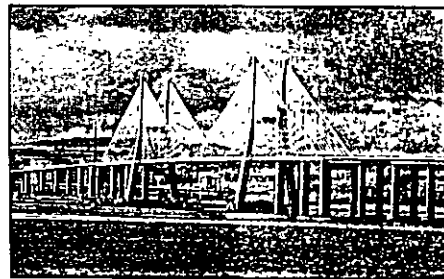


CPAC Concrete Products Co., Ltd. (CPAC) Freyssinet Tailandia) fue seleccionada para el suministro y la colocación del pretensado de las gradas y de la viga inclinada del gran estadio, y de la losa y de los muros del centro acuático. ■

PORTUGAL

Colocación del último tirante del puente Vasco de Gama.

A finales de la mañana del sábado 8 de noviembre 1997, se enfiló en su vaina el último cordón del último tirante del tablero del puente sobre el Tajo. El puente principal de la estructura de 17 km construido con motivo de la exposición universal de 1998 está terminado. El tablero de 829 m con un tramo central de 420 m está colgado de dos pilas en "H" de 147,50 m de altura, mediante dos capas verticales de tirantes: 192 en total.



Como lo subrayan Gerard Postic, director de obras, y Jean-Baptiste Domage, responsable de los métodos y de la calidad, se pueden subrayar dos novedades. Primero: La automatización del sistema de isotensión, que vigila el comportamiento de la estructura durante el tesado. Segundo: el sistema de los amortiguadores de los tirantes, que en este caso reemplaza aquí a la aguja por un par de dispositivos, mecánico e hidráulico: tres arcos metálicos embebidos en una materia viscoelástica, hacen tope contra la cara interior de la vaina, a nivel de los desviadores,

a la salida de los anclajes. Se puede inyectar aceites muy viscosos en estos amortiguadores según haga falta.

Otra especificidad del puente Vasco de Gama: el tirante se coloca antes de hormigonar la dovela que sostiene. En efecto, el anclaje definitivo se coloca en la armadura, y se enlaza con el carro de encofrado móvil mediante cuatro barras Macalloy. Se iza la vaina con el primer cordón, luego una parte de los cordones completa el tirante gracias a un sistema de varén, antes de hormigonar las vigas del tablero. Se introducen seguidamente los cordones restantes, antes de hormigonar la losa. El carro móvil queda durante estas operaciones retenido por cuatro tirantes provisionales (de 8 cordones galvanizados cada uno), anclados tres dovelas antes, mediante tres pórticos triangulares. ■

INDONESIA

Premio "Siddhakreptyar" para Pt. Freyssinet Total Technology



Para conmemorar el Segunda Jornada Nacional de la Tecnología en Indonesia, que se celebró en el Palacio del Estado el 12 de agosto 1997, Pt. Freyssinet Total Technology recibió de S.E. el Presidente de la República Indonesia, M. Soeharto, el premio nacional "Siddhakreptya" por sus esfuerzos para desarrollar la tecnología y su iniciativa constante en emplear las técnicas avanzadas inventadas por los científicos e investigadores indonesios.

El Presidente entregó el premio a Aswin Limansantoso, Director General de Pt. Freyssinet Total Technology, durante una ceremonia en la cual participaron también el vice presidente Try Soetrismo, el ministro del interior, el ministro de educación y cultura, el ministro de transportes y el ministro de las cooperativas y pequeñas empresas.

En su informe dirigido a S.E. el Presidente Soeharto, el ministro de estado de investigación y tecnología, B-J. Habibie, declaró que la Jornada Nacional de la Tecnología intentaba incrementar la confianza propia en el dominio de una tecnología elaborada.

Noticias breves

Este certamen anual se ha convertido en un movimiento nacional para todos los actores de la sociedad, gubernamental, sector privado, o simples ciudadanos, y todos participan activamente.

S.E. el Presidente Soeharto, en su ponencia animó a los Indonecios para que adquieran pericia tecnológica para confortar el futuro del país. Además subrayó la importancia que tiene una gran preparación para transformar el país en una sociedad industrial. ■

BRASIL

El primer muro Freyssisol

La Sociedad Odebrecht atribuyó a Stup Premoldados Ltda, la construcción del muro de contención del lote 5 del metro de Belo Horizonte

Esta obra, de 4m de altura media y de 4825m² de superficie es el primer muro Freyssisol en Brasil

Las obras han empezado en enero de 1998 y se terminarán en junio. ■

TURQUIA

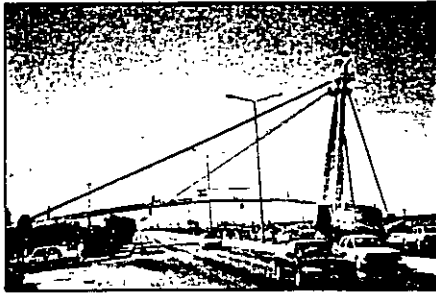
La pasarela Izmir-Güzelyali, primera obra atirantada

La pasarela peatonal de Güzelyali ha sido oficialmente abierta al público el 15 de octubre 1997.

Con este proyecto, Freyssis cosecha los frutos de su experiencia en el campo de las obras de fábrica y refuerza, por segunda vez este año, la posición de líder en el sector de obras públicas en Turquía, recurriendo a los métodos más modernos de construcción.

Hay 6 tirantes, de los cuales dos de 27,80 m de 55H15, uno de 59,60 m de 51H15, otro de 59,60 m de 191115 y dos de 39,40 m de 6H15, para un peso total de 9 toneladas.

El tablero del puente es un cajón metálico prefabricado en 4 partes ensambladas in situ. Las dos rampas, cuya pendiente es de 12%, no tiene escalones lo que facilita el acceso de los peatones.



YP Insaat Co tuvo la Dirección de Obra, Freysas tuvo la responsabilidad de los planos de ejecución de los tirantes y de los sistemas de anclaje, el suministro y la colocación de los mismos, el pretensado y la fabricación, en Turquía, de las fijaciones principales.

Las obras se terminaron 2 meses después de firmarse el contrato. Debido al interés suscitado por esta pasarela, tanto cuando se construía como después de su puesta de servicio, y a numerosas intervenciones, se decidió lanzar nuevos estudios para la realización de un nuevo puente atirantado Karsiyaka-Izmir. ■

Propiedad: Municipio de la aglomeración de Izmir, Izsas.

Dirección de obra: YP Insaat Co.

Tirantes: Freysas-Freyssinet Yapı Sistemleri Sanayi A.S.

ITALIA

Izado del instituto de arte de la puerta románica

Fressinet Italia intervino en la restauración y el ampliamento de un edificio del siglo XIX situado en Florencia, que alberga hoy "el Instituto de Arte de la Puerta Románica" con la colocación del suelo y de los cabrios que sostienen el techo ocasionados por el hundimiento del muro después de la inundación de abril 1992.

Este piso, de 36 m de longitud, está formado por vigas de acero IPN 220 dispuestas cada 80 cm y por cabrios cada 6 m.

Teniendo en cuenta grandes diferencias de nivel en los extremos de las vigas, se hizo el izado por elementos de unos 6 m, que fueron separados y después apartados del muro con dos gatos.

Se volvió a colocar cada cabrio mediante un izado realizado en un solo punto.

El proyecto fue diseñado por el Profesor L. Nizzi-Griffi y el ingeniero M. Mannelli para la empresa Donati S.p.A., adjudicadora general de la obra, y realizada a continuación por la sociedad C.E.S.A.P. S.p.A., filial de Freyssinet Italia. ■

FRANCIA

Pretensado exterior en un viaducto ferroviario

El viaducto de Vernègues en el trazado del TGV Mediterráneo se construye en tres tramos: dos empujados y un en voladizos sucesivos. Este último tiene ocho dobles voladizos continuos con los del viaducto norte; el viaducto sur es independiente gracias a una junta de dilatación. Peculiaridad de la estructura: el tablero es de sección variable, que va de un círculo en su parte central a un trapecio de poco canto en sus extremos, gracias a un plano inferior que se ensancha al acercarse a los estribos. Por primera vez en Francia, la SNCF ha decidido emplear pretensado exterior.

"Es una obra importante", confirma Jacky Leboeuf, responsable de la obra. "Colocamos 570 t de pretensado exterior y 400 t de pretensado interior, o sea en total 20 000 m de vaina de PAD de 125 mm de diámetro. Empleamos un gato de 1,2 t de peso, cosa rara en un puente".

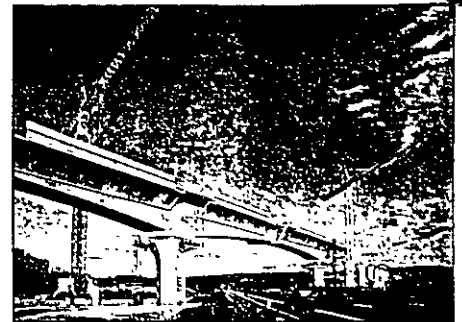


En Vernègues se ha prestado especial atención a la lechada. No hay contacto alguno posible con la estructura del puente y todas las cuñas se engrasan para que la lechada no las bloquee. En cuanto a las fórmulas de mezcla, lo más difícil ha sido encontrar un cemento estable con el tiempo, y durante la obra "Hay que tener una lechada invariable a la temperatura exterior, en verano como en invierno", recuerda Jacky Leboeuf. "El empleo de nanosilice permite estabilizar el agua que circula por los cordones y mejorar así la fórmula, bloqueando los fenómenos de decantación". ■

Dos rotaciones espectaculares sobre la Autopista A8

El Viaducto de Ventabren, en el departamento de Bouches du Rhône, franquea la autopista A8 mediante un tramo de 100 m de longitud. Mientras que dos tableros se iban empujando de cada lado de este tramo, se iba construyendo éste por voladizos sucesivos en dos partes iguales y paralelos al eje de la carretera. Los dos dobles voladizos de 3690 t cada uno fueron girados por la noche alrededor de sus respectivos apoyos, para alinearlos con el trazado de la estructura. ¡Un acontecimiento excepcional, para rotaciones en equilibrio en un apoyo único!

Las operaciones se realizaron el 25 de septiembre y el 28 de octubre pasados desde la cima de la pila vecina, en la cual fueron instalados dos gatos de 20 t, que permiten enrollar dos cables monocordón anclados en la punta del voladizo.



Tirando de estos cables, la dovela sobre pila (VSP) gira alrededor de un eje solidario del cabecero (de acero E56), para recorrer un ángulo de unos 30°, o sea una distancia de 23,7 m. El chasis de tracción fijado al hormigón tiene una forma redondeada, para mantener la línea de carga siempre perpendicular al punto de anclaje.

Los ojos fijos en los gatos, Henri Brisson, Jefe de obra, comenta "adelantamos con carreras de 1 m. Al final vamos más allá del ángulo definitivo, para tomar en cuenta el retorno del voladizo en unos 8cm, debido a la elasticidad del neopreno colocado bajo el VSP". ■

El Label Ivor para el TFC® (Tejido de fibra de carbono)

El comité Ivor otorgó, el 25 de octubre, el label Ivor a dos innovaciones "valoradas en dos obras de referencia" entre las cuales la reparación de obras de fábrica mediante encolado con tejido de fibras de carbono (TCF).

"El refuerzo de puentes con tela de fibras de carbono (TCF)," precisa el comité, "constituye una real innovación y tendría que ser una alternativa muy interesante en un plazo medio para las técnicas de refuerzo con chapas metálicas".



La obra de referencia es el franqueo de la autopista A10 por la carretera secundaria 142 entre Allainville y Allaines (Eure-et-Loir).

El comité Ivor, formado por expertos en ingeniería civil y representantes de las administraciones técnicas, tiene como misión formalizar innovaciones técnicas y favorecer su difusión entre las Propiedades públicas privadas. ■

LECTURA

Mantenimiento y reparación de puentes

La durabilidad de las estructuras es hoy un punto esencial: después de algunos incidentes espectaculares ocurridos en los cinco continentes y en puentes de todo tipo, los ingenieros se dieron cuenta de la importancia del mantenimiento, a la vez que debieron emprenderse operaciones muy importantes de refuerzo de estructuras.

Pero la patología y la reparación pertenecen tanto con el arte como a la técnica; no tienen una enseñanza específica, y el ingeniero de obra está muchas veces solo para enfrentarse con un problema urgente.

Un libro reciente de Roger Lacroix y Jean-Armand Calgaro, que trata de los tableros de puentes de hormigón y de acero compensa esta carencia presentando a los ingenieros al mismo tiempo el estado del arte y las bases de reflexión para facilitarles, en las mejores condiciones, el poder mantener las estructuras. ■

EN LA PRENSA

Travaux

En su número del mes de noviembre 1997, la revista Travaux dedica un largo artículo a la construcción del módulo 2F del terminal 2 del aeropuerto de Roissy-Charles-de-Gaulle.

"Para responder a una arquitectura atrevida, se ha aceptado un desafío tecnológico para la puesta a punto de un procedimiento innovador. Permitió la realización de la cubierta del terminal, constituida por una estructura mixta metal-hormigón, en unas condiciones de perfecta seguridad y de calidad máxima. Los dieciocho cáscaras de hormigón delgado pretensadas, de 28m de anchura por 70 de largo, fueron colgadas de una estructura metálica mediante una operación de transferencia de cargas realizada gracias al pilotaje simultáneo de 224 gatos controlados en presión" escribe Gérard Pétard, Director de proyecto y autor del artículo. ■



New Civil Engineering

"Como consultor del Presidente de Freyssinet, Roger Lacroix se interesa muy especialmente a la reparación con hormigón proyectado reforzado con fibra de acero".

"Roger Lacroix, que es sin duda uno de los primeros de los expertos franceses en hormigón, es Presidente del Proyecto Nacional de reparación con hormigón proyectado reforzado con fibras de acero".

NCE también informa de su estancia en Londres, donde ha presentado una ponencia sobre la reparación del Túnel bajo el Canal de La Mancha realizada por Freyssinet. ■

Engineering News Record

La revista americana Engineering News Record (ENR) de noviembre de 1997, pone de relieve el Puente Vasco de Gama.

En este artículo, Peter Reina califica la estructura de *"vitrina de la construcción de puentes, de 12,2 km que se modifica a medida de su avance más allá de la exposición y franquea el Tajo hasta el horizonte"*. ■

Le Moniteur

En su artículo del 26 de diciembre de 1997 bajo el título *"isotensión industrializada para 192 tirantes"*, Guillaume Delacroix dedica un artículo al sistema de isotensión Freyssinet - *"totalmente nuevo y más sofisticado que los anteriores"* como dice Gérard Postic, director de obras Freyssinet - empleado para el puente Vasco de Gama. ■



Con mucha pena y tristeza nos hemos enterado del fallecimiento de

Robert Langlois

el 27 de noviembre de 1997, víctima de un cáncer.

Nacido el 5 de abril 1953, Robert Langlois empezó su carrera profesional con Delattre-Levievier donde permaneció hasta 1987, como Director de obra.

Tras un periodo con Framatome (1987-1989), se incorporó al Departamento Técnico de Freyssinet. Muy pronto se impuso como especialista del izado pesado y de la construcción de estructuras metálicas.

Bajo su impulso y tenacidad se desarrollaron los sistemas de izado automático controlados por ordenador. Continuó esta actividad en estrecha colaboración con L. Brown de PSC Heavy Lift y fue uno de los motores que permitieron al Grupo entrar en la era de la informática industrial.

Hasta el final lo vimos, reuniendo sus fuerzas, venir a la oficina para interesarse por los proyectos que había dejado. Pero la enfermedad cuyo desarrollo fue muy rápido nos lo arrebató, a nosotros, y a los suyos. A su familia damos de nuevo nuestro más sentido pésame. ■

Noticias breves



Con gran tristeza, les comunicamos el fallecimiento de

Jean-Pierre Ize

murió a consecuencia de una corta y fulgurante enfermedad el 25 de diciembre de 1997. Tenía 48 años.

Jean-Pierre era Presidente y Director General de nuestra filial Freyssinet en México desde 1987. Se había incorporado al Grupo en 1975, y el desarrollo de su carrera fue clásico: oficina técnica, obras, dirección.

¿Qué se puede decir cuando la pena y la pérdida son incommensurables sino expresar un sentimiento de rebelión y de incompreensión?

Jean-pierre se ganó durante estos 26 años la simpatía de toda la "familia" Freyssinet de la que era una figura destacada. Perdimos un amigo más que un compañero o un colaborador. Gracias a su carisma y su competencia nuestra filial alcanzó su madurez y adquirió en el mercado mejicano el primer puesto.

Su contribución al desarrollo de los tirantes Freyssinet fue especialmente decisiva con los puentes de Coatzacoalcos, Tampico, Mezcala y Barranca el Zapote.

A su esposa Dany, a sus hijos Pierre y Patrick, mandamos toda la simpatía y compasión de la gran "familia" Freyssinet en la cual Jean-Pierre siempre ocupará un lugar aparte. ■





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

***DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS***

MODULO II

CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS.

TEMA

“SUPERESTRUCTURA”

**ING. ADOLFO SÁNCHEZ SÁNCHEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO 1998**

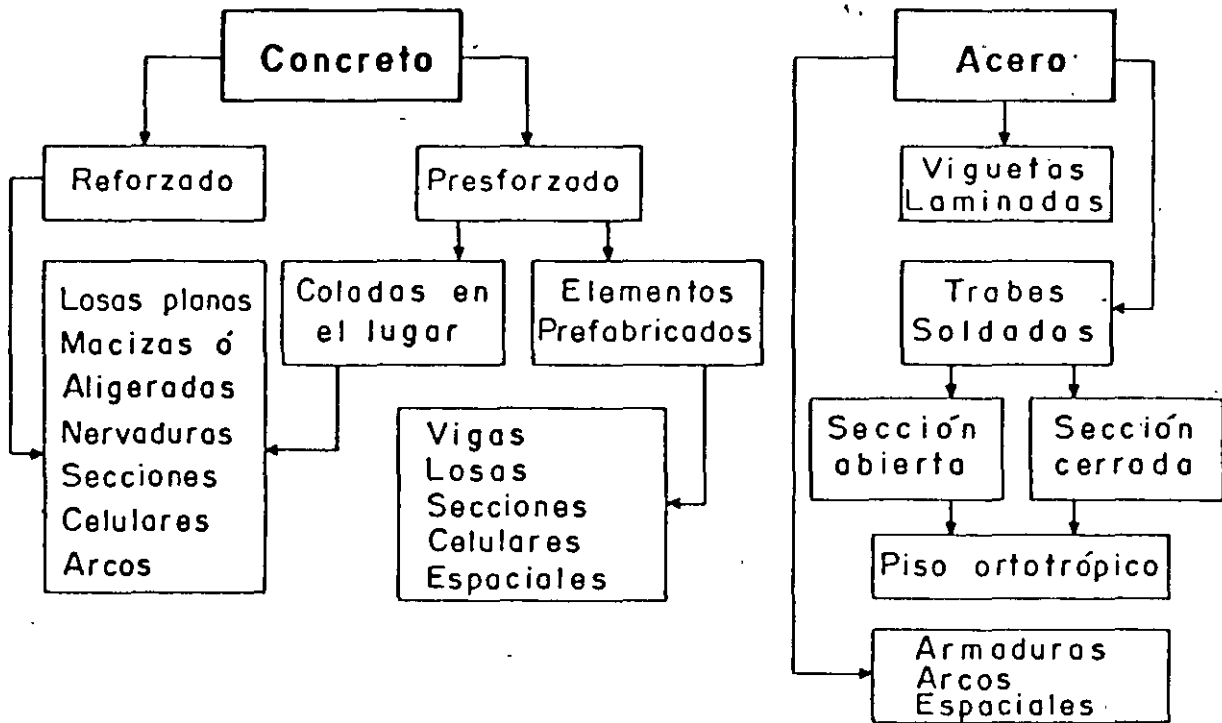
SUPERESTRUCTURA

Sistema de piso

Tramos libres, tramos continuos, Gerber, Marcos, Arcos, Suspendida

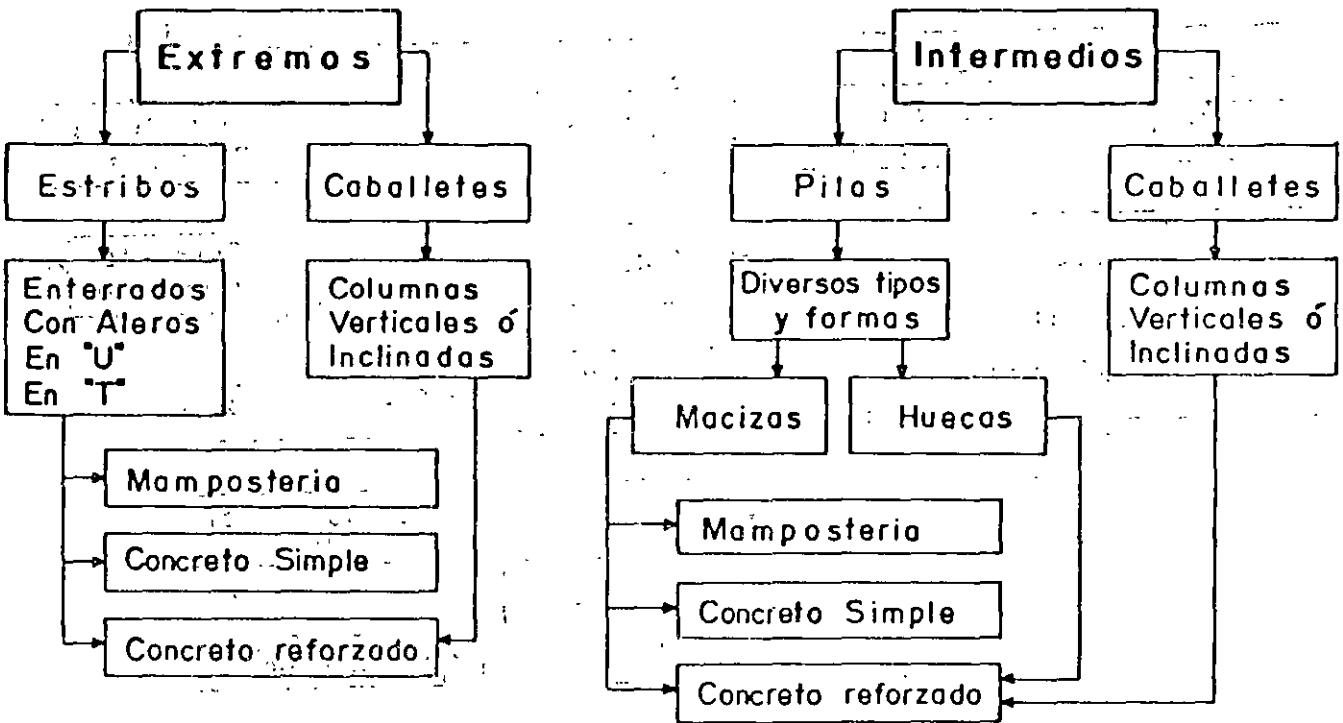
Madera

Generalmente
para puentes
provisionales



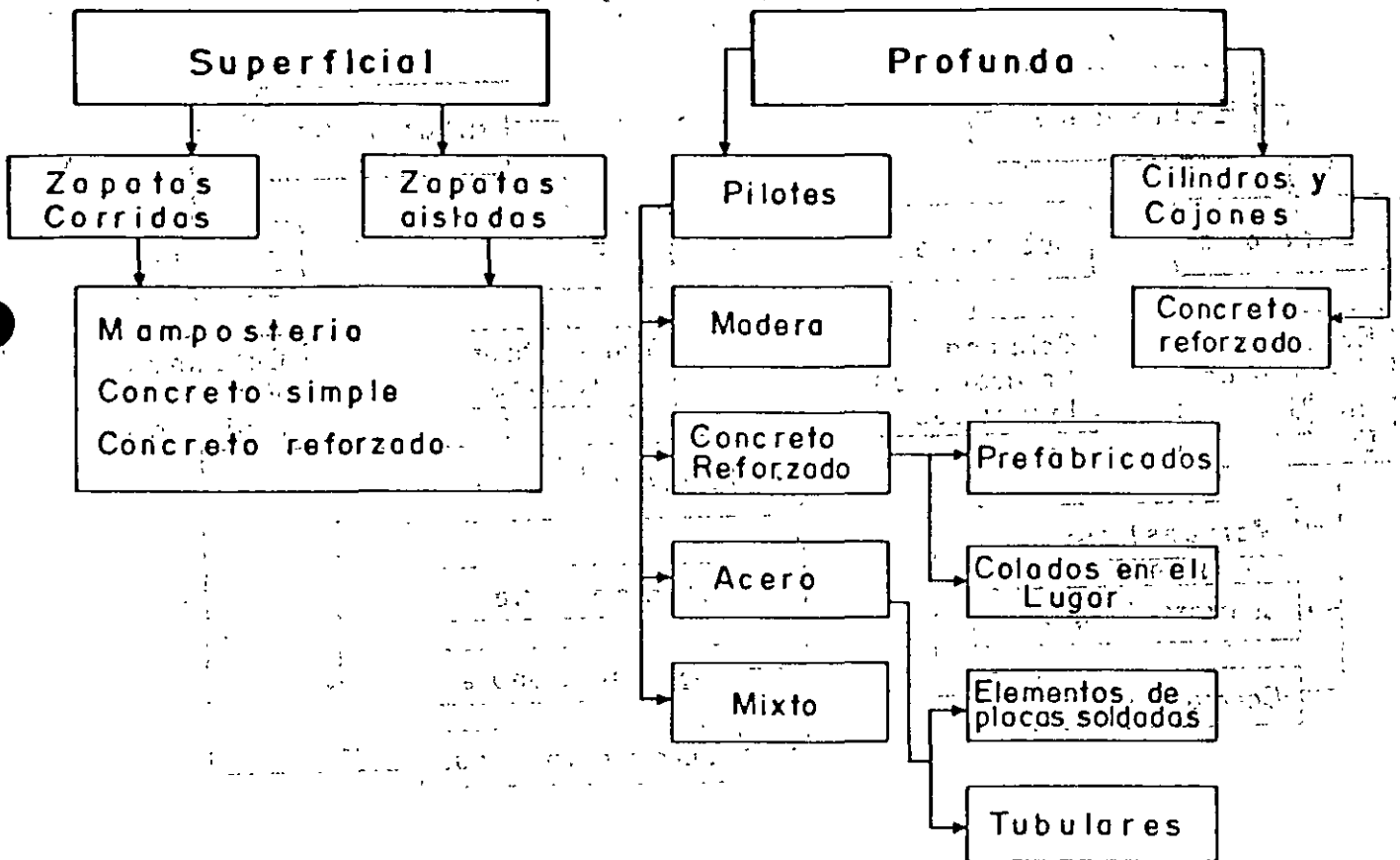
SUBESTRUCTURA

Elementos de apoyo



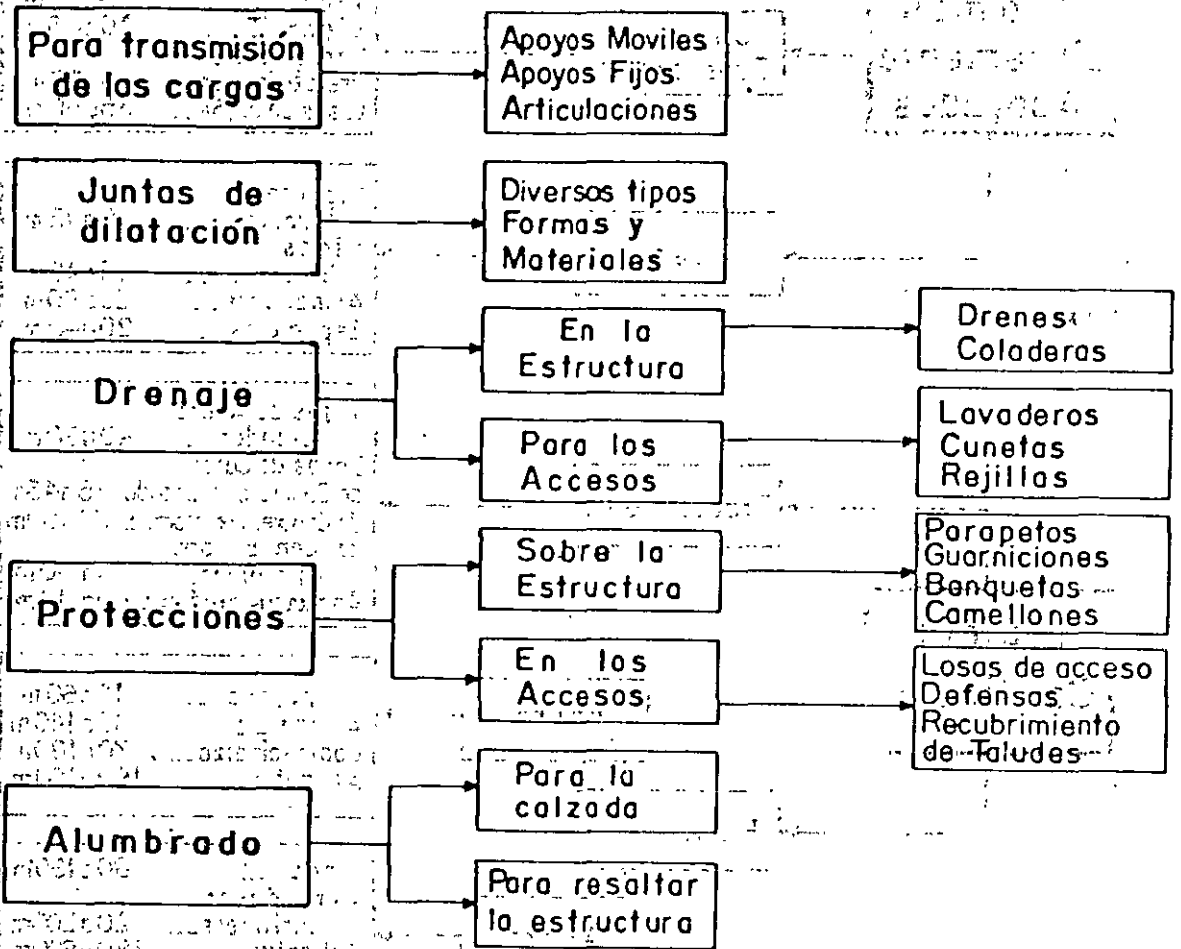
INFRAESTRUCTURA

CIMENTACION

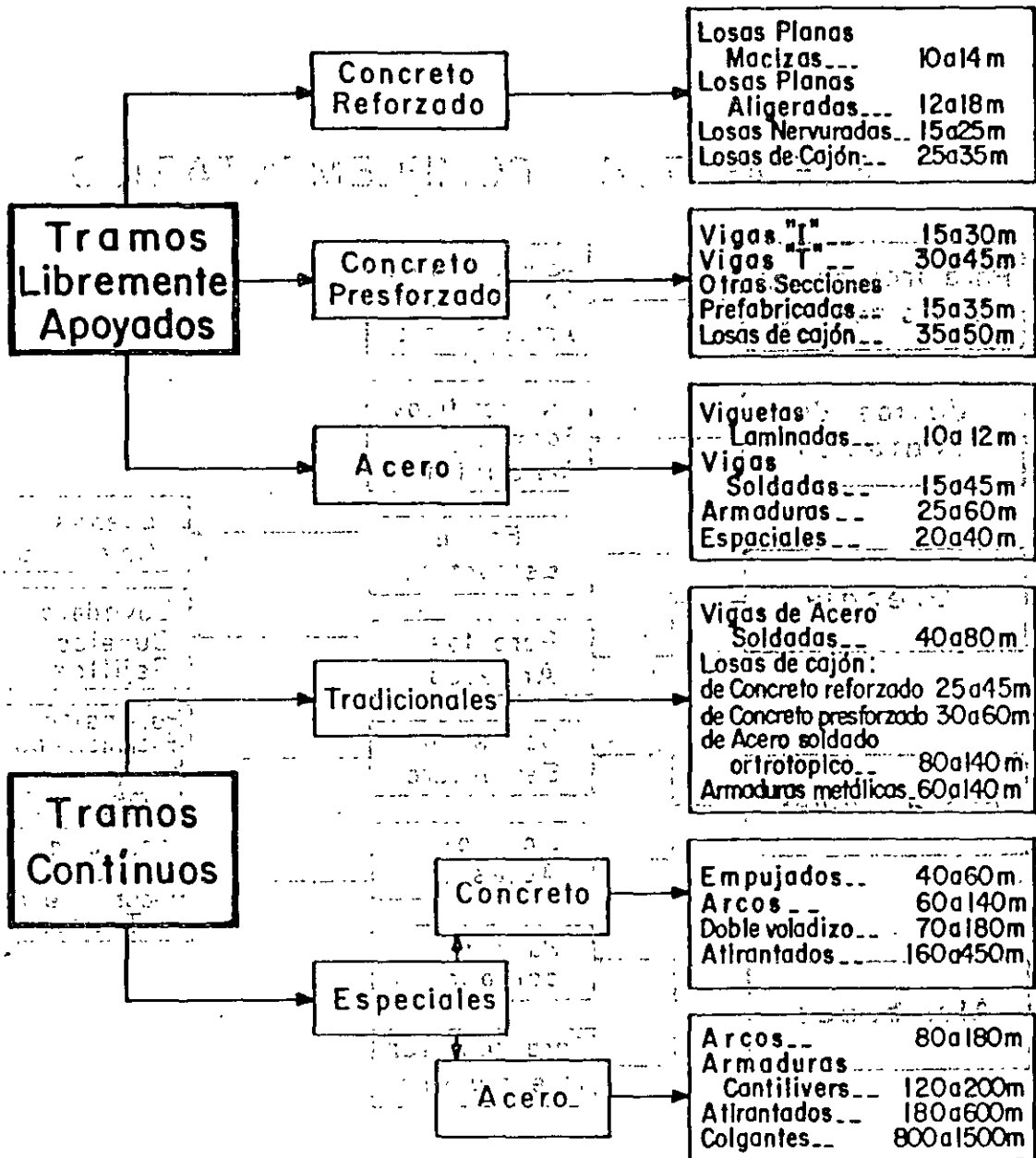


ANEXO I
CUALIFICACIONES DE LOS TRABAJADORES
DE OBRAS DE CONSTRUCCION

ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS



LONGITUD ECONOMICA DE SUPERESTRUCTURAS PARA PUENTES CARRETEROS



Losas Planas Macizas...	10a14m
Losas Planas Aligeradas...	12a18m
Losas Nervuradas...	15a25m
Losas de Cajón...	25a35m

Vigas "I"...	15a30m
Vigas T...	30a45m
Otras Secciones Prefabricadas...	15a35m
Losas de cajón...	35a50m

Viguetas Laminadas...	10a12m
Vigas Soldadas...	15a45m
Armaduras...	25a60m
Espaciales...	20a40m

Vigas de Acero Soldadas...	40a80m
Losas de cajón de Concreto reforzado...	25a45m
de Concreto presforzado...	30a60m
de Acero soldado ortotrópico...	80a140m
Armaduras metálicas...	60a140m

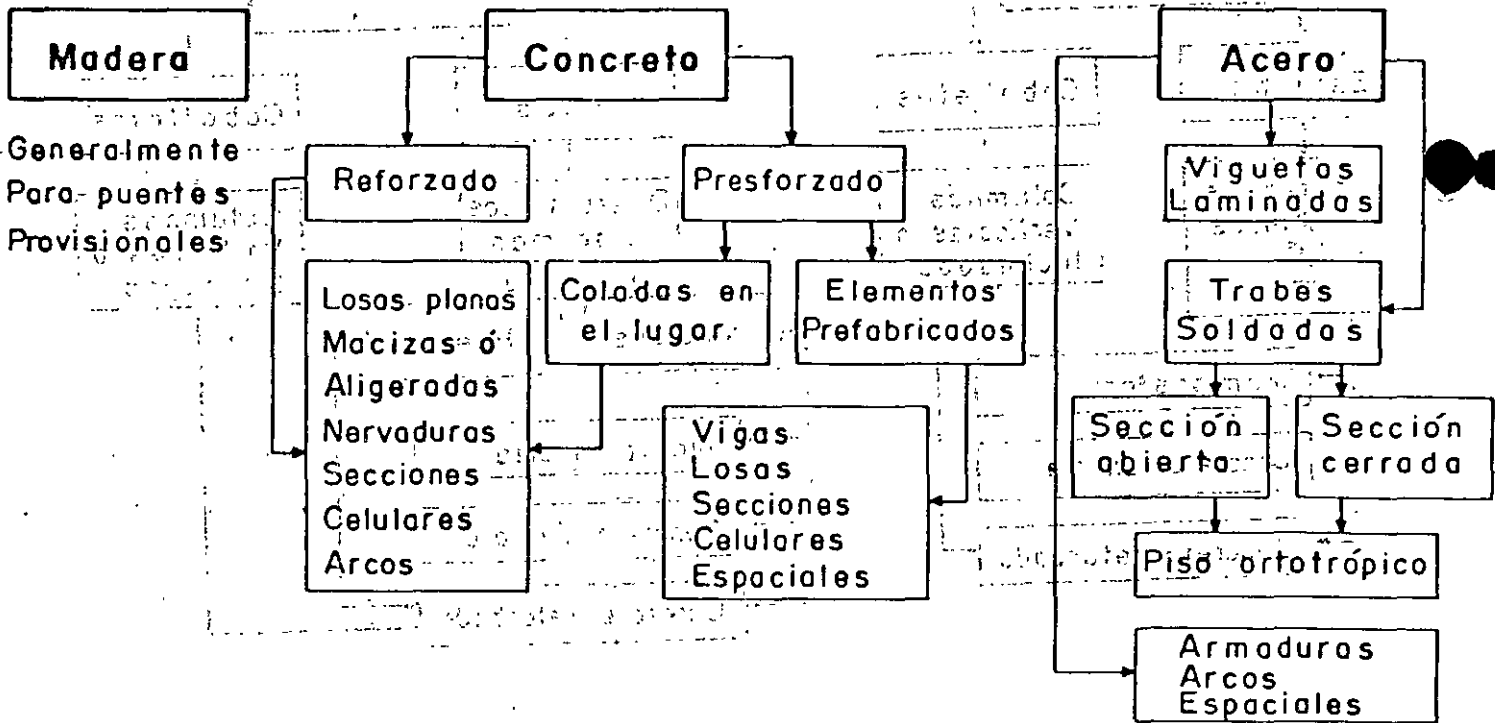
Empujados...	40a60m
Arcos...	60a140m
Doble voladizo...	70a180m
Atrantados...	160a450m

Arcos...	80a180m
Armaduras Cantilivers...	120a200m
Atrantados...	180a600m
Colgantes...	800a1500m

SUPERESTRUCTURA

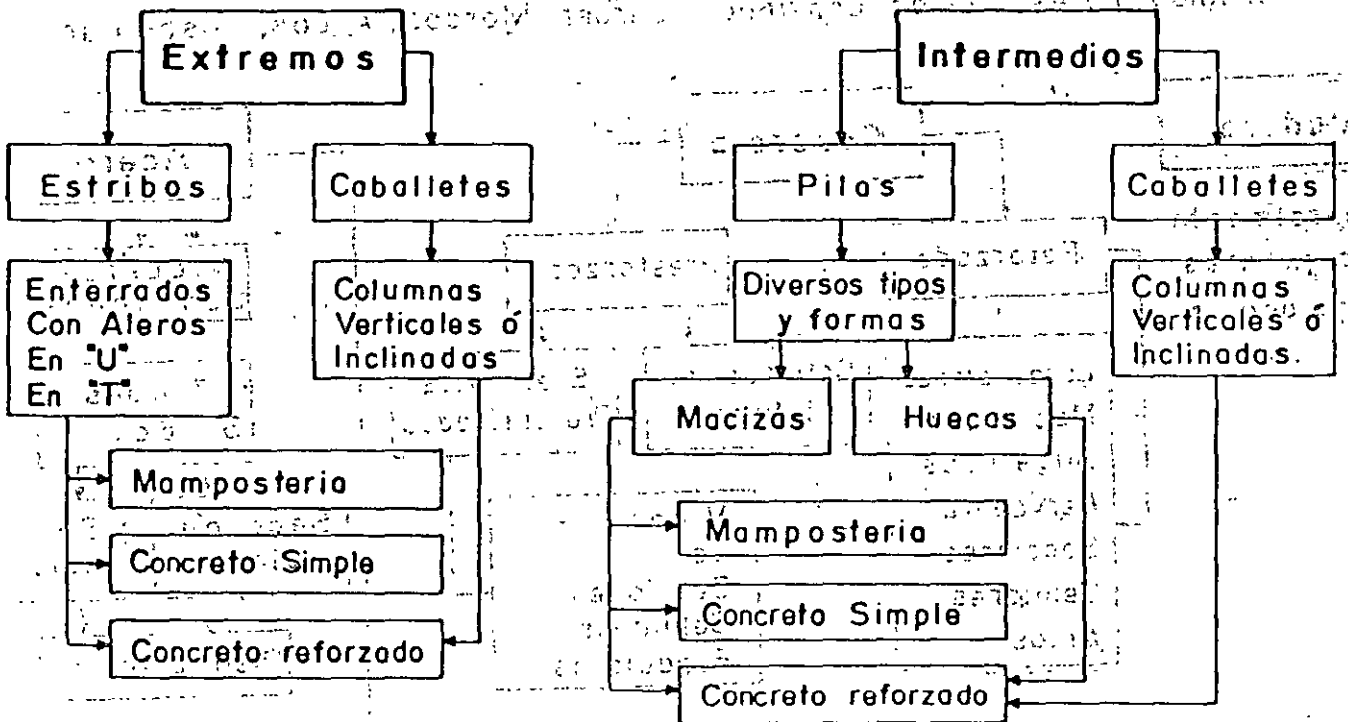
Sistema de piso

Tramos libres, tramos continuos, Gerber, Marcos, Arcos, Suspendido



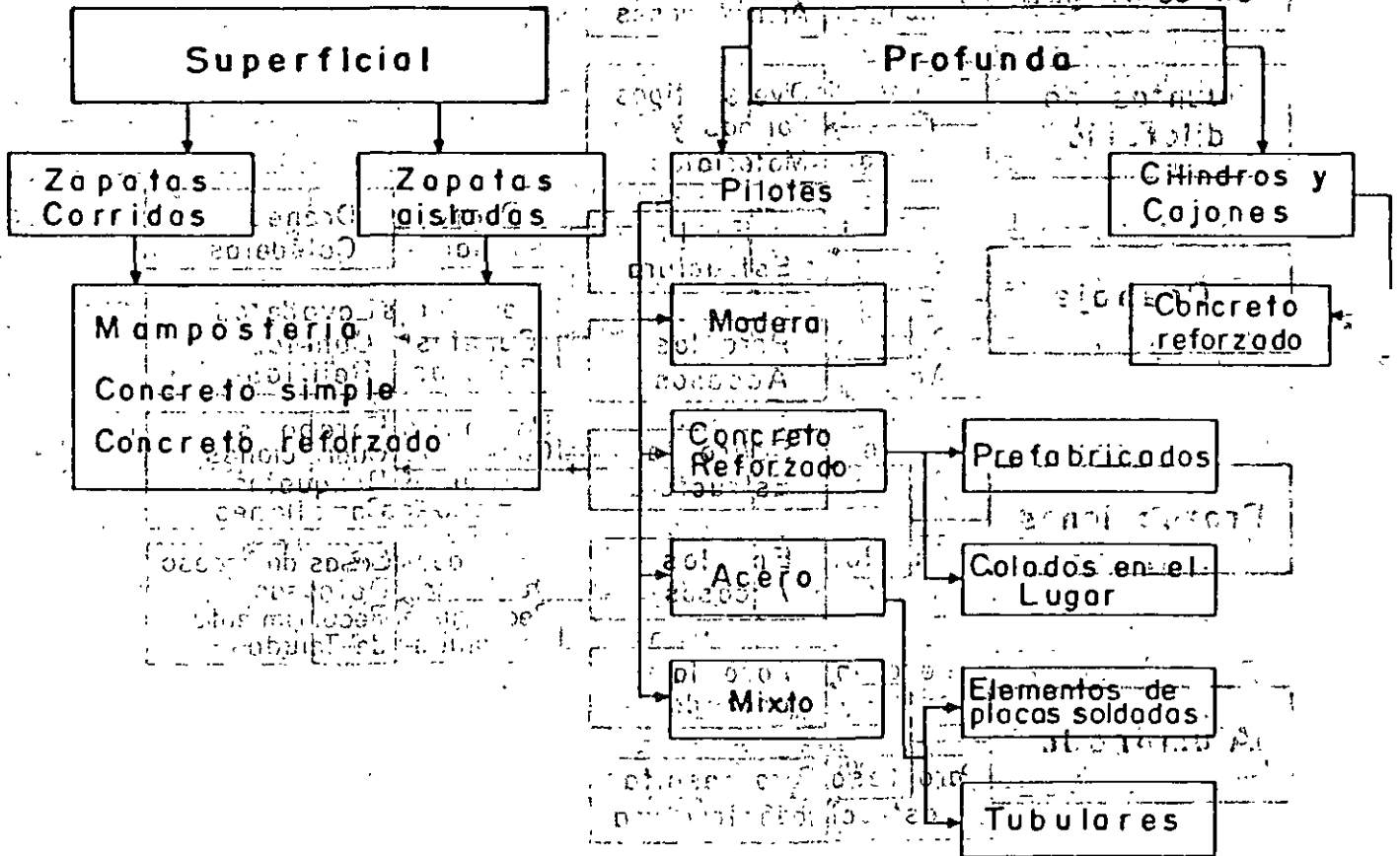
SUBESTRUCTURA

Elementos de apoyo

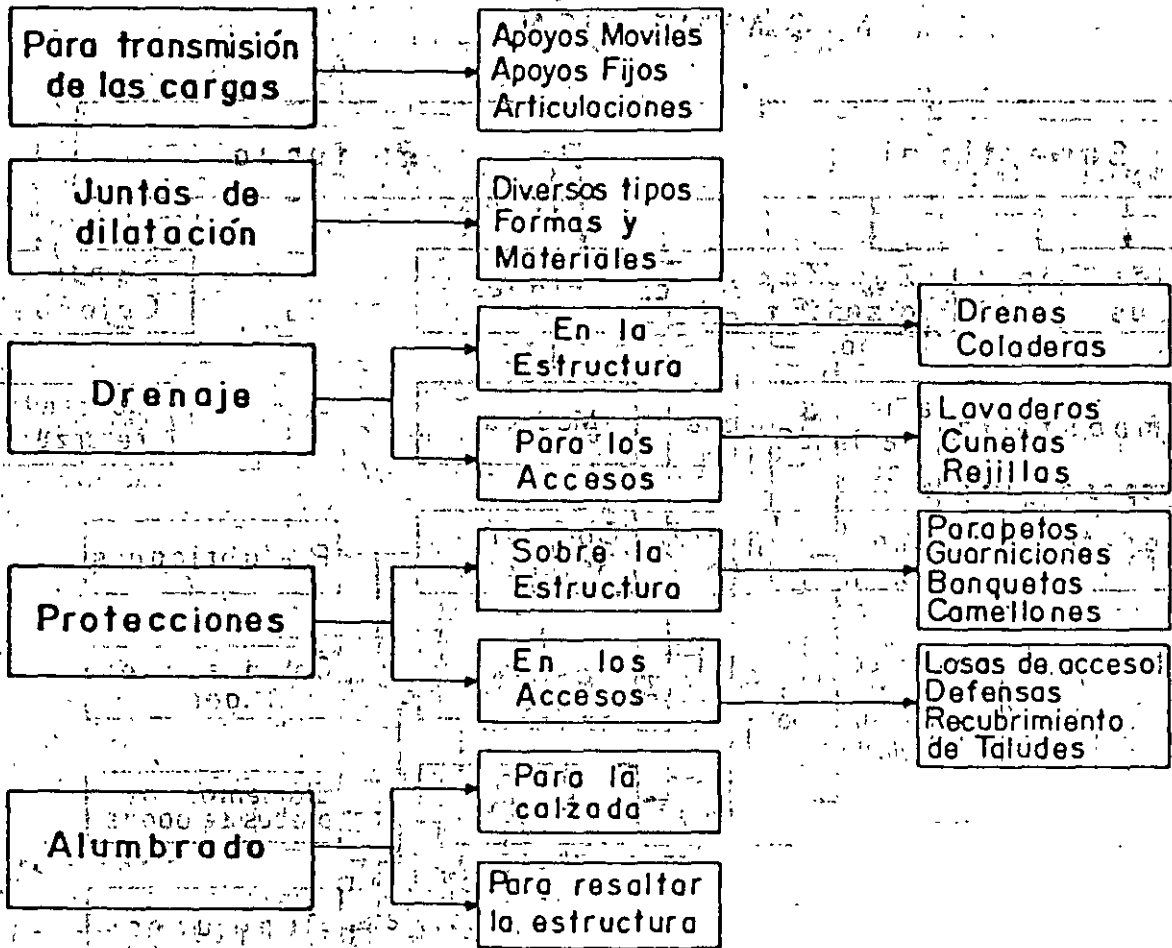


INFRAESTRUCTURA

CIMENTACION



ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS



LONGITUD ECONOMICA DE SUPERESTRUCTURAS PARA PUENTES CARRETEROS

