

VOLADURA DE ROCAS

FECHA	DURACION	TEMA	PROFESOR
Julio 5	9 a 13 h	Importancia de las voladuras de roca en la ingeniería civil, en la minería y en la industria	Ing. Arne Samuelson
	14 a 16 h	El mecanismo de la rotura en un barrenó cargado y en un conjunto de barrenos	
Julio 6	16 a 18 h	Explosivos y artefactos	Ing. Jorge Gamboa Chaparro
	9 a 13 h	Cálculo de diagramas de barrenación e ignición en distintos casos de voladura subterránea y a cielo abierto. Factores que influyen en el desprendimiento, lanzamiento y fragmentación de la roca, en las vibraciones del terreno y en el daño y el perfilamiento de la roca encajonante. Control de estos factores y su influencia en la economía de la aplicación. El criterio sueco y el criterio norteamericano. Tendencias futuras.	
	14 a 18 h	Excavación de Túneles por Voladura y con Máquinas Tuneladoras	
Julio 7	9 a 13 h	Diseño y Control de Voladura de Rocas. Diseño de patrones de voladura de rocas en función de la Aplicación y de las Propiedades físicas y mecánicas de las rocas, casos prácticos y de investigación.	Ing. Raúl López Calvillo
	14 a 18 h	Control de las voladuras de roca para evitar daños en la roca encajonante y molestias o perjuicios en las vecindades.	
	9 a 11 h	Casos de Aplicación	
Julio 8	11 a 13 h	Experiencias en la excavación de los tramos 10-9 y 10-11 emisor central.	Ing. José Huldobro Llabres
	11 a 13 h	Seguridad en voladuras en obras de ingeniería	
	14 a 16 h	Voladuras controladas	
	14 a 18 h	Experiencias en la excavación de un complejo hidroeléctrico subterráneo	
Julio 9	13 a 15 h	Mesa Redonda	

INDICADORES DE RENDIMIENTO

Tema

Indicadores de Rendimiento y su relación con el entorno

El presente informe tiene como objetivo principal, analizar el desempeño de la construcción, generándose un índice de indicadores, tales como: costos, tiempos, calidad y satisfacción del cliente, para poder evaluar el nivel de eficiencia y productividad de la empresa.

El presente informe tiene como objetivo principal, analizar el desempeño de la construcción, generándose un índice de indicadores, tales como: costos, tiempos, calidad y satisfacción del cliente, para poder evaluar el nivel de eficiencia y productividad de la empresa.

El presente informe tiene como objetivo principal, analizar el desempeño de la construcción, generándose un índice de indicadores, tales como: costos, tiempos, calidad y satisfacción del cliente, para poder evaluar el nivel de eficiencia y productividad de la empresa.

El presente informe tiene como objetivo principal, analizar el desempeño de la construcción, generándose un índice de indicadores, tales como: costos, tiempos, calidad y satisfacción del cliente, para poder evaluar el nivel de eficiencia y productividad de la empresa.

El presente informe tiene como objetivo principal, analizar el desempeño de la construcción, generándose un índice de indicadores, tales como: costos, tiempos, calidad y satisfacción del cliente, para poder evaluar el nivel de eficiencia y productividad de la empresa.

El presente informe tiene como objetivo principal, analizar el desempeño de la construcción, generándose un índice de indicadores, tales como: costos, tiempos, calidad y satisfacción del cliente, para poder evaluar el nivel de eficiencia y productividad de la empresa.

El presente informe tiene como objetivo principal, analizar el desempeño de la construcción, generándose un índice de indicadores, tales como: costos, tiempos, calidad y satisfacción del cliente, para poder evaluar el nivel de eficiencia y productividad de la empresa.

El presente informe tiene como objetivo principal, analizar el desempeño de la construcción, generándose un índice de indicadores, tales como: costos, tiempos, calidad y satisfacción del cliente, para poder evaluar el nivel de eficiencia y productividad de la empresa.

El presente informe tiene como objetivo principal, analizar el desempeño de la construcción, generándose un índice de indicadores, tales como: costos, tiempos, calidad y satisfacción del cliente, para poder evaluar el nivel de eficiencia y productividad de la empresa.

8

VOLADURA DE ROCAS

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Julio 8	9 a 12 h	Explosivos y Casos de Aplicación	Ings. José Guerrero Arcocha Fernando López García
	14 a 16 h	Explosivos en la industria de la construcción, generalidades, clase de explosivos, explosivos bajo tierra, excavaciones a cielo abierto, zanjeo y canales. Nuevas técnicas.	
	16 a 18 h	Explotación de Bancos de Roca para Caminos	
Julio 9	18 a 18:30 h	Mesa Redonda	Ings. Rafael Reyes Cortés Rafael Valladares Arrieta
	9 a 11 h	Casos de Aplicación	
Julio 9	9 a 11 h	Voladura de banco por el Método de "Overburden"	Ing. Gabriel Molina Eguía Lis
		11 a 13 h	
Julio 9	14 a 16 h	Experiencias de explotación de tiros inclinados con máquina Alpine	Ing. Mario Esperón Lepine
		16 a 18 h	
Julio 9	16 a 18 h	Equipos de barrenación, carga, acarreo, trituración y transporte en la economía global de las voladuras.	Ing. Javier Rojas Jiménez
	18 a 18:30	Mesa Redonda	
Julio 9	18 a 18:30	Clausura	Ing. Fernando Arrijoa
		18 a 18:30	

Ades.



Handwritten text at the top center, possibly a title or a header.

Handwritten text on the left side, possibly a date or a reference number.

Handwritten text on the right side, possibly a name or a location.

Main body of handwritten text, starting with a large initial 'M' on the left side.

Handwritten text on the left side, possibly a continuation of the main text.

Handwritten text on the right side, possibly a continuation of the main text.

Handwritten text on the left side, possibly a continuation of the main text.

Handwritten text on the right side, possibly a continuation of the main text.

Handwritten text on the right side, possibly a continuation of the main text.

Handwritten text on the left side, possibly a continuation of the main text.

Handwritten text on the right side, possibly a continuation of the main text.

Handwritten text on the right side, possibly a continuation of the main text.

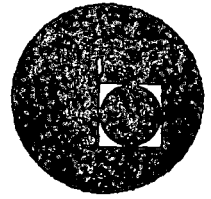
Handwritten text on the right side, possibly a continuation of the main text.

Handwritten text on the left side, possibly a continuation of the main text.

Handwritten text on the right side, possibly a continuation of the main text.

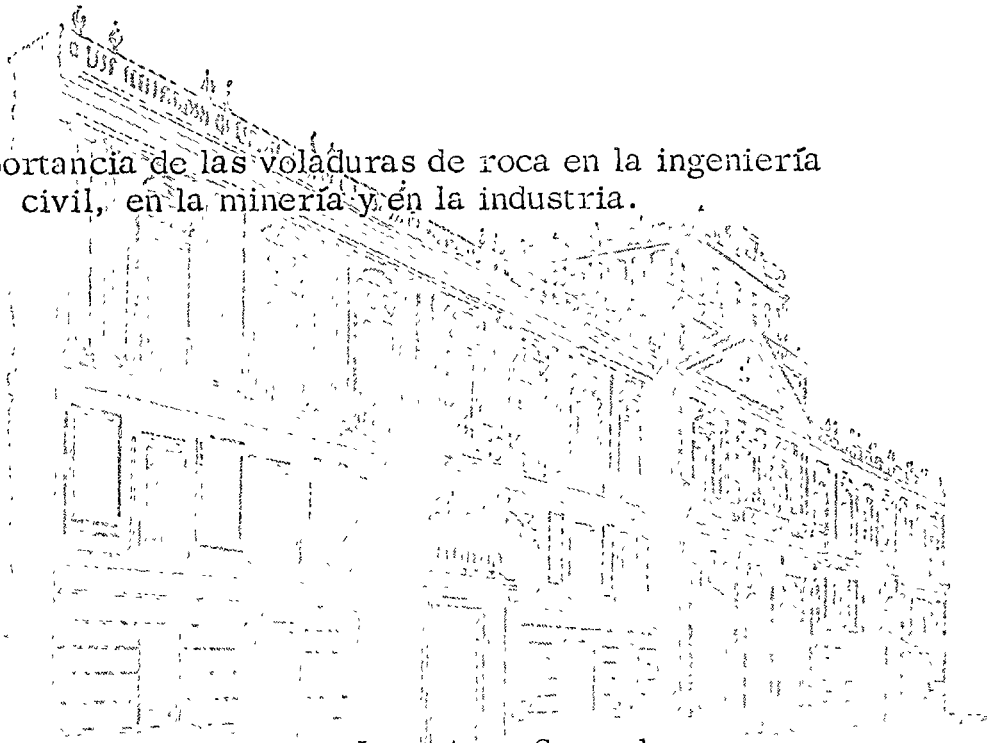


centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



VOLADURA DE ROCAS

Importancia de las voladuras de roca en la ingeniería
civil, en la minería y en la industria.



Ing. Arne Samuelson

JULIO DE 1976.

1911
1912
1913
1914
1915



RESUMEN HISTORICO

La técnica de voladuras de roca se ha desarrollado muy rápido durante los últimos 40 años. El desarrollo ha sido acelerado y se puede decir que la mayor parte de la técnica que usamos hoy es de los últimos 15 años.

Pero el problema de excavar roca es muy vieja. Uno de los métodos originales era de calentar la roca con una lumbre (fig 1) y después enfriarla con agua fría. El enfriamiento rápido causó tensiones en la roca, que abrieron grietas y fisuras. Con marros y cuñas se pudo extraer la roca agrietada. La eficiencia no era tan baja como puede imaginarse. Según datos conservados de una mina de plata en Sala, Suecia, el rendimiento era 500 pies cúbicos de roca por 163 pies cúbicos de leña. Este método se quedó en uso mucho después de la introducción de la pólvora negra para voladuras de roca. En la mina de Sala, por ejemplo, se hizo este tipo de excavación hasta el año 1870.



Fig 1 Antiguo método de excavación térmica

Los egipcios desarrollaron otro método para sacar los grandes bloques para pirámides y obeliscos. Con herramientas primitivas picaron varios agujeros en una hilera. En los agujeros clavaron cuñas de madera seca. Después echaron agua sobre las cuñas, y con el hinchamiento de las cuñas se rompió la roca. Con la concentración de tensión obtenida en la punta de una fisura sutil la roca se abre a una profundidad importante. Compare con el método de cortar vidrio!

El siguiente paso en el desarrollo llegó en el siglo XVII con el uso de la pólvora negra en la minería. Parece que los alemanes hicieron las primeras pruebas con pólvora negra en voladuras de roca, pero con el éxito el método se divulgó rápido en toda Europa. Un factor importante para la extensiva aplicación de la pólvora negra era la abundancia de este producto después de la guerra religiosa en Europa que duró 30 años y se acabó 1648. Es notable que todavía se usa la pólvora negra en canteras de granito, para obtener un tratamiento suficiente suave para la producción de monumentos por ejemplo. La época de la pólvora negra fue seguida por la época de la nitroglicerina. Un italiano, Ascanio Sobrero, logró producir nitroglicerina por primera vez en 1847. Pero el producto era demasiado peligroso para permitir una producción industrial.

Fue Alfred Nobel que llegó a una solución para fabricación de un explosivo de nitroglicerina en escala grande. En 1864 Alfred Nobel arrancó la producción de un aceite explosivo. Uno de los obstáculos principales era de obtener una iniciación controlada del explosivo. Con la invención del estopin Nobel solucionó este problema. El primer estopin tenía fulminato de mercurio como agente explosivo, puesto en una capsula de cobre. Otro problema se presentó con el uso de un explosivo líquido. Llenando los barrenos con el líquido este puede dispersar en las grietas de la roca y causar explosiones incontrolables durante la rezaga y la siguiente barrenación. Para evitar estos riesgos Nobel añadió tierra porosa (kieselguhr) y obtuvo una pasta plástica, mas manejable. El producto se nombró dinamita. La desventaja de dinamita es que su potencia es baja y que también no aguanta agua. En 1876 se sustituyó el kieselguhr por nitrocelulosa y obtuvo el producto que llamamos gelatina.

Alrededor del año 1957 empezaron de usar explosivos sin nitroglicerina en Estados Unidos. Se trata del nitrato de amonio mezclado con fuel oil (ANFO) en forma cristalina o en granos y el slurry que es un explosivo viscoso. Ahora estos explosivos tienen una amplia aplicación en voladuras a cielo abierto en minas y canteras. Se puede también usar ANFO en excavaciones subterráneas, pero solamente en condiciones secas, como el ANFO tiene muy poca resistencia al agua.

En los primeros estopines la iniciación se hizo por medio de fulminato de mercurio. Este material se cambió mas tarde por un material mas durable. El disparo se hizo con mecha. En 1876 el americano H. Julius Smith inventó un estopin eléctrico instantaneo y en los primeros años del siglo XX hubo una producción industrial de estopines eléctricos. En 1922 llegó la introducción de los estopines eléctricos de retardo, con un retardo de 1 segundo en cada intervalo. Poco después llegaron los estopines con un retardo de medio-segundo. Es notable que los estopines de retardo de mili-segundos no llegaron al mercado hasta 1954. Los estopines mili-segundos con retardos entre 10 y 100 mili-segundos en los intervalos significan un avance muy importante en el desarrollo de la moderna técnica de voladuras.

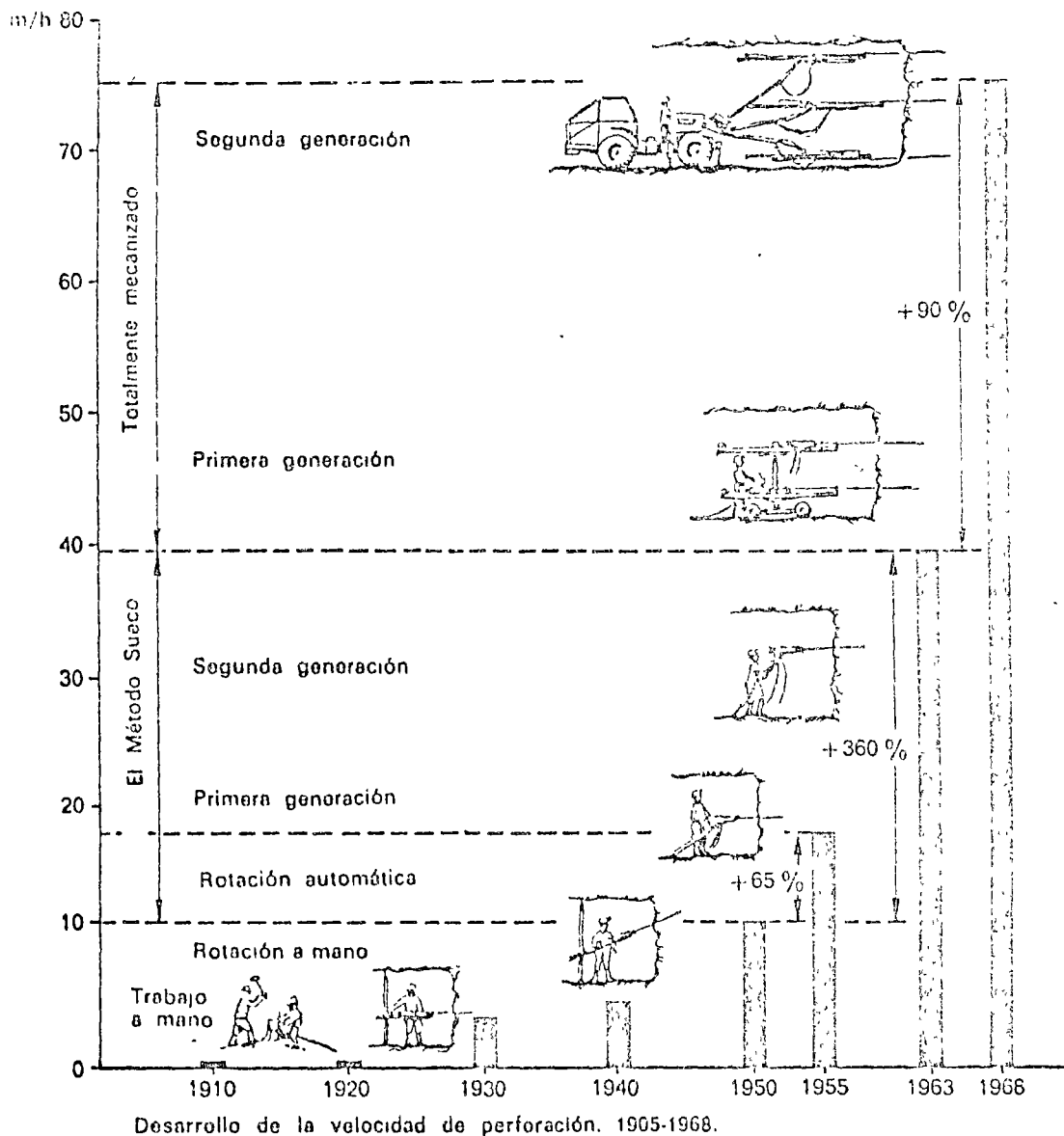
La barrenación se ha desarrollado desde perforación manual a perforación altamente mecanizada con pistolas trabajando con aire comprimido y ultimamente con el sistema hidráulico. El equipo de perforación manual era de 2 a 4 hombres, con un hombre que hizo la rotación y echó agua en el barrenado para limpiarlo, y 1 a 3 hombres golpeando la barra con martos. Golpeando con 3 hombres se necesita una perfecta sincronización de los golpes.

Como era mas facil barrenar hacia abajo, excavación de banco fue el método mas empleado también en trabajos subterráneos. El italiano Germain Sommeiller diseñó la primera perforadora trabajando con aire comprimido suficiente robusta para el uso práctico. Esta perforadora se puso en trabajo en el año 1861 en un túnel piloto de 11 m para la construcción del túnel del Monte Genis, en los Alpes suizos. El proyecto consistía en un túnel de ferrocarril de doble vía con una longitud de 13,6 kilómetros. Los trabajos comenzaron en el año 1857 con perforación manual y un período de avance tal que los trabajos se habrían finalizado en treinta años. En consecuencia, con los trabajos ya iniciados, los directores del ferrocarril decidieron emplear equipo neumático y Germain Sommeiller, que era ingeniero jefe del túnel se encargó el diseño de la perforadora, que logró en 4 años. El vagón perforador, jumbo, (fig 2) tenía 9 perforadoras y el equipo de barrenación era de 35 hombres y 5 niños. Por el poco espacio en el jumbo usaron niños para engrasar las maquinas.



Vagon perforador en el tunel del Monte Cenis 40 personas trabajaban en este vagón

Por los sueldos bajos en esta época, la perforación neumática no pudo competir con perforación manual hasta los primeros años del siglo XX. Las barrenas para perforación manual eran de acero forjado corriente. Las perforadoras neumáticas exigieron barrenas de una resistencia mucho más elevada. El logro más importante era la invención de la barrena con inserto de carburo de tungsteno que se hizo antes de la segunda guerra mundial. Pero hasta 1945 no hubo un método para soldar el inserto a la barra con suficiente adherencia para perforar en roca dura.



En fig 3 se muestra el crecimiento de la velocidad de perforación, 1905 - 1968, con el desarrollo de la técnica de barrenación.

Con el equipo moderno se puede adaptar la barrenación a cualquier necesidad en cuanto a dirección como a profundidad.

Los métodos de rezaga y transporte de la roca de las voladuras se han desarrollado desde el primitivo trabajo manual hasta el equipo moderno de hoy. Pero es evidente que especialmente en trabajos subterráneos la técnica de rezaga y transporte es muy retrasada comparada con la de perforación y voladura.

PAPEL Y IMPORTANCIA DE LAS VOLADURAS EN ROCA

(1)

En el año 1971 la excavación total de roca y minerales en todo el mundo era 3.750 millones de m³ por habitante de la tierra. La excavación global es alrededor de 100 m³ por segundo. *El crecimiento es mas o menos 2% al año.*

La moderna técnica de voladuras de roca nos da posibilidades de ejecutar proyectos que antes no tenían una solución técnica u económica. Los ejemplos abajo pueden ilustrar esto.

Los bajos costos de excavación han hecho varias minas lucrativas a pesar del bajo contenido de metal. Capas metalíferas subterráneas se han convertidos económicas de explotar.

En zonas urbanas el alto costo del terreno ha forzado un uso mas efectivo del subsuelo, con varios pisos del sótano excavados en la roca.

Con los métodos de hacer grandes túneles y cavernas, se puede utilizar los recursos hidráulicos en una forma mas eficiente. Con plantas mas grandes ha sido posible bajar los costos de construcción y mantenimiento por kWh y también con unidades mas grandes se obtiene el mismo resultado. Además las unidades grandes tienen menos perdidas hidráulicas y eléctricas. La solución subterránea ofrece también una buena protección contra actos de guerra como bombas y sabotaje.

La discusión ambiental ha actualizado plantas nucleares subterráneas. En Suecia estan trabajando con un proyecto de este tipo. Las cavernas para los reactores tendrán proporciones enormes, hasta 50 m de ancho y 80 m de altura.

Depositos subterráneos de petróleo y gas tipo LPG es ya una solución normal en muchas partes de Europa.

Para responder a las demandas del creciente tránsito la solución muchas veces es túneles. Un ejemplo es el túnel para autos en construcción en Suiza, que cruza el Mont Genis y que con su largo de 16,3 km es el túnel para autos mas largo del mundo.

Túneles para agua, alcantarillado y drenaje es otra aplicación de la moderna técnica de voladuras y exactamente aquí en Mexico tenemos el Drenaje Profundo que es el proyecto mas grande del mundo de este tipo.

TENDENCIAS FUTURAS

Hasta ahora se ha trabajado mucho para afinar los métodos de desintegración de la roca. La gran parte de los proyectos de investigación y desarrollo también se dedican a esta fracción del ciclo de trabajo. Especialmente en excavaciones subterráneas los métodos de rozaga y transporte son muy primitivos comparados con los métodos de barrenación, carga y ignición. Pero mi tema es voladuras y yo voy a dejar este asunto a otros lectores.

En el desarrollo de la desintegración de la roca se puede distinguir dos diferentes caminos:

- a) mejorar los métodos convencionales
- b) aplicar nuevas técnicas de rotura

a) Métodos convencionales

El uso de ignición eléctrica es ya establecida pero tiene la desventaja de la ignición involuntaria. Los estopinos eléctricos normales pueden iniciarse por la electricidad estática de una tormenta, por mala instalación eléctrica, una línea cercana de alto voltaje o por una radioemisor. Nitro Nobel fabrica un estopin eléctrico de seguridad (VA) que tiene la resistencia más alta y además necesita un corriente más grande. Por eso un estopin tipo VA necesita un impulso de ignición 25 veces más grande que un estopin normal. Hay un sistema alemán que trabaja con un impulso todavía más grande, 10 veces más grande que el de VA.

Muchos fabricantes trabajan también en el desarrollo de un sistema non-eléctrico. Hay por lo menos dos sistemas trabajando con una forma de conductor detonante. El sistema acústico que transmite el impulso de ignición sin hilos ya existe, pero es todavía demasiado caro para un uso comercial. Es probable que el sistema non-eléctrico va a dominar el mercado en unos 10 años más por su sencillez y alta seguridad contra ignición espontánea.

El nitrato de amonio va a ser el ingrediente del mayor uso en los explosivos futuros. Los explosivos líquidos (slurries), reforzados por ejemplo con polvo de aluminio, están en un progreso rápido. Con un camión tanque se obtiene una capacidad de carga muy grande, en una mina cargan un barrón de 18 m de profundidad con 1.200 kg de slurry en 5 minutos. Diámetro de barrenación = 250 mm. Otra ventaja es que se puede adaptar fácilmente la mezcla a las necesidades actuales.

La perforación de percusión hidráulica es la novedad más importante de los últimos años. Las pistolas hidráulicas dan una penetración nota 60 % más grande que pistolas neumáticas, que corresponde a una reducción del ciclo de perforación con 20 %. Otras ventajas son el bajo consumo de energía y un bajo nivel de ruido. Es por ejemplo posible de platícar cerca de un jumbo hidráulico.

En un principio era el gasto de acero de barrenación muy alto, pero ahora se ha resuelto este problema. Parece entonces que la perforación hidráulica tiene solamente ventajas y no desventajas. Sin embargo, es cierto que es el sistema de perforación convencional del futuro, pero es necesario de señalar que no va a ser un éxito si se empieza sin tener una organización perfecta de servicio y mantenimiento. La unidad de potencia necesita estar muy cerca del jumbo, (normalmente en el jumbo) lo que implica una limpieza extraordinaria en el frente.

o, Métodos "exóticos"

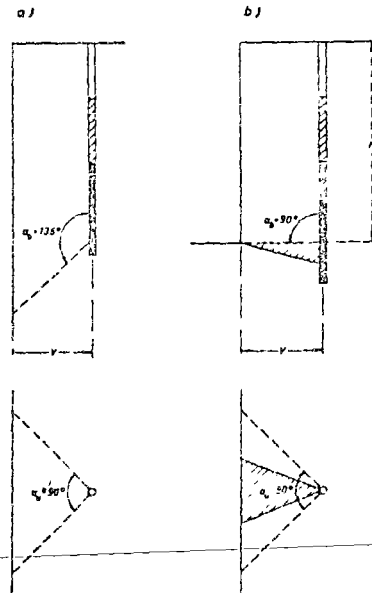
Los métodos mecánicos para desintegración tienen su mayor aplicación en rocas blandas. Los equipos más desarrollados son los topes (full-facers), pero hay también progresos interesantes con biscles gigantes, arados (rippers), pesados y chorros de agua. Según un pronóstico, en el año 1983 se hará un 5 por ciento de los túneles en roca dura con topes. Esto parece muy optimista y es probable que la excavación con topes no alcanza más que 2 a 3 por ciento. El mismo pronóstico dice también que se hará más que 99 por ciento de los barrenos en túneles con perforación de percusión. La siguiente tabla muestra una comparación entre los métodos convencionales y los métodos "exóticos". La tabla es basada de apreciaciones de los científicos que trabajan con los métodos, todavía en escala de laboratorio.

COMPARACION ENTRE CANTIDADES Y COSTOS DE MATERIAS DE TR. MANEJO EN LA BOCA LUNA

	Diámetro caract	Area caract	Potencia	Intensi- dad de potencia	Capacidad de excava- ción	Consumo de energía	Precio de energía	Costo de energía	Costo total de energía
	m	m ²	kw	kw/m ²	m ³ /hora	kw / m ³	dhs/dia	dhs / m ³	dhs / m ³
ladura de nco	100	10.000	100	0,01	100	1	1	1	1
ladura de nel	5	20	20	1	10	2	1	2	10
agrentación pro-mecánica	5	20	150	7,5	20	7,5	0,05	1 x)	
cavación n topo	5	20	200	10	7,5	25	0,05	1,25	100
rforación tatoric	0,25	0,05	25	500	0,5	50	0,05	2,5	200
eforación rnic	0,25	0,05	125	2.500	0,25	500	0,02	10	200
rforación e penetración	0,05	0,002	10	5.000	0,2	50	0,5	25	1.000
oposibil de ta velocidad	5	20	250	12,5	100	2,5	2	5	
mb est. sínc.	0,25	0,05	100	2.000	0,2	500	0,05	25	
co ect. sínc.	0,025	0,0005	2,5	50.000	0,01	2.500	0,05	125	
car	0,025	0,0005	5	10.000	0,005	2.500	0,05	125	
atón	0,075	0,005	12,5	2.500	0,005	2.500	0,05	125	
de de agua	0,1	0,1	10	10.000	0,05	2.000	0,1	100	

x) incluye 0,5 dhs/m³ para perforación convencional

Para explicar el mecanismo de la rotura es más útil el de estudiar un solo barreno, tronado en una roca homogénea. Dr Langefors ha hecho una serie de ensayos de este tipo y el resultado es el siguiente:



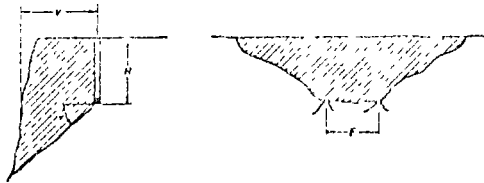
Angulos naturales de rotura con cara libre, a) fondo libre, b) fondo encerrado, K , altura del banco, V , piedra.

Fig 1

Para definir la distancia entre el barreno y la cara libre la palabra *bordo* (inglés *burden*) es más usada aquí.

La diferencia entre la rotura con fondo libre y fondo encerrado tiene una gran importancia práctica y también se puede sacar otra información importante de estos ensayos. Vamos a regresar a esto cuando llegamos a la aplicación práctica de los principios básicos.

Si se usa el mismo procedimiento con dos o más barrenos en una línea tronada simultáneamente (fig 2) sale un bloque entero siguiendo los mismos ángulos característicos de rotura. El bloque no se fragmenta si la carga es dimensionada únicamente para la rotura y si la distancia entre los barrenos (el espaciamiento) es menor que el *bordo*.



Voladua en roca homogénea.

$d = 22 \text{ mm}$ $Q = 2 \times 24 \text{ g LFB}$
 $V = 0,5 \text{ m}$
 $H = 0,5 \text{ m}$ $v = 38''$
 $E = 0,35 \text{ m}$

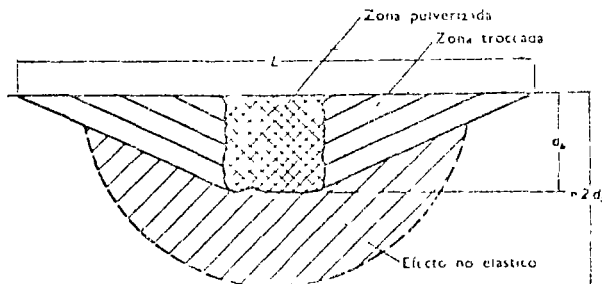
Fig 2

La ley de conformidad es experimentada por cargas puestas encima de la roca, fig 3, pero puede también aplicarse por cargas insertadas en la roca. La ley dice que con un aumento con un cierto factor f de la longitud, ancho y altura de la carga, el diámetro y profundidad del cráter se aumente con el mismo factor f .

La ley se puede escribir

$$\frac{Q_1^{1/3}}{Q_2^{1/3}} = \frac{L_1}{L_2}$$

donde Q_1 y Q_2 son las cargas que corresponden a los diámetros L_1 y L_2 del cráter.



Efecto de las cargas extremas (según Broberg).

Debe mencionarse que la ley de conformidad puede aplicarse determinando por ejemplo el efecto de las ondas de choque, pero para voladuras ordinarias unicamente representa una aproximación. Esto es debido a la inhomogenidad de la roca, las condiciones geométricas y también la parte del trabajo del explosivo que consiste de la expansión de los gases.

En realidad representan las ondas de choque solamente unos por cientos del trabajo del explosivo, pero como vamos a ver ahora es una parte bastante importante para el proceso total de la voladura.

Cuando truena el explosivo en un barreno se desarrollan presiones hasta 250.000 atmósferas y temperaturas hasta 4.500 centigrados. Esto da un choque a la pared del barreno con una intensidad muy alta durante unos por millones de un segundo. El efecto momentario aún en un barreno pequeño sube hasta 25.000 MW, que se puede comparar con el efecto a instalar en Chicoasén, 2.400 MW.

Este choque se transmite como una onda en la roca, dándole presión y tensión del carácter de una onda longitudinal. Como la roca tiene una baja resistencia a tensión se forman grietas radiales por la tensión tangencial, fig 4. Esto es la primera fase de la rotura.

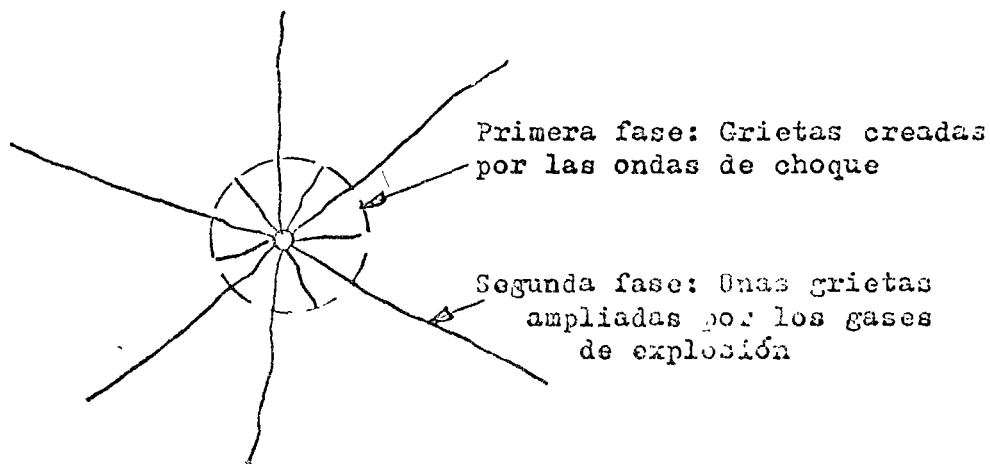


Fig 4

En la segunda fase los gases de la explosión entran en algunas de las grietas y las hacen más amplias y más profundas. Si no hay una cara libre en una distancia adecuada para rotura no se desarrolla la segunda fase y las grietas de la primera fase se cierran otra vez.

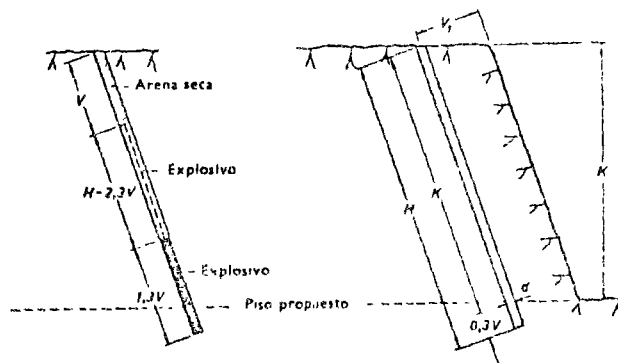
Voy a saltar la parte teórica del cálculo de la carga que tiene como 10 parámetros, es suficiente mencionar que la fórmula tiene la carga como función de los magnitudes geométricas, las propiedades del explosivo y de la roca. Más interesante debe ser presentar los resultados obtenidos de experimentos de los diferentes factores.

5 VOLADURAS A CIELO ABIERTO

5.1 Cálculo de la carga

5.1.1 Principios básicos para la distribución de la carga en el barrenado

La carga tiene dos partes, la carga de fondo y la carga de columna. Además hay una parte arriba sin carga que normalmente se retaca con arena seca u el polvo de la barrenación, ver figura abajo.



Distribución del explosivo en un barrenado, en el que se desea el mínimo de carga

Fig 5

La carga de fondo tiene que romper no solamente las paredes laterales sino también el fondo del bordo. Como se muestra en fig 4 se abren grietas radiales pero no hay una posibilidad que se abren grietas perpendiculares al barrenado. Entonces la resistencia en el fondo es mucho más grande, es necesario de primero cortar la roca y después superar la fricción entre el piso y la roca arrancada. Por eso la carga de fondo debe ser concentrada al fondo del barrenado.

Pero no es posible de concentrar la carga en un solo punto, hay que dar la cierta extensión para poder poner la cantidad necesaria.

Se ha mostrado que se puede utilizar el explosivo al máximo si la carga de fondo tiene una extensión igual al bordo, V , arriba del piso del banco y $0,3 V$ abajo de este piso.

Entonces la carga de fondo tiene una longitud de $1,3 V$. Por la diferencia entre la carga teórica puntual y esta carga extendida, baja la eficiencia de la carga de fondo y la potencia corresponde solamente a $0,9 V$, es decir que se pierde 40 % de la potencia.

Es importante para la economía de las voladuras que esta carga tiene una concentración máxima, porque el borde es una función de esta carga. Es también muy importante que el explosivo llene el barrenado completamente. Según los ensayos se pierde 30 % de la presión de los gases si baja la concentración de carga con 10 %.

Normalmente una voladura a cielo abierto tiene dos caras libres, el superficie arriba y el frente. Pero como la carga de fondo tiene capacidad de arrancar esta parte se puede considerar que la columna también tiene cara libre en el fondo. Entonces el trabajo para la carga de columna es muy leve. Según Langefors la carga de columna es 40 % de la carga de fondo, calculado por metro lineal. En la práctica esta cifra varía entre 40 y 70 % por las requisiciones de fragmentación.

Es también calculado que la carga de columna puede desplazar el borde arriba sin carga de una longitud hasta 7.

Fig 5 muestra un barrenado inclinado, que es lo más favorable. Comparado con un banco vertical no necesita solamente 90 % de carga en un barrenado inclinado 3:1 y 85 % con la inclinación 2:1. Entonces se puede aumentar el borde con 10 a 25 %. La salida más fácil tiene el barrenado con fondo libre que necesita solamente 75 % de la carga. Según fig 1 se puede obtener la misma condición con un barrenado inclinado 1:1, pero esta inclinación tiene desventajas prácticas.

Hay otras ventajas con barrenados inclinados que voy a demostrar más tarde. Por eso ponemos casi siempre los barrenados inclinados, excepto en rocas estratificadas, donde es favorable de poner los barrenados perpendicular a la estratificación.

5.1.2 Constante de roca

Es evidente que se necesita saber la resistencia de la roca para hacer un cálculo correcto de la carga. Esta resistencia normalmente se expresa como la constante de roca, c , y corresponde a la carga específica, en kg/m^3 de un explosivo normalizado. La Gelatina Extra de 40 % es muy parecida a el explosivo normalizado. La constante c tiene una margen práctica para una rotura satisfactoria y segura.

Langefors ha mostrado que a pesar de los propiedades de la roca pueden variar bastante, es posible usar una constante de roca $c = 0,4 \text{ kg/m}^3$. Este es válido para casi todas las voladuras y entonces muchas veces no es necesario de hacer pruebas para determinar la constante de roca. Esto no implica que no se necesita hacer pruebas de voladura si hay especificaciones especiales de fragmentación por ejemplo.

En Chicoasén tenemos requisiciones muy rígidas para la fragmentación. Por el transporte en bandas el tamaño máximo de la roca es 12".

Hasta un cierto límite es lo más barato de fragmentar la roca con explosivos, y se ha decidido de llegar a 70 % de la roca excavada menor de 12 % pulgadas directamente de la tronada. En este caso afecta no solamente la carga específica el resultado si no también diámetro y distribución de los barrenos.

Otro caso actual en Chicoasén es la excavación del despalme en el canal de llamada de los vertedores. El despalme consiste de una lutita muy suave como matriz y con grandes bolas de caliza sana. Por los bloques no es posible de sacar el material con tractor con ripper. Tampoco es posible de tronar todo con buen resultado, porque el explosivo que truca en la lutita es perfectamente bien colchonada por el material suave y no puede desprender las bolas. Una solución es de cerrar la barrenación para tener más probabilidad de encontrar las bolas con los barrenos y también tronar hilera por hilera y después atacar las bolas por separado. Otra posibilidad es de barrenar los bloques visibles en el frente con barrenos de culebra. Pero no importa que solución se toma, con los materiales son diferentes la constante de roca no tiene sentido.

En lo siguiente usamos generalmente la constante de roca $0,4 \text{ kg/m}^3$.

La constante de roca o más bien dicho para los cálculos de carga, la carga específica es muy útil como base de los cálculos pero hay que tomar también otros parámetros en cuenta para un cálculo adecuado.

Que ya he indicado el grado de retaque es muy importante y para los cálculos simplificados suponemos una concentración de carga $1,25 \text{ kg/litro}$ que por ejemplo corresponde a una gelatina muy bien retacada o a un slurry.

Pero todavía nos queda algunos puntos de vista muy interesantes antes que llegamos al cálculo práctico de una tronada.

5.2 Proyección

Lo primero es la proyección de la roca tronada. La proyección significa el movimiento de la roca por el explosivo y se mide la longitud que se mueve el centro de gravedad. La proyección es directamente proporcional a la sobrecarga, pero hay una gran diferencia entre las voladuras con micro-retardos y las voladuras instantáneas. Como en una voladura de micro-retardo se usa más energía para quebrar la roca, la proyección es considerablemente menos.

5.3 Lanzamiento

Aunque es fácil de calcular la proyección siempre hay la posibilidad que se lanza piedras chicas muy lejos de la tronada. Este fenómeno podemos llamar lanzamiento y es muy difícil de controlar. El único remedio es una capa de cubierto de llantas conectadas o algo parecido. La proyección al otro lado no se puede disminuir de esta manera.

5.4 Hinchamiento

Para completar el desprendimiento es necesario tener un esponjamiento u hinchamiento. En cielo abierto el esponjamiento es del orden de 50 %.

Para una voladura de varias hiloras la sobrecarga en el fondo debe ser bastante grande para que el centro de gravedad de la roca se ha desplazado suficiente para dar espacio al hinchamiento de la siguiente hilera. Con más hiloras que se truenan aumenta el peso de la roca hasta que se llega a un punto donde es parecido a una tronada sin rezaga anterior.

La siguiente fórmula puede aplicarse cuando se hace las voladuras sin rezaga:

$$q \text{ hinchamiento} = q \text{ normal} + 0,03 (K - 2 \times V_{\text{max}})$$

si el banco es muy largo

Entonces con un banco de 15 m de altura, $V_{\text{max}} = 3 \text{ m}$ y $q \text{ normal} = 0,36 \text{ kg/m}^3$

$$q \text{ hinchamiento} = 0,36 + 0,03 (15 - 2 \times 3) = \underline{0,63 \text{ kg/m}^3}$$

Esto significa un aumento de la carga hasta casi lo doble, un aumento considerable.

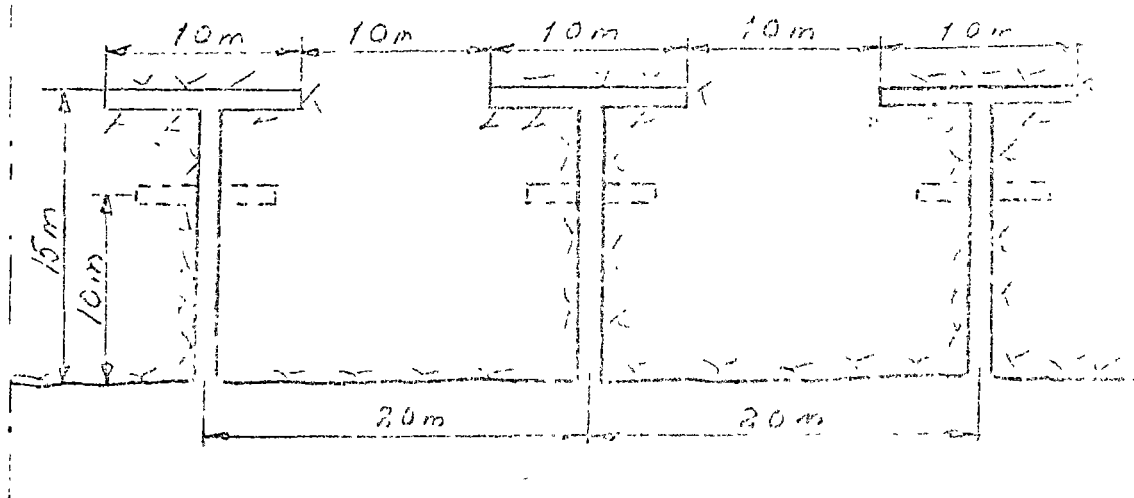
5.5 Fragmentación

Con fragmentación se expresa el grado de trituración que se obtiene con explosivos, y como no hay una definición universal de la fragmentación, por allí empieza la discusión. Naturalmente se puede definir la fragmentación con una curva en la diagrama de clasificación igual como para grava y arena, pero esto es un procedimiento muy laborioso y costoso. Entonces hay que buscar otra definición más simple y parece que el tamaño mediano de las piedras es lo más práctico. Pero sin medirse se trata todavía de una estimación subjetiva.

Otra manera de definir la fragmentación que se refiere directamente al trabajo en la cantera es la estimar la frecuencia de los bloques grandes, es decir al tamaño que no maneja el cargador. Como este depende del tamaño del cargador solamente sirve como una comparación entre los resultados de tronadas con diferentes cargas específicas o con la carga específica constante pero con diferentes diámetros de los barrenos.

No es exagerado decir que la fragmentación es lo más importante de toda la técnica de voladuras y que aunque no es posible de definir la fragmentación en una manera matemática es siempre importante de hacer una buena fragmentación, es decir tener piedras chicas. La fragmentación tiene influencia directamente a la frecuencia de los bloques que se necesita de monear y el monco es lo más tardado y costoso que hay en voladuras, además que obstruye el avance en la cantera u en el túnel.

La capacidad de las voladoras es bastante más alta con un material bien fragmentado. Hicimos por ejemplo una comparación en una planta hidroeléctrica entre material saliendo de voladuras de coyotera y voladuras con barrenos de 4". La roca fué basalto y el rendimiento del cargador de 10 y 3 subió desde 210 hasta 340 m³ por hora en condiciones comparables, es decir una diferencia en capacidad de más de 60 %. Claro que el uso de coyoteras es algo extremo pero diferencias en capacidad de 20 a 30 % son muy frecuentes. Es posible que las voladuras con coyoteras no son conocidas para todos y voy a hacer un pequeño paréntesis para describir el método. Las coyoteras son túneles de 1 m de ancho y 1,50 m de altura, entonces el tamaño normal de un socavón de exploración. Las coyoteras se arrojan en T como en la siguiente página.



El coeficiente de carga es $0,50 \text{ kg/m}^3$ y se usa nitrato de amonio con fuel oil, ANFO como explosivo, se trueno una serie de túneles instantáneos usando una red de prismacord (cordon detonante). Es muy difícil de controlar la fragmentación con este tipo de voladura y tiene solamente usos especiales cuando se quiere solamente sacar el material. Como el ángulo de rotura por arriba es como 60° son a veces aplicables para excavación de caminos en terreno montañoso.

Vamos a acabar el paréntesis porque el método de coyoteras realmente no pertenece al capítulo fragmentación.

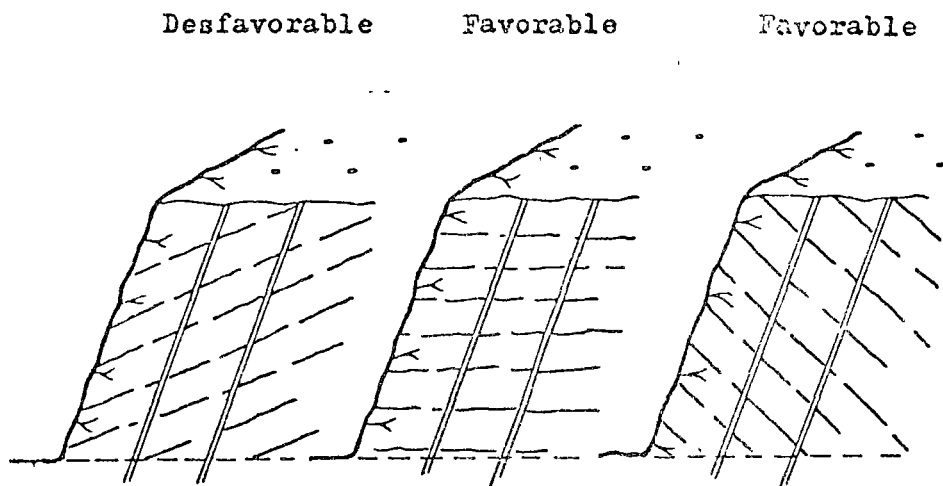
Como es el caso en Chicoasén muchas veces se necesita de triturar el material tronado y entonces la fragmentación tiene una influencia directa a la capacidad de la quebradora. El trabajo de una quebradora es aproximadamente proporcional al volumen de las piedras.

Por ejemplo para quebrar un material de 30 cm a 10 cm se necesita un trabajo igual a una constante por $3 \times 3 = 3$, es decir 27. Pero para quebrar un material de 90 cm a 10 cm se necesita un trabajo igual a la misma constante por $9 \times 9 \times 9$, es decir 729. Entonces el trabajo es 27 veces más grande con piedras de 90 cm que con piedras de 30 cm . Fortunadamente la relación entre las capacidades no es tan grande, pero tenemos una indicación de la importancia de la fragmentación.

Otro factor muy importante es el gasto de la maquinaria, por ejemplo las llantas de los cargadores, los cucharones de las palas etc. Es también evidente que la vida de las máquinas es dependiente de la fragmentación del material que van a rozar y este influye también a los camiones por el impacto de los bloques.

Aunque no es posible de cuantificar la fragmentación en absoluto vamos a discutir los métodos que se puede usar para mejorar la fragmentación. Lo primero es de usar un explosivo adecuado para el tipo de roca. En una roca dura y homogénea se debe usar un explosivo potente con alta velocidad porque en este caso las grietas iniciadas por la onda de choque tiene mucha importancia. En una roca blanda y fisurada sale mejor un explosivo más lento. Los explosivos lentos producen más gas y en roca fisurada el gas hace el trabajo fundamental. Se ha establecido una regla de que la velocidad del explosivo debe ser de la misma magnitud que la velocidad de la onda de choque en la roca aunque no ha sido posible hasta ahora de manifestar esta relación.

La orientación de la estratificación del material tiene gran influencia en la fragmentación.



El remedio para el caso uno sería de poner un barrenación vertical aunque este va a dar dificultades en el piso.

Los factores técnicos de la voladura más importantes son el coeficiente de carga y el coeficiente de barrenación. Para discutir la fragmentación partimos el barrenado en tres partes:

- parte con carga de fondo
- parte con carga de columna y
- parte sin carga

La parte con carga de fondo normalmente obtiene una fragmentación satisfactoria por la alta concentración de carga en esta parte. Por ejemplo la resistencia de fricción y cohesión en el piso ayuda mucho para fracturar la roca. Un efecto muchas veces desfavorable es la polvorización de la roca alrededor del barrenado. Por ejemplo en una cortina este polvo puede bajar el ángulo interno de fricción del relleno y también aumentar los asentamientos cuando el agua lava el polvo en los contactos entre piedras.

El volumen de polvo fuera de un barrenado de 170 mm es cinco veces más grande que el volumen fuera de un barrenado de 100 mm. Esto significa que se obtiene la doble cantidad de polvo con barrenación de 170 mm comparado con barrenación de 100 mm. Como consecuencia de que la carga de fondo casi siempre es suficiente para una buena fragmentación de esta parte es posible de mejorar la fragmentación en la parte arriba con un exceso de carga en la columna. En vez de 40 o 50 % de la carga de fondo puede ser económico de subir hasta 70 % para la carga de columna.

La parte sin carga siempre es difícil de fragmentar y si se puede volar sin restricciones de dispersión de piedras es posible de alargar la carga de columna. El método de barrenos intermedios en la parte superficial normalmente no da un resultado atractivo desde el punto de vista económico.

El coeficiente de barrenación tiene mucha importancia para la fragmentación. Esto es más notable cuando la carga es cerca la carga de límite. Con una carga específica alta la diferencia es menos. Pero esto también tiene la limitación que la roca es bastante homogénea, si la roca es muy fracturada se obtiene muchos bloques grandes pero también una gran parte de la roca polvorizada. Esto indica que el tamaño promedio de las piedras no es un buen criterio de la fragmentación. Por ejemplo para una cortina no sirve el material muy fino y tampoco el material grueso. Entonces para este fin es mejor con una barrenación más cerrada con barrenos de menos diámetro.

Ahora tenemos otro método que promete mucho para mejorar la fragmentación sin aumentar los costos de las voladuras. El método podemos llamar voladuras con largo espaciado. Los ensayos de Langefors con placas transparentes (plexiglass) mostraron una posibilidad de obtener una buena fragmentación con una relación E entre V mucho más grande que lo normal 1,25.

Por esto un grupo de suecos se dedicaron a hacer pruebas en escala grande. La idea es de tener mejor fragmentación sin cambiar carga específica, en otras palabras tener el producto de espaciado y bordo constante. Se obtiene una mejor fragmentación todo el tramo hasta una relación E entre V de 8.

Aunque el método es nuevo se puede decir que no hay restricciones para el uso solamente que se necesita respetar algunos factores importantes.

El espaciado en la primera hilera debe ser normal para evitar proyección fuerte. Además la voladura debe tener un largo de unos 10 barrenos para ser útil. Un diagrama típico es el siguiente.

↑

50	25	25	25	25	25	25	25	50
100		75		75		75		100
	125		125		125		125	
175		150		150		150		175
	200		200		200		200	
300		250		250		250		300

Resultados obtenidos

Método	Sitio de la voladura	Números de barrenos	Coefficiente de barreración en m/m^3	Densidad de carga en kg/m^3	Bloques por $1.000 m^3$ en %	Cargado en ton/día %
Convencional	I	7	0,17	0,53	121	-
Espacio ancho	I	3	0,15	0,48	63	-
Convencional	II	6	0,16	0,49	169	1,560
Espacio ancho	II	6	0,18	0,63	97	1,988

(Tabla tomada del reporte del Dr P A Persson, Swedish Detonic Research Foundation.)

5.5.1 Fragmentación, apéndice

Hablando de fragmentación quiero presentar un estudio del ingeniero Larsson de la empresa sueca Skanska. El estudio se publicó recientemente y contiene algunas conclusiones que deben verificarse con un material más grande. Sin embargo pienso que los resultados obtenidos deben tener un interés común.

Coefficiente de fragmentación S_{50}

Larsson ha definido el coeficiente de fragmentación S_{50} , o en otras palabras el tamaño medio de la roca en la siguiente manera:

S_{50} es la malla cuadrática en metros que deja pasar la mitad de la roca (50 % del peso total de la roca).

La figura 1 muestra la granulometría para roca con diferentes valores de S_{50} . Larsson afirma que la granulometría de una voladura de banco siempre puede describirse con las curvas en la figura 1. Entonces cuando conocemos S_{50} para la roca desprendida, conocemos toda la granulometría. Según Larsson la precisión es suficiente para el uso práctico, es decir el error es menos que el rango técnico - económico del equipo de rezaga, transporte y trituración.

A base de las curvas en la figura 1 Larsson ha hecho otras curvas que muestran la distribución de las diferentes fracciones del material, ver fig 2. Una vez determinado el coeficiente S_{50} se obtiene directamente la distribución de las fracciones. Sobre el diagrama en la fig 3 está marcado el resultado obtenido de 7 trenadas de 3 diferentes p. áreas. Como se ve en fig 4 la coincidencia entre las curvas y los puntos medidos es muy buena y Larsson trae la conclusión que la distribución de las fracciones en una voladura no cambia mucho por la roca o por arreglo de la voladura.

Los siguientes factores influyen en la fragmentación:

- Las propiedades de la roca (frecuencia y tamaño de fisuras etc)
- La carga específica (kg/m^3)
- El tipo de explosivo
- Distribución de carga
- Longitud del taco

- La barrenación específica (m/m^3)
- Bordo
- Espaciamiento
- Desviación de la barrenación
- Secuencia de ignición
- Intervalos entre los estopines
- Altura de banco
- Número de hileros en la tronada
- Condiciones en los límites de la tronada

Tomando estos factores en cuenta en el cálculo de las voladuras se puede llegar a un resultado aproximado, pero todavía no es posible de hacer cálculos exactos. Solamente pruebas de voladura pueden dar la solución definitiva.

Aquí quiero subrayar que aunque se piensa en hacer pruebas de voladura es necesario de hacer el cálculo lo más perfecto posible. Otro aspecto importante es que en las pruebas no se debe cambiar más que un parámetro a la vez. Si se por ejemplo cambia la carga específica y el bordo de una prueba a la otra, no se puede descubrir la influencia de estos dos factores.

El instituto Svensk Detonikforskning (Investigación Sueca de Detonación) ha elaborado un fórmula que da el tamaño medio de la roca en función de varios de factores mencionados arriba. Larsson ha adaptado esta fórmula a su definición del S_{50} y añadido unos factores más. La fórmula está presentada en forma de un nomograma en la fig 5. El nomograma está basado en resultados empíricos y no pretende de ser muy exacto. Sin embargo la precisión del nomograma ha mostrado su valor para calcular la fragmentación de voladuras.

En lo siguiente se explica el carácter de los factores en el nomograma.

- La constante de roca, c

La constante de roca, c, se define como la carga límite para arrancar un metro cubico de roca homogénea. La constante de roca muestra en una manera la resistencia de la roca. La constante de roca es normalmente 0,4 kg de Gelatina Extra 40 $\%/m^2$ y puede variar entre 0,3 y 0,5 kg/m^2 .

- Carga específica

El factor más importante para la fragmentación es la carga específica (kg/m^3). El tipo de explosivo tiene también influencia en el resultado.

- Barrenación específica

La barrenación tiene como único objeto de dar espacio al explosivo. Se obtiene un espacio más barato con barrenos de gran diámetro, pero hay limitaciones en el uso de barrenos gruesos por la fragmentación descada y por condiciones locales.

Una barrenación específica baja, es decir barrenos gruesos, da una fragmentación peor que barrenos pequeños con la misma carga específica.

- Espaciamento

Usando el método de largo espaciamento se puede obtener una fragmentación mejor en la parte de la carga de columna.

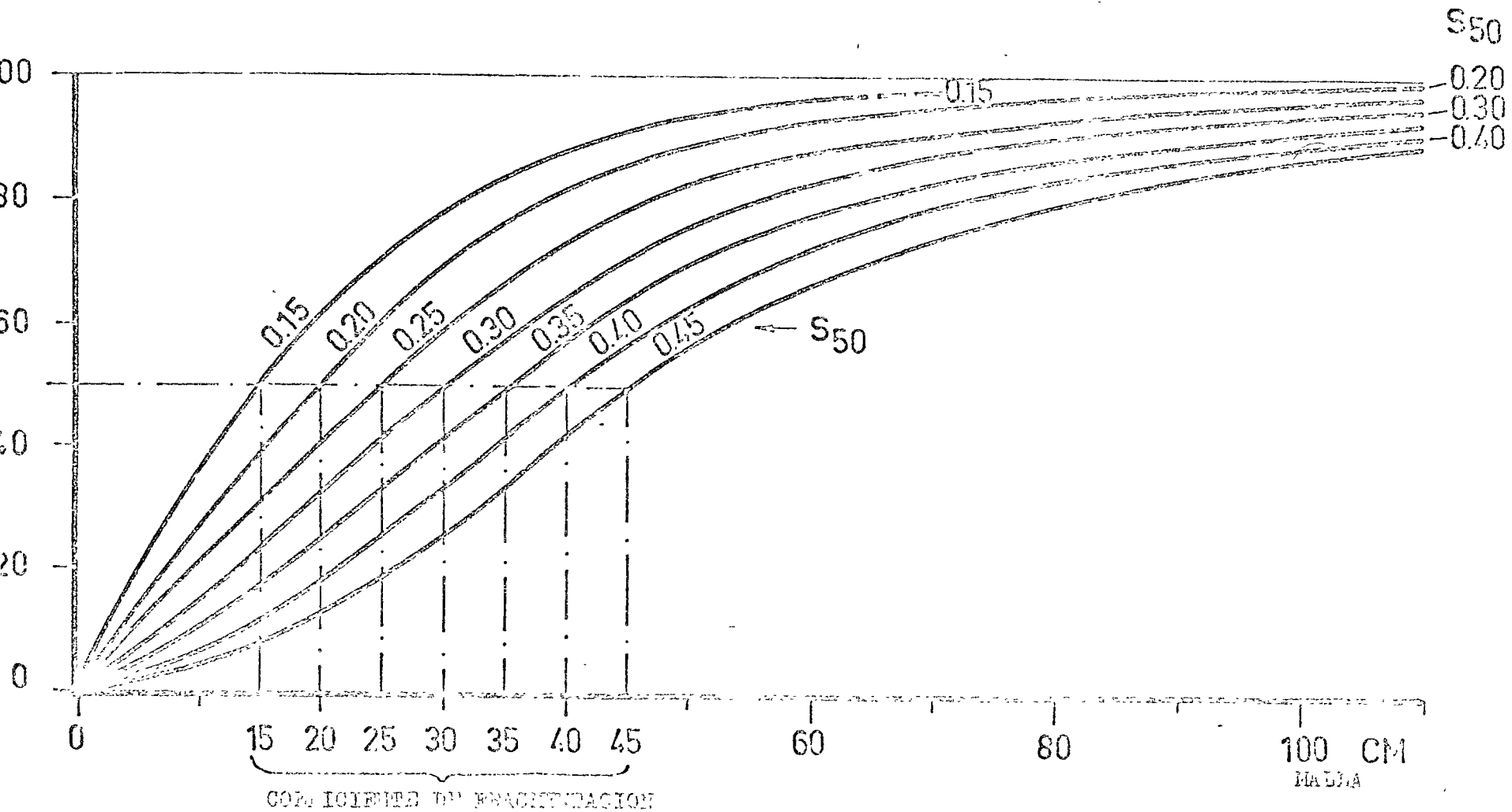
- Constante de "explosibilidad"

Este constante toma en cuenta el grado de fisuración de la roca. En realidad es un concepto poco usado, pero Larsson opina que en la marcha de su investigación ha sido necesario de expresar la "explosibilidad" con una cifra y indica los siguientes valores para el uso práctico:

Roca muy fisurada y estratificada	0,60
Roca fisurada	0,55
Roca con microfisuras	0,50
Roca casi homogénea	0,45
Roca homogénea	0,60

0,50 es un valor normal del coeficiente. Cuando sube el constante se peora la fragmentación.

PORCENTAJES, EN P730,
QUE PASAN LAS MALLAS



GRABADO EN PLATA PARA BOCA DE ROTACIONES,
DEFINICION DEL COEFICIENTE DE GRANULOMETRIA, %

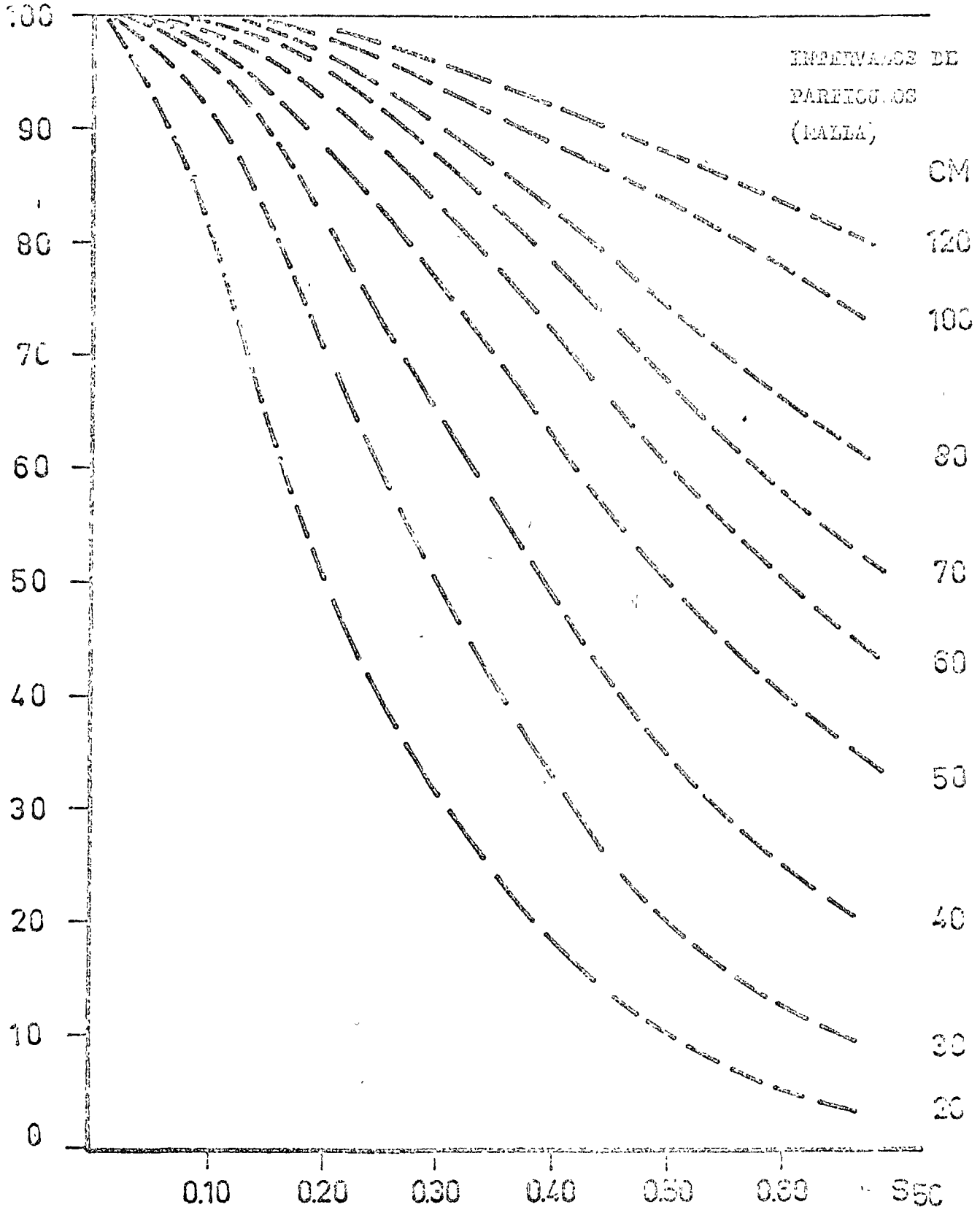
50

S 50

DISTRIBUCION TEORICA DE LAS FRACCIONES EN FUNCION
 DEL COEFICIENTE DE FRAGMENTACION, S_{50}

5.5.1
 FIG 2

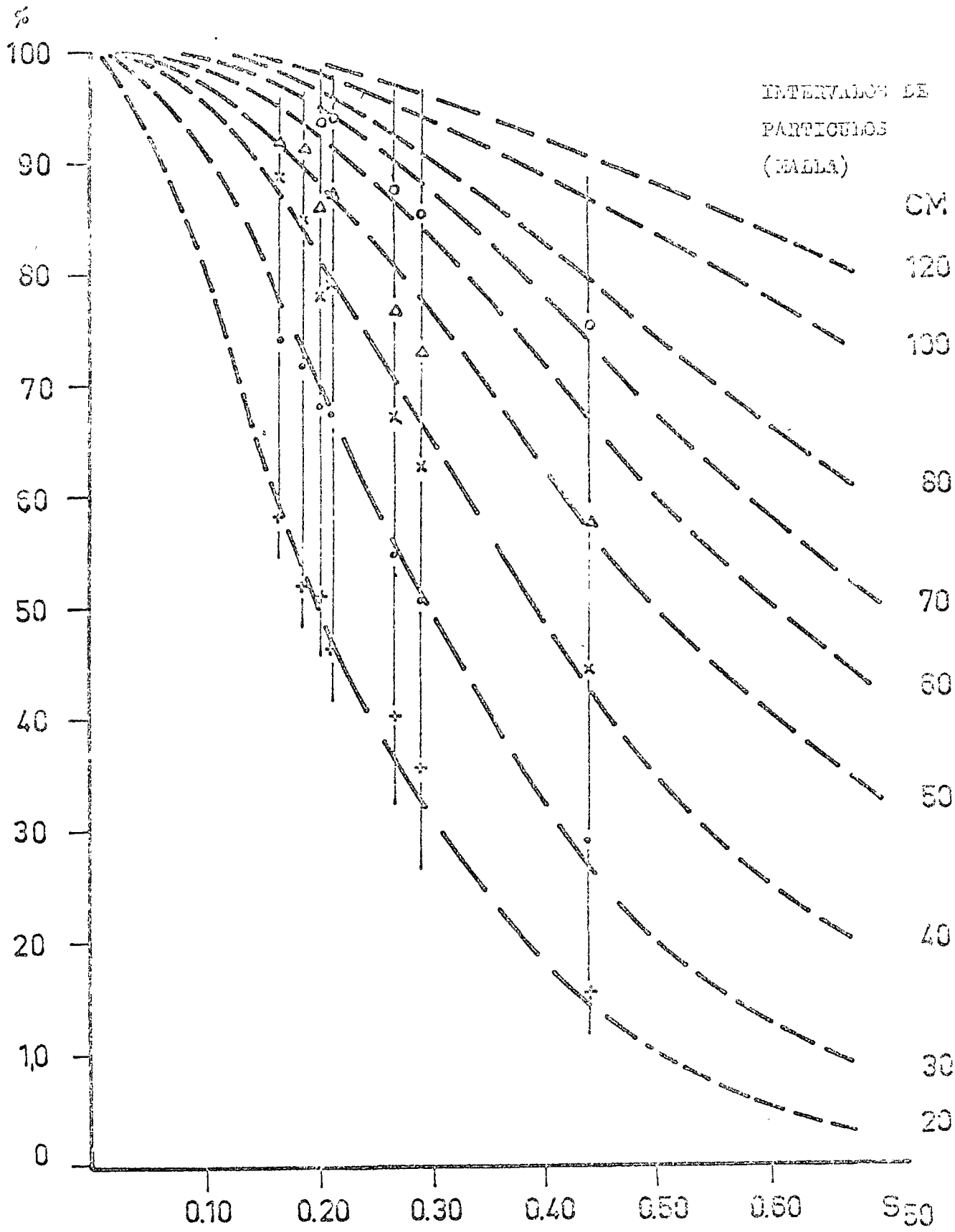
PORCENTAJES, EN PESO,
 QUE PASAN LAS MALLAS



DISTRIBUCION TEORICA DE LAS FRACCIONES EN FUNCION DEL COEFICIENTE DE FRAGMENTACION, S_{50}

FIG 3

- + PORCENTAJE, EN PESO, QUE PASA LA MALLA 20 CM.
- " " " " 30 "
- x " " " " 40 "
- △ " " " " 50 "
- " " " " 70 "



FRAGMENTACION
ESPECIFICA
M³

0.07 0.05
0.14 0.10
0.40 0.22
0.90

CARGA
ESPECIFICA
KG/M³

0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8

0.32
0.40
0.45
0.51
0.60

CONSTANTE
DE FCCA

DISPERCION DE
LOS BARRIOS
E/7

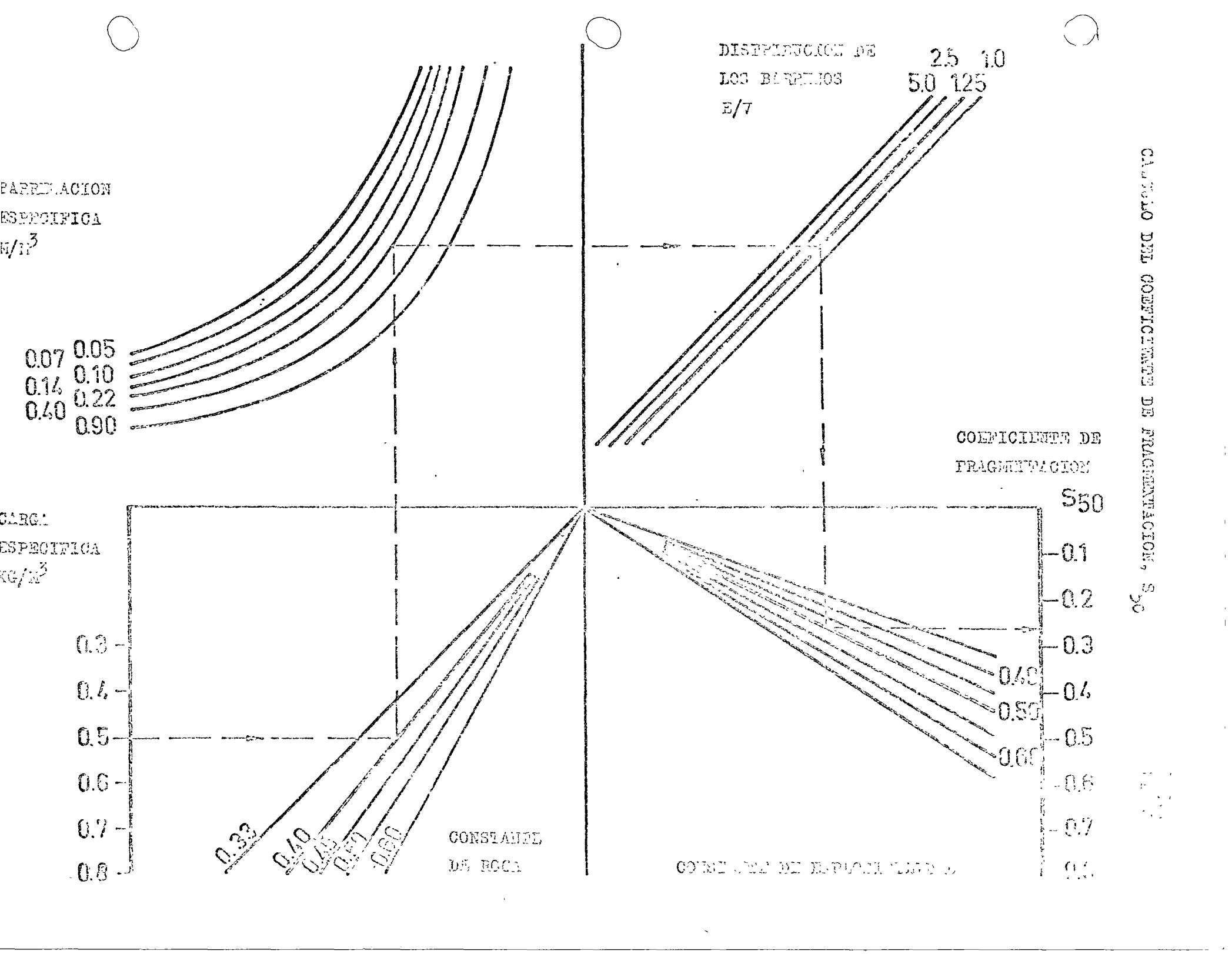
25 10
5.0 125

COEFICIENTE DE
FRAGMENTACION

S50
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8

CONSTANTE DE DISPERSION

CALCULO DEL COEFICIENTE DE FRAGMENTACION, S₅₀



5.6 Cálculo práctico de la carga

Antes de llegar al cálculo práctico nos falta definir el espaciado entre los barrenos en una hilera, con el símbolo E.

Ya los ensayos fundamentales de Langefors mostraron que con un espaciado más chico que el bordo V se obtuvo una fragmentación muy mala, pero al otro lado una pared bien lisa. En realidad hay un límite de 1,25 en la relación E/V y arriba de este límite trabajan los barrenos independientes, mejorando la fragmentación. Normalmente se usa el factor 1,25, pero hemos ya discutido métodos de espaciados más largos.

Ahora hemos discutido los factores que afectan una voladura normal y entonces podemos llegar al cálculo práctico de la voladura de banco.

Primero se calcula el bordo máximo teórico y que ya hemos definido la concentración normal de la carga, el bordo es únicamente una función del diámetro del barreno. Para el caso práctico usamos siempre el diámetro nominal de la broca como medida del barreno aunque sabemos que hay algunas variaciones por brocas gastadas etc.

La fórmula de V_{\max} es

$$V_{\max} = 45 \times d, \text{ donde } d \text{ es el diámetro del barreno}$$

Por errores en el arranque y dirección del barreno no se puede usar el bordo V_{\max} sino un bordo V y la diferencia es la desviación probable en el fondo del barreno. Los errores se calcula normalmente como sigue.

Desviación del arranque = 5 cm
Error en la dirección 3 cm/m Barreno

Si calculamos por ejemplo un banco de 15 m y queremos barrenar 100 mm el bordo V_{\max} es
 $45 \times 100 = 4,5 \text{ m.}$

La desviación en el fondo es $5 \text{ cm} + 15 \times 3 = 50 \text{ cm}$
y entonces el bordo práctico es $V_{\text{pract}} =$
 $4,5 - 0,5 = 4,0 \text{ m.}$

Para bancos de alturas normales se puede usar una fórmula bastante simple. V_{pract} en metros es igual al diámetro del barreno en pulgadas.

En nuestro caso 100 mm es 4" y entonces el bordo práctico = 4 m.

Como se ve la diferencia entre V_{\max} y V_{pract} representa una pérdida considerable en barrenación y entonces también en carga, cuando es necesario de cargar para V_{\max} .

Los fabricantes de perforadoras trabajan hace mucho tiempo de disminuir la desviación en el fondo del barreno. Esto se hace en dos maneras. La primera es de usar un instrumento que da una buena dirección a la perforadora, el error en el arranque no pinta mucho.

Con el instrumento se puede mejorar la dirección inicial del barreno pero también hay una desviación en el barreno por fisuras inclinadas, cambio de roca etc. Para hacer barrenos más rectos las equipos rotatorias y dentro-del-barreno son superiores pero es también posible de hacer barrenos bastante rectos con perforadoras de percusión usando tubos especiales de guía y brocas de botones donde la roca lo permite.

Para la concentración de carga de fondo hay otra fórmula bastante simple

$$Q = \frac{d^2}{7.000} \text{ kg/m}$$

entonces con un barreno de 100 mm se obtiene una carga de 10 kg por metro en el fondo.

La altura de la carga de fondo es 1,3 V, en nuestro ejemplo la carga de fondo es

$$1,3 \times 4,5 \times 10 = 58,5 \text{ kg}$$

La carga de columna debe ser 0,4 a 0,5 de la carga de fondo, en nuestro ejemplo esto corresponde a 4 a 5 kg por metro. Y con V = 4 m arriba sin carga tenemos ya todo el barreno cargado y si no hemos olvidado el estopin podemos tronar y ver el resultado.

Hemos hecho el cálculo con el factor 45 para determinar el V_{max} . Si por una razón u otra se quiere cambiar este factor todavía se hace todo el resto del cálculo igual. Es por ejemplo posible que las observaciones de una serie de tronadas indican un cambio del factor. Cambiando el factor 45 por 47 da una carga específica de $0,44 \text{ kg/m}^3$ y bajar las dos unidades al 43 da $0,36 \text{ kg/m}^3$ y el factor 40 corresponde más o menos a $0,50 \text{ kg/m}^3$.

6 VOYERÍA DE T. 500

6.1 PARÁMETROS PARA CÁLCULO DE CARGA (Símbolos usados, ver anexo 2)

Datos

Altura del banco (K)	=	m
Ancho del banco (B)	=	m
Inclinación de la pared	=	
Explosivo	=	
Tamaño de la tronada	=	hilceras
Secuencia de ignición	=	
Estopines	=	

Barrenos de la voladura

Inclinación de los barrenos	=	
Diámetro de los barrenos en el fondo (d_p) = Diámetro de la broca	=	mm
Desviación (F)	=	cm + cm/m

Postcorte

Inclinación de los barrenos	=	
Diámetro de los barrenos (d_{cp})	=	mm
Desviación (F)	=	cm + cm/m

Cálculo de fondo, espaciamiento y profundidad de los barrenos:

Postcorte

Diámetro de los barrenos, d_{ts}	=	mm
Espaciamiento, E_s (ver anexo 1)	=	m
Bordo, V_s (" - ")	=	m
Sub-barronación, $U_s = 0,3 \times V_s$	=	m
Profundidad de los barrenos, $H_s = K + U_s$	=	m
Coefficiente de barronación por superficie del postcorte	=	k/m^2

Voladura

Bordo máximo, $V_{max} = 0,045 \times d_b$	=	m
Sub-barronación, $U = 0,3 V_{max}$	=	m
Profundidad de los barrenos, $H, (incl 1:3) = 1,05 (K + U)$	=	m
Desviación de los barrenos, $F = 0,05 + 0,03H$	=	m
Bordo práctico, $V = V_{max} - F$	=	m
Distancia entre hileras, $a = 1,05 \times V$	=	m
Espaciamiento teórico, $E_t = 1,25 \times V$	=	m
Ancho del banco, con el postcorte, B	=	m
Espaciamiento postcorte - ultimo barreno	=	m
Espaciamiento último barreno - penúltimo barreno $\approx V$	=	m
Ancho restante	=	m
Número de espaciamientos	=	
Espaciamiento práctico, E	=	m

¡Marque los barrenos en el diagrama!

Lista de carga: Voladura

Concentración de carga de fondo,

$$Q_{blk} = \frac{w_b}{1.000}$$

=

kg/m²

Altura de carga de fondo,

$$h_b = V_{max} + U$$

=

m

Carga de fondo, $Q_b = Q_{blk} \times h_b$

=

kg

Roco, $h_o \leq V$

=

m

Altura de carga de columna,

$$h_p = H - h_b - h_o$$

=

m

Proporción entre concentraciones de
carga de columna y carga de fondo, C

$$(C = 0,4 - 0,7)$$

=

Concentración de carga de columna,

$$Q_{pl} = C \times Q_{bk}$$

=

kg/m²Carga de columna $Q_p = Q_{pl} \times h_p$

=

kg

Carga total por barreno, Q_{tot}

=

kg

Cálculo de carga: último barrenado de la voladura

Espaciamiento último barrenado -

$$\text{penúltimo barrenado } E_y = V \quad = \quad \text{m}$$

$$\text{Bordo, voladura, } V \quad = \quad \text{m}$$

$$\text{Bordo, último barrenado, } V_y = \frac{V}{\sqrt{2}} = \frac{V}{1,4} \quad = \quad \text{m}$$

$$\text{Bordo máximo, } V_{\max y} = V_y + F \quad = \quad \text{m}$$

$$\text{Bordo máximo, } V_{\max} \quad = \quad 0,045 \times d_b \quad \text{m}$$

$$\text{Bordo máximo, } V_{\max y} = 0,045 \times d_{by} \quad = \quad \text{m}$$

$$\text{Diámetro ficticio, } d_{by} = \frac{V_{\max y}}{0,045} \quad = \quad \text{mm}$$

$$\text{Concentración de carga de fondo, } Q_{bk y} = \frac{d_{by}^2}{1.000} \quad = \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Sub-barrenación, } U_y = 0,3 \times V_{\max y} \quad = \quad \text{m}$$

Altura de carga de fondo,

$$h_{by} = V_{\max y} + U_y \quad = \quad \text{m}$$

$$\text{Carga de fondo, } Q_{by} = Q_{bk y} \times h_{by} \quad = \quad \text{kg}$$

$$\text{Concentración de carga, } Q_{bk}, \text{ con el diámetro actual, } \frac{d_b^2}{1.000} \quad = \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Altura de carga de fondo } h_{by} = \frac{Q_{by}}{Q_{bk}} \quad = \quad \text{m}$$

$$\text{Taco, } h_{oy} = V_y \quad = \quad \text{m}$$

Altura de carga de columna,

$$h_{py} = H - h_{by} - V_y$$

=

m

Concentración de carga de columna,

$$Q_{pk y} = C \times Q_{bk y}$$

=

kg/m

Carga de columna, Q_{py}

=

kg

Carga total por barrenos, $Q_{tot y}$

=

kg

Cálculo de carga: postcorte

Bordo, V_s (ver anexo 1) = m

Profundidad de los barrenos, H_s
(ver pag 3) = m

Desviación, $F_s = 0,03 + 0,01 \times H_s$ = m

Bordo máximo, $V_{\max s} = V_s + F_s$ = m

Diámetro de barrenación, d_{bs} = m

Concentración de carga de fondo,

$Q_{bk s} = \frac{d_{bs}^2}{1.000}$ = kg/m

Altura de carga de fondo,

$h_{bs} = V_{\max s} + U_s$ = m

Carga de fondo, $Q_{bs} = Q_{bk s} \times h_{bs}$ = kg

Factor de fijación en el fondo,
barrenos verticales, z
(para inclinación 1:3, z = 1,0) = 1,1

Carga de fondo, barrenos verticales,

$Q_{bs} \times z$ = kg

Espaciamiento teórico, $E_{st} = 1,25 \times V_s$ = m

Espaciamiento, E_s (ver anexo 1) = m

Carga de fondo, $Q_{bs \text{ red}} = \frac{Q_{bs} \times z \times E_s}{E_{st}}$ = kg

Altura de carga de fondo,

$h_{bs} = \frac{Q_{bs \text{ red}}}{Q_{bk s}}$ = m

$$\text{Factor, } h_{os} = 0,3 \times V_s = \quad = \quad \text{m.}$$

Altura de carga de columna,

$$h_{ps} = H_s - h_{bs} - h_{os} = \quad = \quad \text{m.}$$

Concentración de carga de columna,

$$Q_{pk\ s} \text{ (ver anexo 1)} = \quad = \quad \text{kg/m}^2$$

$$\text{Carga de columna, } Q_{ps} = h_{ps} \times Q_{pk\ s} = \quad = \quad \text{kg}$$

$$\text{Carga total, } Q_{tot\ s} = Q_{bs\ red} + Q_{ps} = \quad = \quad \text{kg}$$

Carga por hilera

Voladura:

$$\text{Barrenos interiores, unidades} \times Q_{\text{tot}} = \text{kg}$$

Barrenos juntos al postcorte,

$$2 \text{ unidades} \times Q_{\text{tot}} = \text{kg}$$

$$\text{Carga por hilera } Q + Q_y = \text{kg}$$

Volumen teórico por hilera

$$= (B - 2 \times V_s) \times K \times a = \text{m}^3$$

$$\text{Carga} = \text{kg/m}^3$$

Postcorte:

$$\text{Barrenos por hilera, } N = 2 \times \frac{a}{E_s} =$$

Volumen teórico por hilera

$$= 2 \times V_s \times K \times a = \text{m}^3$$

$$\text{Carga por hilera} = Q_{\text{tot } s} \times N = \text{kg}$$

$$\text{Carga} = \text{kg/m}^3$$

Carga por superficie del postcorte

$$= \frac{Q_{\text{tot } s}}{E_s \times K} = \text{kg/m}^2$$

Voladura + postcorte:

$$Q + Q_y + Q_s = \text{kg}$$

$$\text{Coeficiente de carga} \frac{Q + Q_y + Q_s}{B \times K \times a} = \text{kg/m}^3$$

Proyección

Control de sobrecarga

Carga límite para desperdicio:

V_{max} m

$a = 1,05 \times V_{max}$ m

$E_{max} = 1,25 \times V_{max}$ m

K m

Volumen de roca por barrenado

$= a \times E_{max} \times K$ m³

Carga por barrenado Q_{tot} kg

Coefficiente de carga teórico,

$q_t = \frac{Q_{tot}}{a \times E_{max} \times K}$ kg/m³

Coefficiente actual, incluyendo

los barrenos juntos a postcorte, q kg/m³

Sobrecarga, $q - q_t$ kg/m³

Longitud de proyección del centro de gravedad en función del exceso de carga

Exceso de carga en kg/m ³	0	0,10	0,20	0,30	0,40
--------------------------------------	---	------	------	------	------

lb/cu yd	0	0,17	0,33	0,50	0,67
----------	---	------	------	------	------

La roca es lanzada hasta una distancia,

m	0	5	12	18	24
---	---	---	----	----	----

ft	0	20	40	60	80
----	---	----	----	----	----

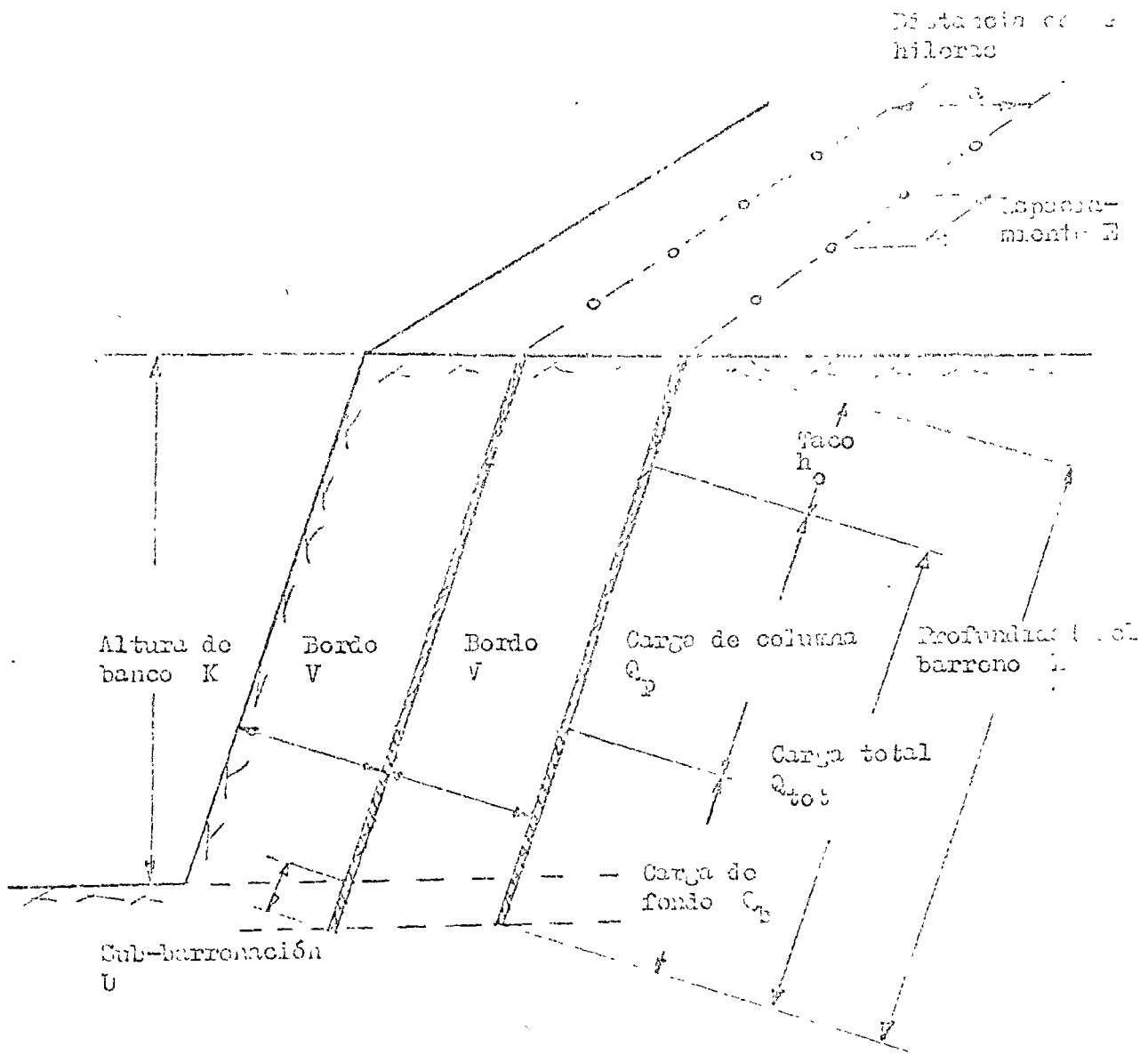
Voladuras de postcorte y precorte
(según Langefors, "Voladura de rocas", pag 331)

Diámetro del barreno mm	Concentración de carga kg/m	Postcorte		Precurso
		E_s m	V_s m	E_p m
30	0,10	0,5	0,7	0,25 - 0,30
37	0,12	0,6	0,9	0,30 - 0,50
44	0,17	0,6	0,9	0,35 - 0,60
50	0,25	0,8	1,1	0,45 - 0,70
62	0,35	1,0	1,3	0,55 - 0,80
75	0,50	1,2	1,6	0,60 - 0,90
87	0,70	1,4	1,9	0,70 - 1,00
100	0,90	1,6	2,1	0,80 - 1,20
125	1,40	2,0	2,7	1,00 - 1,50
150	2,00	2,4	3,2	1,20 - 1,80
200	3,00	3,0	4,0	1,50 - 2,10

Notas:

Precorte

- 1 Bordo entre línea de precorte y barrenos del interior de la voladura,
 $V_p = 0,6 \times V$
- 2 Con espaciamiento, $E_p = 0,30$ m se carga 55 % del barreno
Con espaciamiento, $E_p = 0,40$ m se carga 75 % del barreno
Con espaciamiento, $E_p \geq 0,50$ m se carga 90 % del barreno



Símbolos, voladura de banco

VOLADURA DE BANCO

6.2 PATRON PARA CALCULO DE CARGA, EJEMPLO

Datos

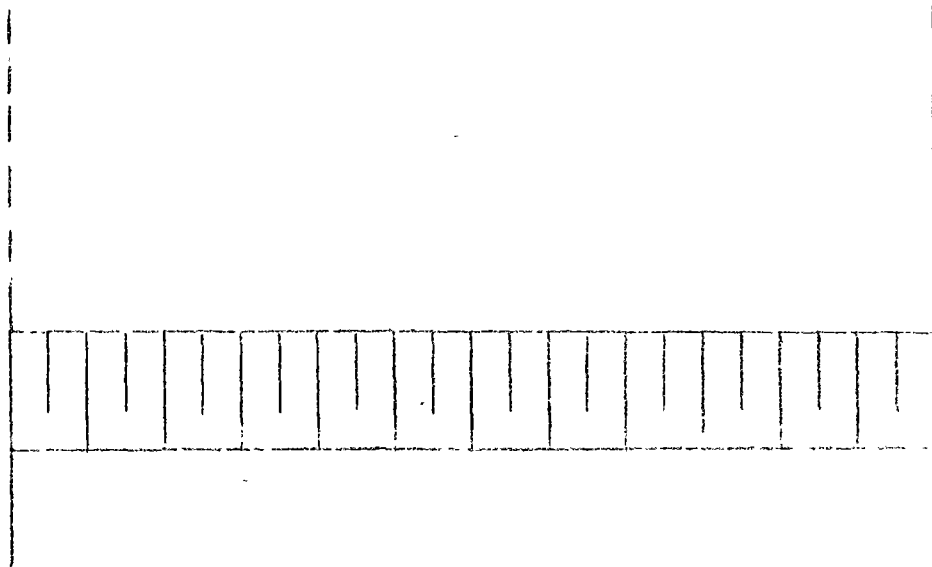
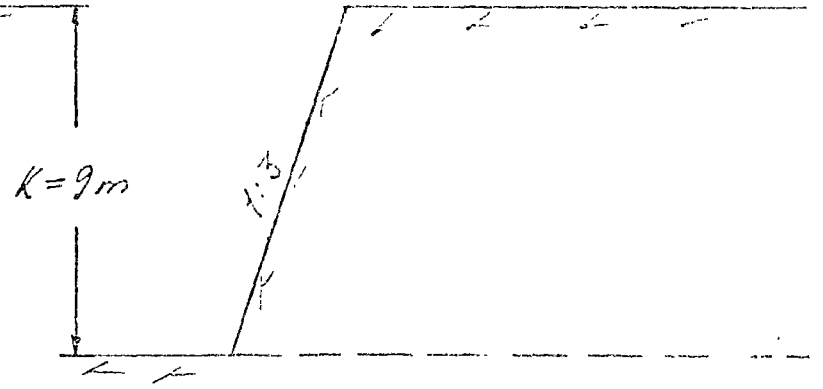
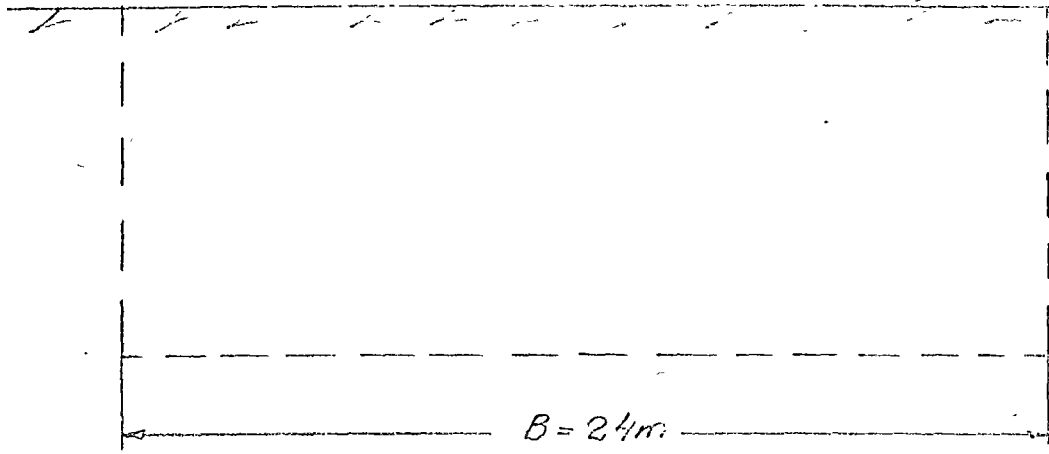
Altura del banco (K)	=	9	m
Ancho del banco (B)	=	24	m
Inclinación de la pared	=	vertical	
Explosivo	=	Gelatina Extra	40 %
Tamaño de la tronada	=	3	hileras
Secuencia de ignición	=	dos intervalos	por hilera
Estopines	=	milisegundos	

Barrenos de la voladura

Inclinación de los barrenos	=	1:3	
Diámetro de los barrenos en el fondo (d_p) = Diámetro de la broca	=	76	mm
Desviación (F)	=	15 cm + 3 cm/m	

Postcorte

Inclinación de los barrenos	=	vertical	
Diámetro de los barrenos (d_{bp})	=	48	mm
Desviación (F)	=	3 cm + 1 cm/m	



Escudo 1:300



o



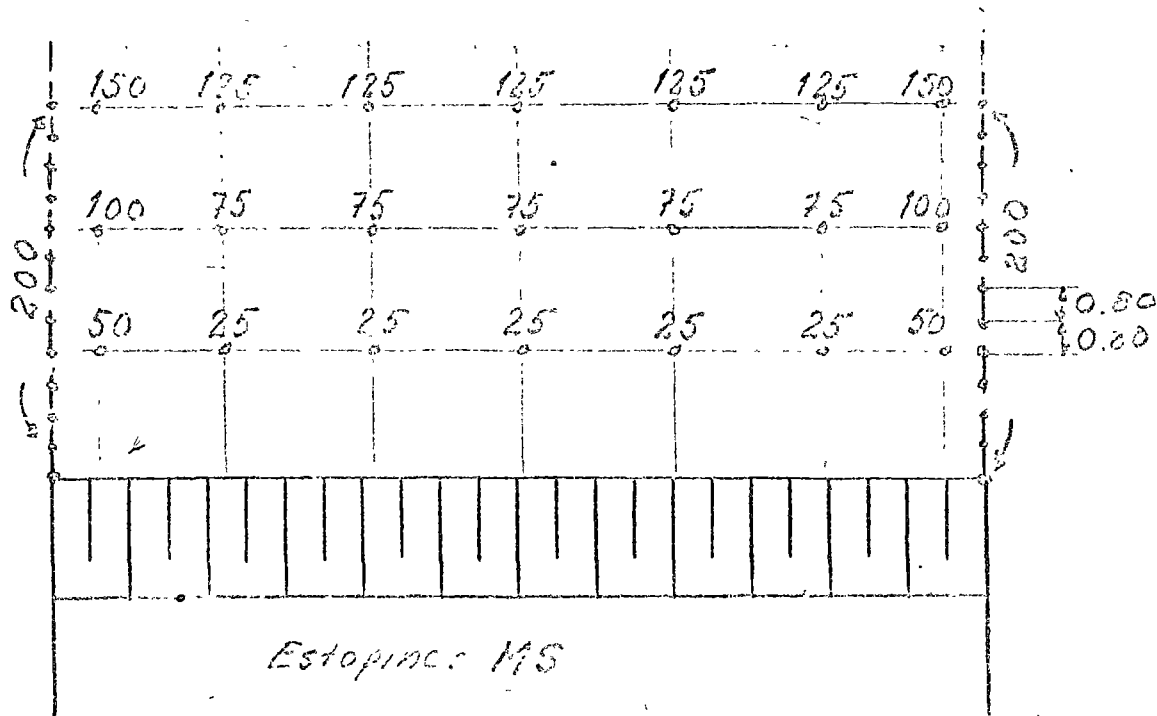
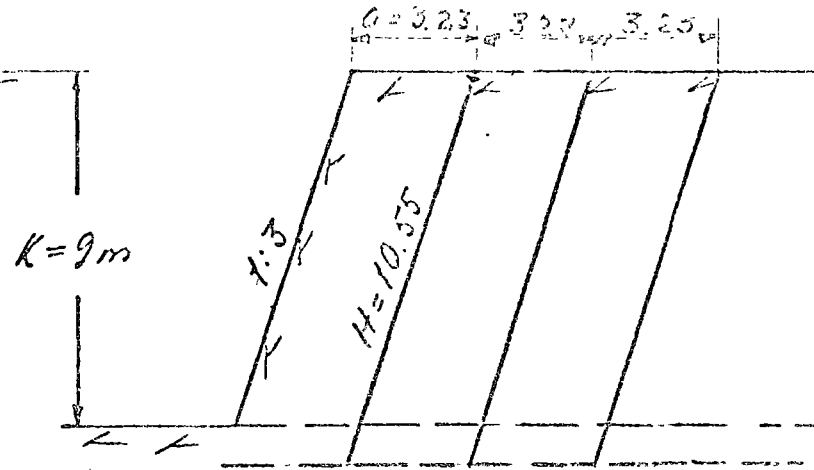
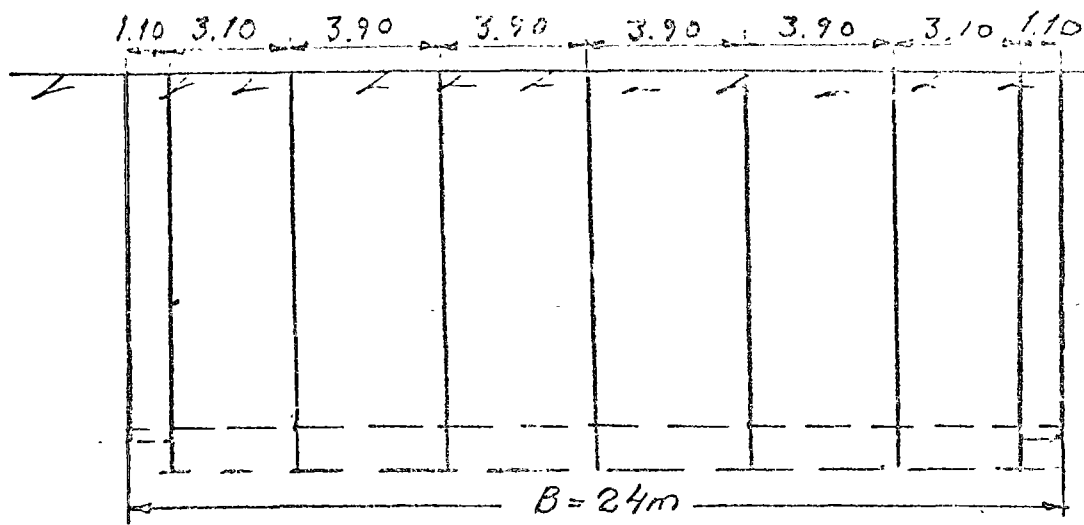
Cálculo de bordo, espaciamento y profundidad de los barrenosPostcorte

Diámetro de los barrenos, d_{bs}	=	48 mm
Espaciamento, E_s (ver anexo 1)	=	0,8 m
Bordo, V_s (" ")	=	1,1 m
Sub-barronación, $U_s = 0,3 \times V_s$	=	$0,33 \times 1,1 = 0,33$ m
Profundidad de los barrenos, $H_s = K + U_s$	=	$9 + 0,33 = 9,33 = 9,35$ m
Coefficiente de barronación por superficie del postcorte	=	$\frac{9,35}{0,8 \times 9} = 1,3$ m/m ²

Voladura

Bordo máximo, $V_{max} = 0,045 \times d_b$	=	$0,045 \times 76 = 3,45$ m
Sub-barronación, $U = 0,3 V_{max}$	=	$0,3 \times 3,45 = 1,05$ m
Profundidad de los barrenos, H_s (incl 1:3) = $1,05 (K + U)$	=	$1,05 (9 + 1,05) = 10,55$ m
Desviación de los barrenos, $F = 0,05 + 0,03H$	=	$0,05 + 0,03 \times 10,55 = 0,37$ m
Bordo práctico, $V = V_{max} - F$	=	$3,45 - 0,37 = 3,08$ m
Distancia entre hileras, $a = 1,05 \times V$	=	$1,05 \times 3,08 = 3,23$ m
Espaciamento teórico, $E_t = 1,25 \times V$	=	$1,25 \times 3,08 = 3,85$ m
Ancho del banco, con el postcorte, B	=	24 m
Espaciamento postcorte - último barreno	=	1,1 m
Espaciamento último barreno - penúltimo barreno = V	=	3,10 m
Ancho restante	=	$24 - 2 \times 1,1 - 2 \times 3,1 = 15,6$ m
Número de espaciamentos	=	$\frac{15,6}{3,85} = 4,05 \approx 4$
Espaciamento práctico, E	=	$\frac{15,6}{4} = 3,90$ m

¡Marque los barrenos en el diagrama!



Escala 1:200

Cálculo de carga: Voladura

Concentración de carga de fondo,

$$Q_{bk} = \frac{d_b}{1.000}$$

=

$$\frac{76^2}{1.000} = 5,78 \text{ kg/m}$$

Altura de carga de fondo,

$$h_b = V_{\max} + U$$

=

$$3,45 + 1,05 = 4,50 \text{ m}$$

Carga de fondo, $Q_b = Q_{bk} \times h_b$

=

$$5,78 \times 4,50 = 26,0 \text{ kg}$$

Taco, $h_o \leq V$

=

$$3,10 \text{ m}$$

Altura de carga de columna,

$$h_p = H - h_b - h_o$$

=

$$10,55 - 4,50 - 3,10 = 2,95 \text{ m}$$

Proporción entre concentraciones de

carga de columna y carga de fondo, C

$$(C = 0,4 - 0,7)$$

=

$$0,5$$

Concentración de carga de columna,

$$Q_{pk} = C \times Q_{bk}$$

=

$$0,5 \times 5,78 = 2,89 \text{ kg/m}$$

Carga de columna $Q_p = Q_{pk} \times h_p$

=

$$2,89 \times 2,95 = 8,5 \text{ kg}$$

Carga total por barreno, Q_{tot}

=

$$26,0 + 8,5 = 34,5 \text{ kg}$$

Cálculo de carga: último barrenado de la voladura

Espaciamiento último barrenado -

$$\text{penúltimo barrenado } E_y = V \quad = \quad 3,10 \quad \text{m}$$

$$\text{Bordo, voladura, } V \quad = \quad 3,10 \quad \text{m}$$

$$\text{Bordo, último barrenado, } V_y = \frac{V}{\sqrt{2}} = \frac{V}{1,4} \quad = \quad 2,21 \quad \text{m}$$

$$\text{Bordo máximo, } V_{\max y} = V_y + P \quad = \quad 2,20 + 0,37 = 2,57 \quad \text{m}$$

$$\text{Bordo máximo, } V_{\max} \quad = \quad 0,045 \times d_0 \quad \text{m}$$

$$\text{Bordo máximo, } V_{\max y} = 0,045 \times d_{by} \quad = \quad 2,57 \quad \text{m}$$

$$\text{Diámetro ficticio, } d_{by} = \frac{V_{\max y}}{0,045} \quad = \quad \frac{2,57}{0,045} = 57 \quad \text{mm}$$

$$\text{Concentración de carga de fondo, } Q_{bk y} = \frac{d_{by}^2}{1.000} \quad = \quad \frac{57^2}{1.000} = 3,25 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Sub-barrenación, } U_y = 0,3 \times V_{\max y} \quad = \quad 0,3 \times 2,57 = 0,77 \quad \text{m}$$

$$\text{Altura de carga de fondo, } h_{by} = V_{\max y} + U_y \quad = \quad 2,57 + 0,77 = 3,35 \quad \text{m}$$

$$\text{Carga de fondo, } Q_{by} = Q_{bk y} \times h_{by} \quad = \quad 3,25 \times 3,35 = 10,90 \quad \text{kg}$$

$$\text{Concentración de carga, } Q_{bk}, \text{ con el diámetro actual, } \frac{d_b^2}{1.000} \quad = \quad \frac{75^2}{1.000} = 5,78 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Altura de carga de fondo } h_{by} = \frac{Q_{by}}{Q_{bk}} \quad = \quad \frac{10,90}{5,78} = 1,90 \quad \text{m}$$

$$\text{Tacc, } h_{oy} = V_y \quad = \quad 2,20 \quad \text{m}$$

Altura de carga de columna,

$$h_{py} = H - h_{by} - V_y = 10,55 - 1,90 - 2,20 = 6,45 \text{ m}$$

Concentración de carga de columna,

$$Q_{pk y} = C \times Q_{bk y} = 0,5 \times 3,25 = 1,63 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga de columna, } Q_{py} = 6,45 \times 1,63 = 10,5 \text{ kg}$$

$$\text{Carga total por barrone, } Q_{tot y} = 10,9 + 10,5 = 21,4 \text{ kg}$$

Cálculo de carga: postcorte

Borde, V_s (ver anexo 1)	=	1,1	m
Profundidad de los barrenos, H_s (ver pag 3)	=	9,35	m
Desviación, $F_s = 0,03 + 0,01 \times H_s$	=	$0,03 + 0,01 \times 9,35 \approx 0,10$	m
Borde máximo, $V_{max s} = V_s + F_s$	=	$1,1 + 0,1 = 1,2$	m
Diámetro de barrenación, d_{bs}	=	43	m
Concentración de carga de fondo, $Q_{bk s} = \frac{d_{bs}^2}{1.000}$	=	$\frac{43^2}{1.000} = 2,3$	kg/m
Altura de carga de fondo, $h_{bs} = V_{max s} + U_s$	=	$1,2 + 0,35 = 1,55$	m
Carga de fondo, $Q_{bs} = Q_{bk s} \times h_{bs}$	=	$2,3 \times 1,55 = 3,57$	kg
Factor de fijación en el fondo, barrenos verticales, z (para inclinación 1:3, z = 1,0)	=	1,1	
Carga de fondo, barrenos verticales, $Q_{bs} \times z$	=	$3,57 \times 1,1 = 3,93$	kg
Espaciamiento teórico, $E_{st} = 1,25 \times V_s$	=	$1,25 \times 1,1 = 1,38$	m
Espaciamiento, E_s (ver anexo 1)	=	0,8	m
Carga de fondo, $Q_{bs red} = \frac{Q_{bs} \times z \times E_s}{E_{st}}$	=	$\frac{3,93 \times 1,1 \times 0,8}{1,38} = 2,3$	kg
Altura de carga de fondo, $h_{bs} = \frac{Q_{bs red}}{Q_{bk s}}$	=	$\frac{2,3}{2,3} = 1,0$	m

$$\text{Taco, } h_{os} = 0,3 \times V_s = 0,3 \times 1,1 = 0,33 \text{ m}$$

Altura de carga de columna,

$$h_{ps} = H_s - h_{bs} - h_{os} = 9,35 - 1,00 - 0,33 = 8,02 \text{ m}$$

Concentración de carga de columna,

$$Q_{pk \text{ s}} \text{ (ver anexo 1)} = 0,25 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga de columna, } Q_{ps} = h_{ps} \times Q_{pk \text{ s}} = 8,02 \times 0,25 = 2,0 \text{ kg}$$

$$\text{Carga total, } Q_{tot \text{ s}} = Q_{bs \text{ red}} + Q_{ps} = 2,5 + 2,0 = 4,5 \text{ kg}$$

Carga por hilera

Voladura:

$$\text{Barrenos interiores, unidades} \times Q_{\text{tot}} = 5 \times 34,5 = 172,5 \text{ kg}$$

Barrenos juntos al postcorte,

$$2 \text{ unidades} \times Q_{\text{tot y}} = 2 \times 21,4 = 42,8 \text{ kg}$$

$$\text{Carga por hilera } Q + Q_y = 172,5 + 42,8 = 215,3 \text{ kg}$$

Volumen teórico por hilera

$$= (B - 2 \times V_s) \times K \times a = (24 - 2 \times 1,1) \times 9 \times 3,23 = 638 \text{ m}^3$$

$$\text{Carga} = \frac{215,3}{638} = 0,34 \text{ kg/m}^3$$

Postcorte:

$$\text{Barrenos por hilera, } N = 2 \times \frac{a}{E_s} = 2 \times \frac{3,23}{0,8} = 8,1$$

Volumen teórico por hilera

$$= 2 \times V_s \times K \times a = 2 \times 1,1 \times 9 \times 3,23 = 64,0 \text{ m}^3$$

$$\text{Carga por hilera} = Q_{\text{tot s}} \times N = 4,3 \times 8,1 = 34,8 \text{ kg}$$

$$\text{Carga} = \frac{34,8}{64,0} = 0,54 \text{ kg/m}^3$$

Carga por superficie del postcorte

$$= \frac{Q_{\text{tot s}}}{E_s \times K} = \frac{4,3}{0,8 \times 9} = 0,60 \text{ kg/m}^2$$

Voladura + postcorte:

$$Q + Q_y + Q_s = 172,5 + 42,8 + 34,8 = 250 \text{ kg}$$

$$\text{Coeficiente de carga} \frac{Q + Q_y + Q_s}{B \times K \times a} = \frac{250}{24 \times 9 \times 3,23} = 0,36 \text{ kg/m}^3$$

Proyección

Control de sobrecarga

Carga límite para desprendimiento:

V_{max}	=	3,45	m
$a = 1,05 \times V_{max}$	=	3,62	m
$E_{max} = 1,25 \times V_{max}$	=	4,31	m
K	=	9	m

Volumen de roca por barreno

$= a \times E_{max} \times K = 3,62 \times 4,31 \times 9 = 140 \text{ m}^3$

Carga por barreno: Q_{tot}

$34,5 \text{ kg}$

Coefficiente de carga teórico,

$q_t = \frac{Q_{tot}}{a \times E_{max} \times K} = \frac{34,5}{140} = 0,25 \text{ kg/m}^3$

Coefficiente actual, incluyendo

los barrenos juntos a postcorte, $q = 0,34 \text{ kg/m}^3$

Sobrecarga, $q_s = q_t$

$0,34 - 0,25 = 0,09 \text{ kg/m}^3$

Longitud de proyección del centro de gravedad en función del exceso de carga.

Exceso de carga en kg/m^3	0	<u>0,10</u>	0,20	0,30	0,40
lb/cu yd	0	0,17	0,33	0,50	0,67

La roca es lanzada hasta una distancia,

m	0	<u>6</u>	12	18	24
ft	0	20	40	60	80

Voladuras de postcorte y precorte
(según Langefors, "Voladura de rocas", pag 331)

Diámetro del barrenó mm	Concentración de carga kg/m	Postcorte		Precurso
		E_s m	V_s m	E_p m
30	0,10	0,5	0,7	0,25 - 0,30
37	0,12	0,6	0,9	0,30 - 0,50
44	0,17	0,6	0,9	0,35 - 0,60
50	0,25	0,8	1,1	0,45 - 0,70
62	0,35	1,0	1,3	0,55 - 0,80
75	0,50	1,2	1,6	0,60 - 0,90
87	0,70	1,4	1,9	0,70 - 1,00
100	0,90	1,6	2,1	0,80 - 1,20
125	1,40	2,0	2,7	1,00 - 1,50
150	2,00	2,4	3,2	1,20 - 1,80
200	3,00	3,0	4,0	1,50 - 2,10

Notas.

Precorte

- 1 Bordo entre línea de precorte y barrenos del interior de la voladura,
 $V_p = 0,6 \times V$
- 2 Con espaciamento, $E_p = 0,30$ m se carga 55 % del barrenó
Con espaciamento, $E_p = 0,40$ m se carga 75 % del barrenó
Con espaciamento, $E_p = 0,50$ m se carga 90 % del barrenó

6.3 Ejemplo de ejercicio 1

Excavación de un tajo

Resultado

Datos:

Altura del banco (K)	= 5 m
Ancho del banco (B)	= 15 m
Inclinación de la pared	= vertical
Inclinación de los barrenos	= 1:3
Diámetro de los barrenos	= 45 mm
Desviación (F)	= 5 cm + 3 cm/m
Tamaño de la tronada	= 2 hileras
Secuencia de ignición	= 2 intervalos por hilera

Sin postcorte

Haga el cálculo de:

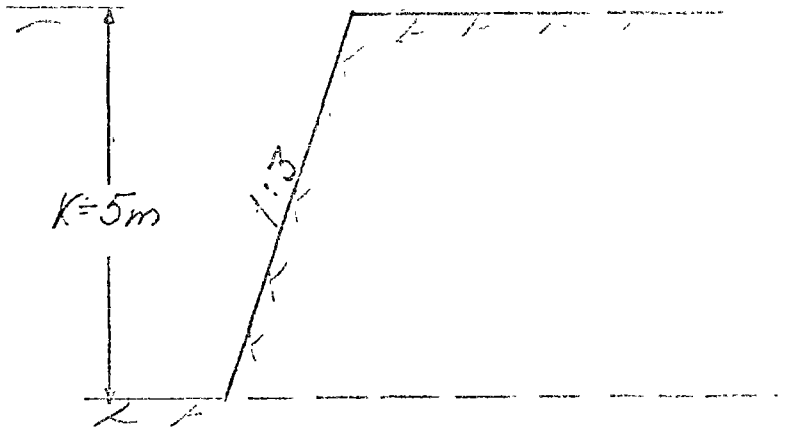
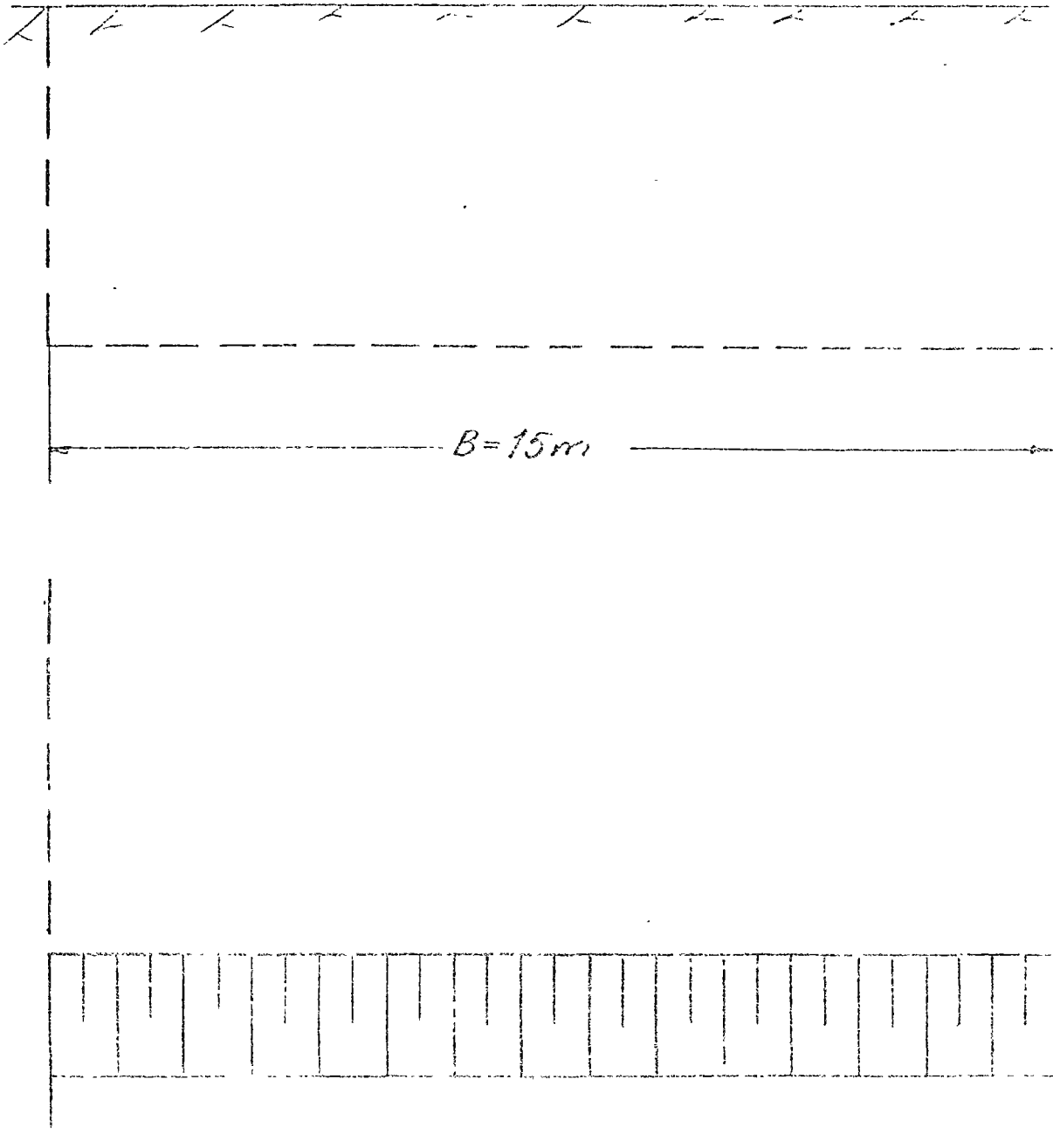
a) Bordo máximo, V_{\max}

b) Profundidad de la barrenación, H

c) Bordo práctico, V

d) Espaciamiento teórico, E_t

e) Distancia entre hileras, a



Resultado

f) Distancia entre barrenos de la pared y los últimos interiores

g) Distancia entre los barrenos interiores

h) Marque los barrenos en el croquis

Ver el croquis

i) Marque la secuencia de ignición en el croquis

Ver el croquis

k) Coeficiente de barrenación.

Solución de ejercicio 1

Resultado

- a) Bordo máximo, V_{\max}
 $= 0,045 \times d = 0,045 \times 45 = 2,03 \text{ m}$ 2,03 m
- b) Subbarrenación, U
 $= 0,3 \times V_{\max} = 0,3 \times 2,03 = 0,61 \text{ m}$
 Profundidad de la barrenación, H
 $= 1,05 (K + U) = 1,05 (5 + 0,61) = 5,90 \text{ m}$ 5,90 m
- c) Desviación, F
 $= 0,05 + 0,03 \times H = 0,05 + 0,03 \times 5,9 = 0,23 \text{ m}$
 Bordo práctico, V
 $= V_{\max} - F = 2,03 - 0,23 = 1,80 \text{ m}$ 1,80 m
- d) Espaciamiento teórico, E_t
 $= 1,25 \times V = 1,25 \times 1,80 = 2,25 \text{ m}$ 2,25 m
- e) Distancia entre hileras, a
 $= 1,05 \times V = 1,05 \times 1,80 = 1,90 \text{ m}$ 1,90 m
- f) Distancia entre barrenos de la pared y los últimos interiores = $V = 1,80 \text{ m}$ 1,80 m
- g) Ancho restante del banco =
 $= B - 2V = 15 - 2 \times 1,80 = 11,4 \text{ m}$
 Número de espaciamentos = $\frac{11,4}{2,25} = 5,06 \approx 5$
 Distancia entre barrenos interiores
 $= \frac{11,4}{5} = 2,28 \text{ m}$ 2,28 m
- h) Ver diagrama de barrenación
- i) Ver diagrama de barrenación

Resultado

$$k) \text{ Área} = 5 \times 15 = 75 \text{ m}^2$$

$$\text{Excavación por hilera} = a = 1,90 \text{ m}$$

Volumen excavado por hilera

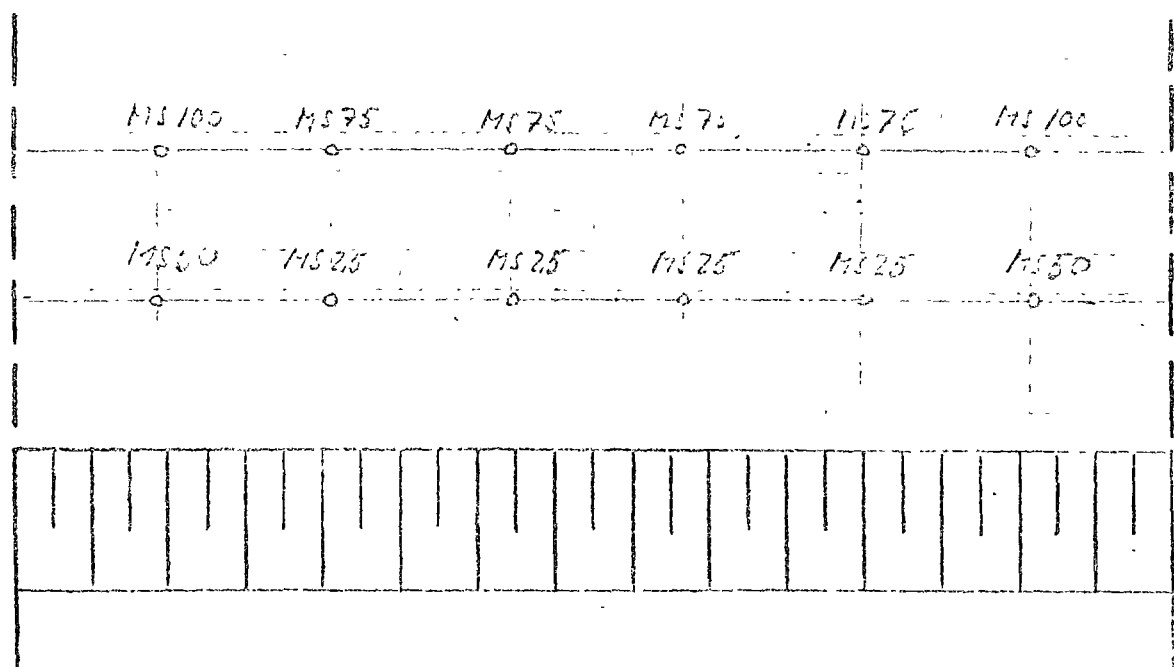
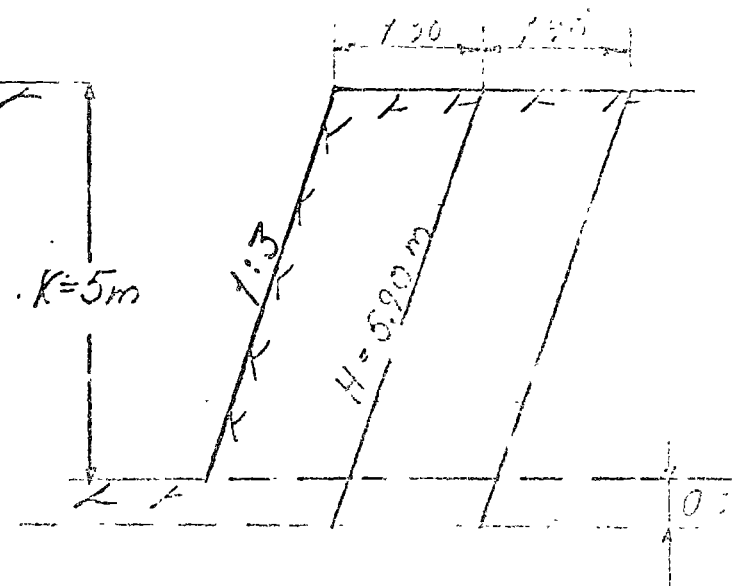
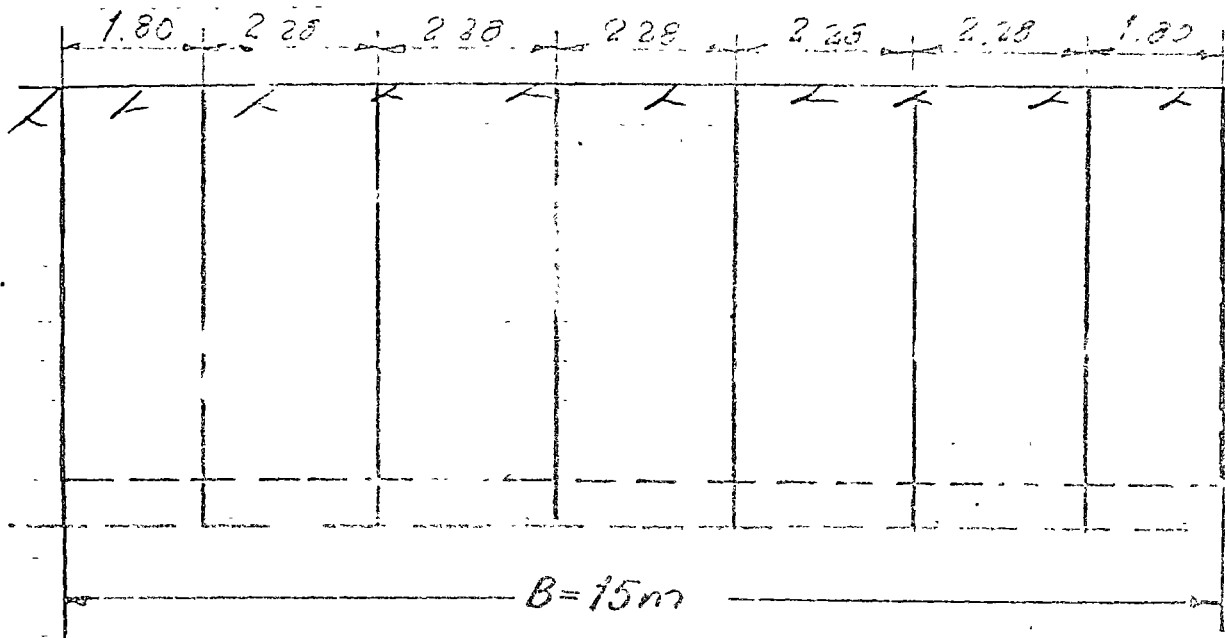
$$= 75 \times 1,90 = 143 \text{ m}^3$$

$$\text{Número de barrenos por hilera} = 8$$

$$\text{Profundidad de la barrenación} = 5,9 \text{ m}$$

$$\text{Barrenación por hilera} = 8 \times 5,9 = 47,2 \text{ m}$$

$$\text{Coeficiente de barrenación} = \frac{47,2}{143} = 0,33 \text{ m/m}^3 \quad 0,33 \text{ m/m}^3$$



Ejemplo de ejercicio 2

Resultado

Cálculo de carga para la excavación de un tajo

Datos:

Diagrama de barrenación, ver croquis

Diámetro de los barrenos, d = 34 mmBordo máximo, V_{\max} = 1,56 mSubbarrenación, U = 0,47 mDesviación, F = 0,21 m

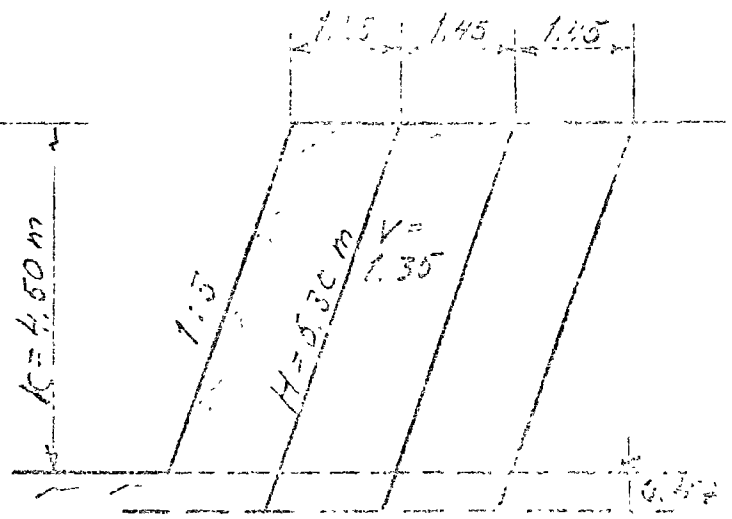
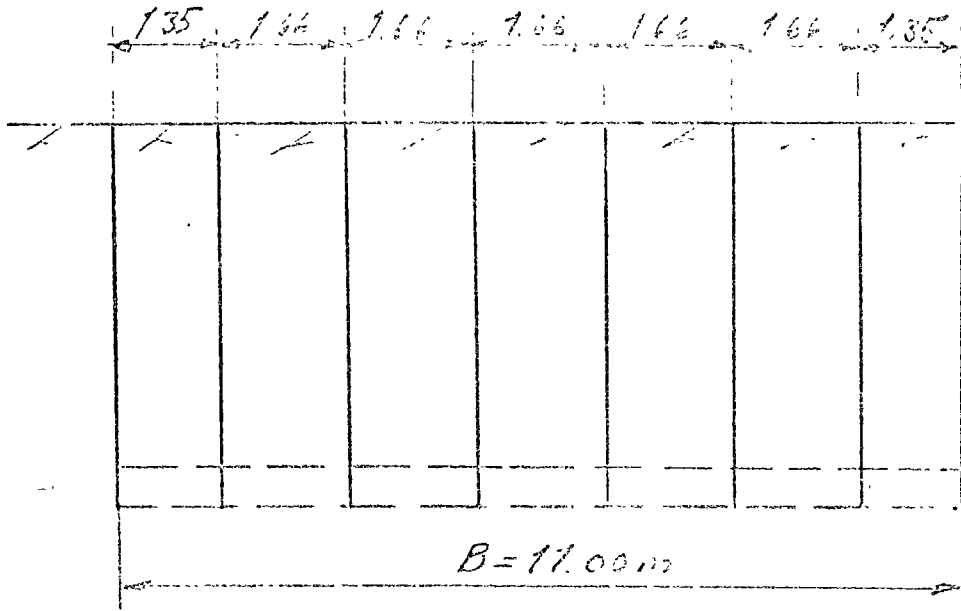
Profundidad de los barrenos = 5,30 m

Bordo práctico, V = 1,35 mProporción entre concentra-
ciones de carga de columna y
carga de fondo, C = 0,50

Haga el cálculo de:

a) Carga de fondo por barreno, Q_o b) Taco, h_o c) Carga de columna por barreno, Q_p

d) Carga total por barreno



MS 150 MS 125 MS 125 MS 125 MS 125 MS 125 MS 125 MS 150

MS 100 MS 75 MS 75 MS 75 MS 75 MS 75 MS 75 MS 100

MS 50 MS 25 MS 25 MS 25 MS 25 MS 25 MS 25 MS 50

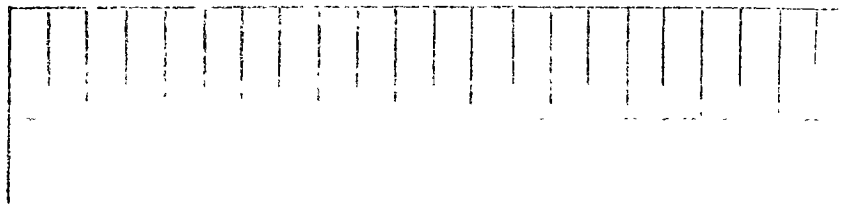


DIAGRAMA DE EJERCICIO 2

DIAGRAMA DE EJERCICIO 2

Solución de ejercicio 2

Resultados

a) Concentración de carga de fondo, Q_{bk}

$$= \frac{d^2}{1.000} = \frac{34^2}{1.000} = 1,15 \text{ kg/m}$$

Altura de carga de fondo, h_b

$$= V_{\max} + U = 1,56 + 0,47 = 2,03 \text{ m}$$

Carga de fondo, Q_b

$$= 1,15 \times 2,03 = 2,35 \text{ kg}$$

2,35 kg

b) Taco, $h_o = V = 1,35 \text{ m}$

1,35 m

c) Altura de carga de columna, h_p

$$= H - h_b - h_o = 5,30 - 2,03 - 1,35 = 1,92 \text{ m}$$

Concentración de carga de columna, Q_{pk}

$$= 0,5 \times 1,15 = 0,56 \text{ kg/m}$$

Carga de columna, Q_p

$$= Q_{pk} \times h_p = 0,56 \times 1,92 = 1,11 \text{ kg}$$

1,11 kg

d) Carga total por barrenos, $Q_b + Q_p$

$$= 2,35 + 1,11 = 3,46 \text{ kg}$$

3,46 kg

VOLADURAS SUBTERRÁNEAS

Generalmente las excavaciones subterráneas son a base de túneles y lumbreras. Lo que no es túneles o lumbreras es una adaptación de voladuras de banco.

7.7 Túneles

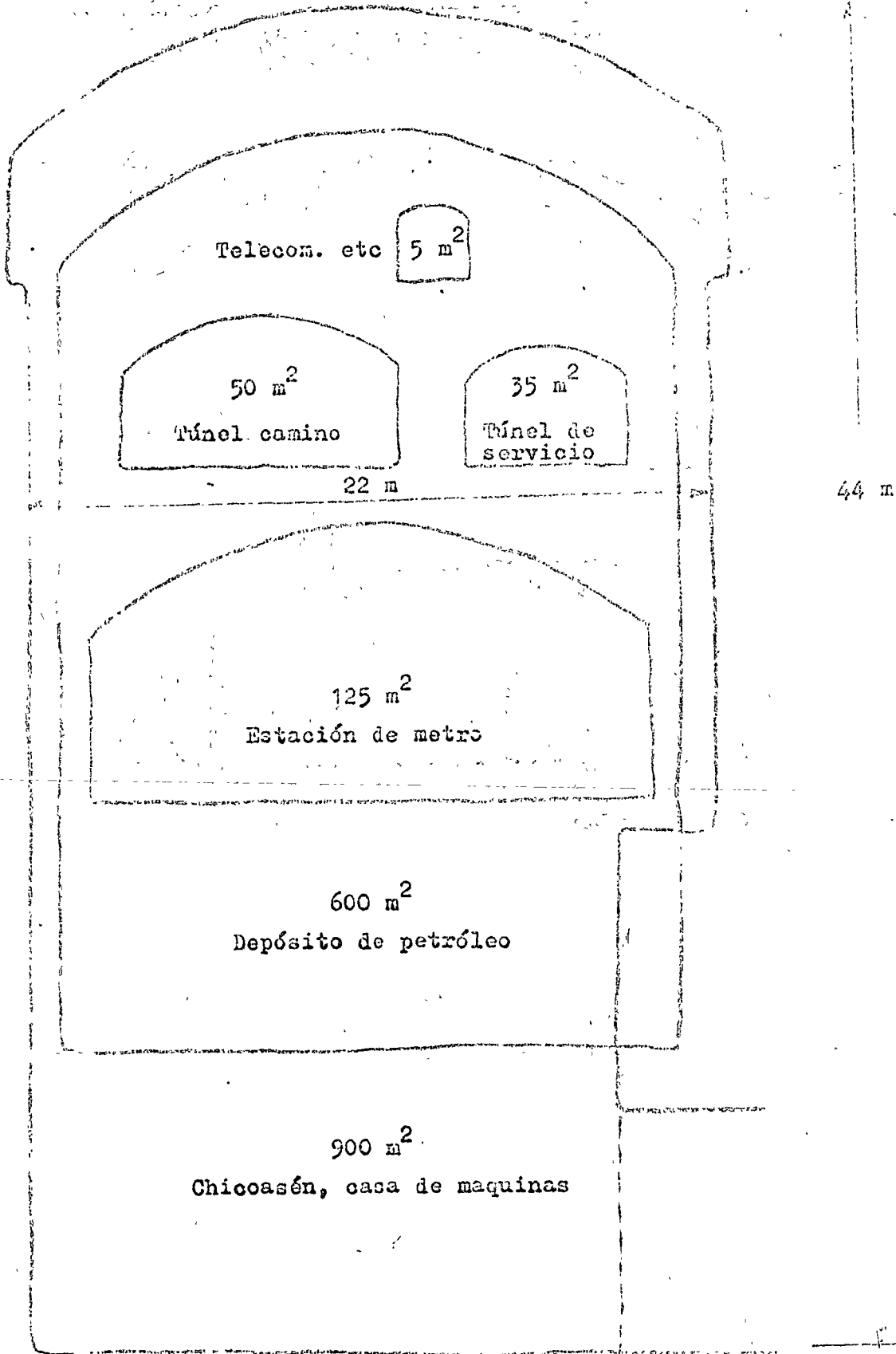
La diferencia principal entre voladuras de túnel y voladuras de banco es que en el túnel hay solamente una cara libre, comparada con mínimo dos en un banco. Esta cara es además perpendicular al avance del frente. Por esto se necesita crear una apertura en todo el largo del avance previsto y después volar la roca sucesivamente hacia esta apertura. En la ampliación de la apertura se aplica el método de voladuras de banco. Pero la carga específica es mucho más alta por las siguientes razones:

- a) barrenos desviados (el ambiente subterráneo con obscuridad, humo, agua, alto nivel de ruido etc dificulta el trabajo)
- b) espacio requerido para el hinchamiento de la roca (el hinchamiento es alrededor de 50 %)
- c) barrenos sin inclinación
- d) no cooperan barrenos adyacentes
- e) el efecto de la gravedad en los barrenos que tienen salida por arriba.

Hay una gran variedad de túneles para diferentes usos, ver la figura en la siguiente pagina.

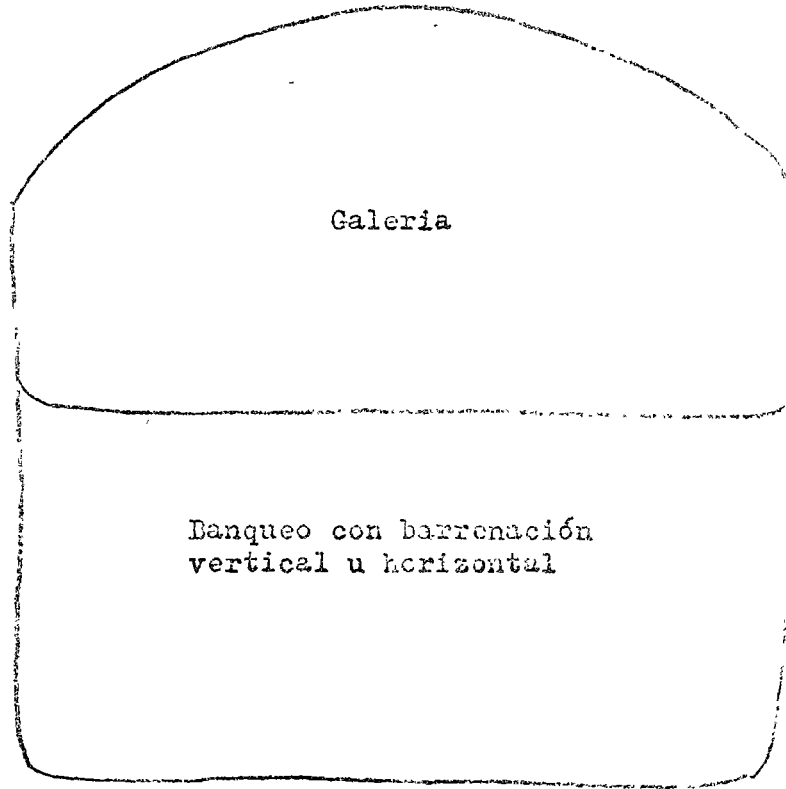
En túneles con áreas menos de 80 m^2 normalmente se ataca toda la sección en una operación. En túneles más grandes se reparte la excavación en dos o más operaciones. Esta repartición se puede hacer de varias maneras, pero ahora domina el método de excavar una galería arriba y después banquear.

El número de bancos depende de la altura del túnel y muchas veces de las condiciones de estabilidad de las paredes. Por ejemplo en la casa de máquinas (44 m de altura) y la galería de oscilación (55 m de altura) en Chicoacán se especifica el siguiente procedimiento: excavar un banco de 4 metros y después anclar las paredes antes que se excava el próximo banco, para evitar desprendimientos de las zonas relajadas.



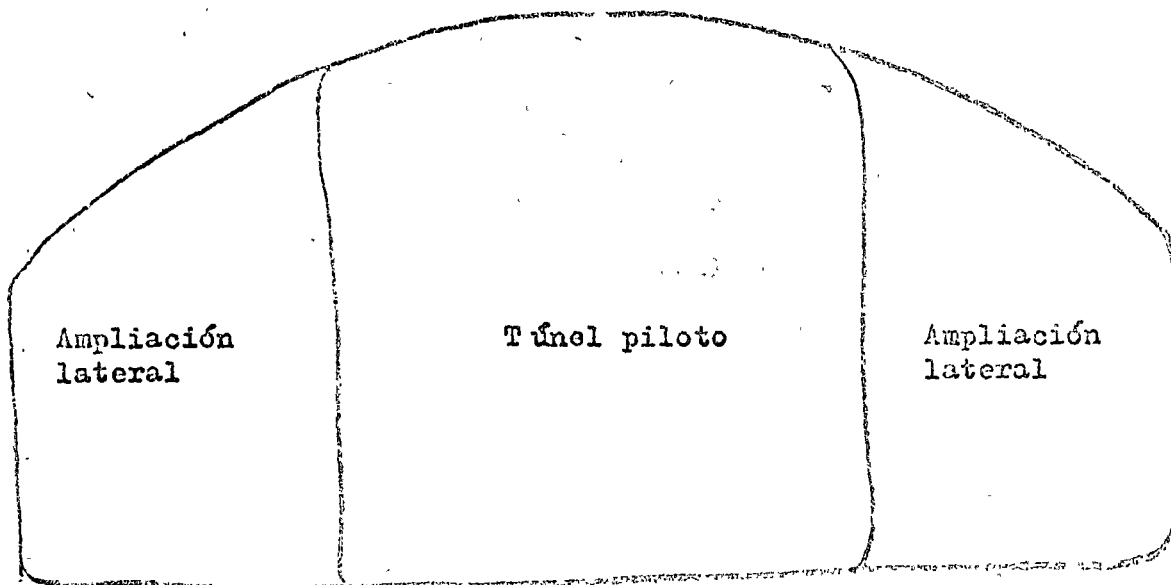
Ejemplos de cortes transversales de túneles típicos

El banqueo se hace con barrenación vertical u horizontal. Bancos con alturas menos de 4 metros son desfavorables por sus altos coeficientes de barrenación y carga.



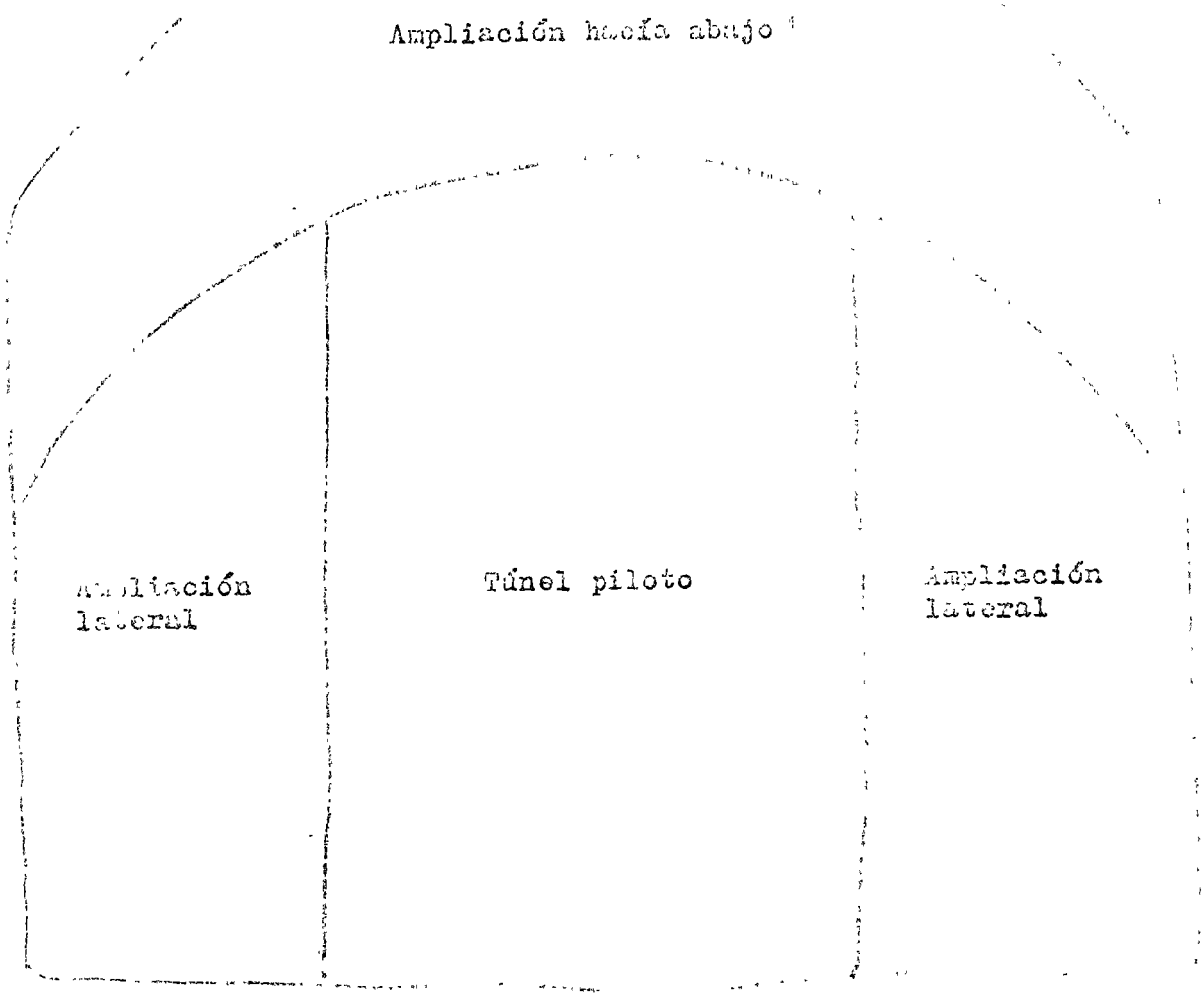
Galeria y banqueo

Túneles anchos o en roca mala es ventajoso de atacar con túnel piloto y ampliación (banqueo) lateral. Con el túnel piloto se puede investigar las condiciones de roca sin hacer un techo ancho y poner anclas o/y concreto lanzado antes la ampliación lateral.



Túnel piloto y ampliaciones laterales

El emboquillado es preferible de hacer con un túnel piloto abajo, después las ampliaciones laterales y finalmente bajar el techo. El túnel piloto debe tener una longitud de unos 10 metros o hasta que se compone la roca superficial.



Túnel piloto y ampliaciones

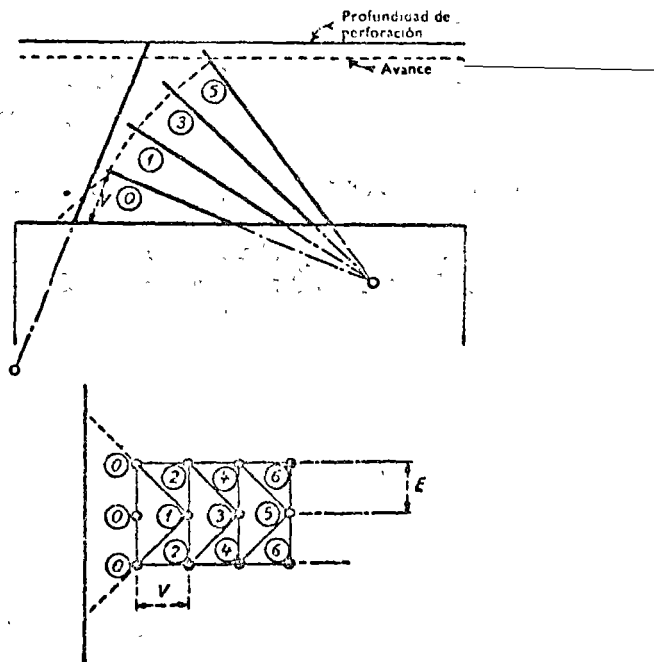
7.1.1 Cuñas

La apertura antes mencionada se hace con una cuña (cuele). Hay una gran variedad de cuñas, pero las cuñas comunes son de tres tipos:

- a) cuñas en abanico
- b) cuñas en V
- c) cuñas paralelas

a) Cuñas en abanico

En estas cuñas los barrenos trabajan sin la constricción en el fondo que significan otros tipos de cuñas. La primera hilera tiene fondo libre y las siguientes salida en ángulo recto, ver figura abajo.



Construcción del esquema de perforación para un cuele en abanico.

La cuña en abanico puede considerarse como una especie de zanja volada a través de la sección del túnel y por eso es la cuña más suave para la roca.

La semejanza de una zanja implica que se debe tomar en cuenta las condiciones de rotura en una superficie perpendicular a los barrenos y aplicar el principio de salida en ángulo recto (abajo en la figura). La secuencia de ignición marcada es la única posible para poder controlar bien el resultado. Por la dispersión de tiempo entre estopines del mismo intervalo es posible que un barreno lateral sale antes el barreno central si se pone el mismo número en la hilera, y entonces el barreno lateral tiene un ángulo de salida del orden de 45 grados.

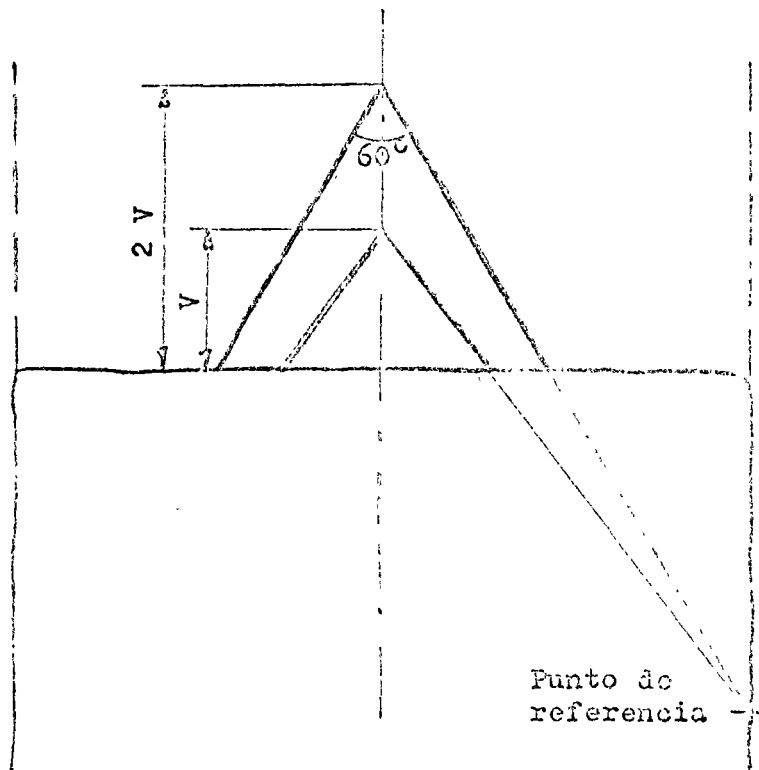
Por su geometría una cuña en abanico necesita un túnel bastante amplio y no es preferible de usarla en túneles de menos de 7 metros de ancho. Aunque es muy fácil de calcular una cuña en abanico no se usa mucho bajo condiciones normales por las siguientes limitaciones:

- La profundidad de los barrenos varía de hilera a hilera. Un barreno demasiado profundo puede excitar un barreno adyacente y provocar una tronada fallada
- La discrepancia entre el número de barrenos en los dos lados retrasa la barrenación
- La proyección de piedras es muy fuerte
- Con la secuencia de ignición requerida se necesita un gran número de intervalos de los estopines

b) Cuña en V

La cuña en V (cyele de cusa) es la más usada en túneles mayores de 20 m², pero ahora se puede notar una tendencia hacia la cuña paralela, especialmente con barrenación mecanizada.

La cuña en V es simétrica que facilita la organización del trabajo en el frente. Otra ventaja es que la cuña en V no exige una barrenación tan perfecta como la cuña paralela para dar un avance razonable. El ángulo de la cuña debe ser mínimo 60°, lo que limita el avance por tronada a la mitad del ancho del túnel. Esto implica que los barrenos de la cuña salen más largos que los otros barrenos en la tronada. Por ejemplo, en una barrenación de 3,20 m los barrenos de la cuña son $3,20 \times \frac{2}{\sqrt{3}} = 3,70$ m. En la figura abajo se muestra el esquema de barrenación para una cuña en V.



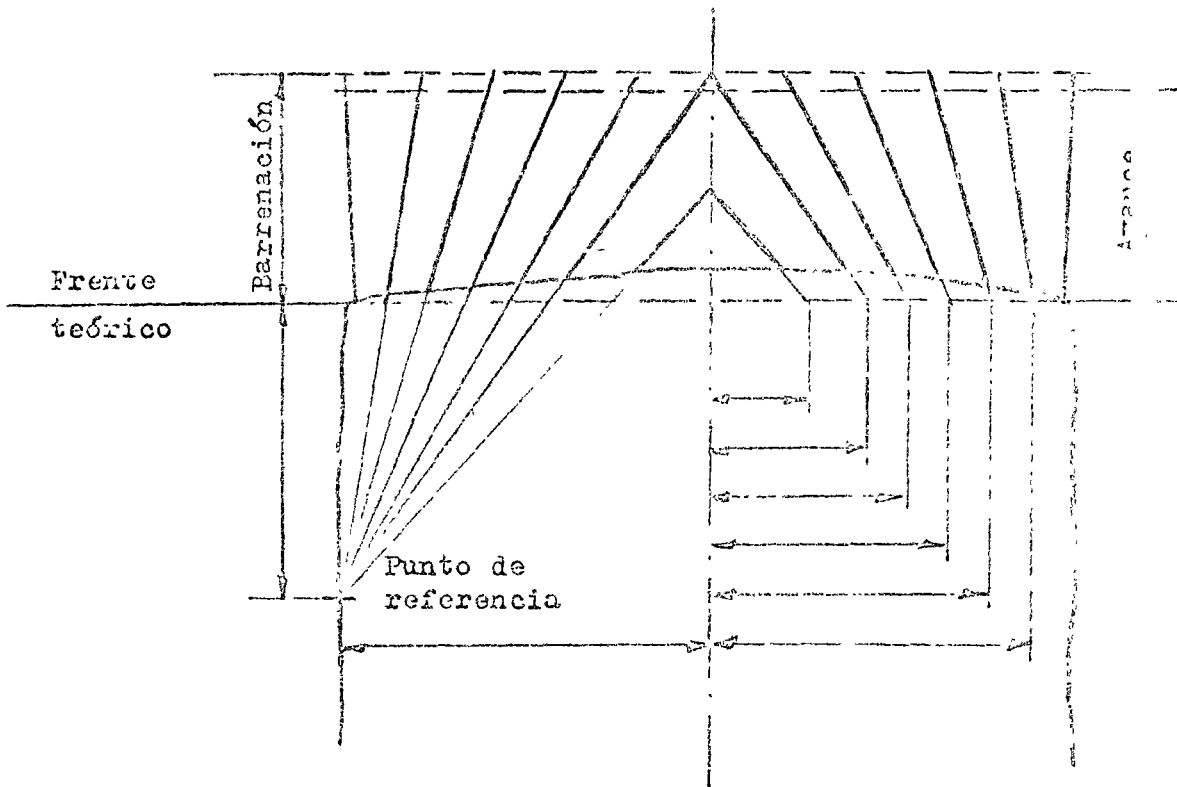
Principio para barrenación de una cuña en V

Los datos en la tabla abajo sirven como guía para el cálculo de barrenación y carga de cuñas en V con el ángulo 60°.

Diámetro de barrenación	Altura de la cuña	Bordo V	Concentración de carga de fondo	Número de hilos horizontales
mm	m	m	kg/m	
30	1,5	1,0	0,9	3
38	1,6	1,2	1,4	3
45	1,8	1,5	2,0	3
48	1,8	1,6	2,3	3
51	2,0	2,0	2,6	3

La carga de fondo debe ocupar mínimo una tercera parte del barrenado. Concentración de carga de columna = 0,5 x carga de fondo. Taco = 0,3 V. Durante la fase inicial de una obra es preferible de aumentar la carga de fondo a la mitad del barrenado.

Los ayudantes de la cuña son también inclinados para facilitar la salida hasta el fondo. La figura abajo muestra el principio para localizar los ayudantes.



En la figura se puede ver como se usa los puntos de referencia para dirigir los barrenos correctamente. En el túnel normalmente se usa pañuelos blancos para marcar los puntos de referencia. En un trabajo bien ejecutado siempre se mantiene el frente un poco doblado, que entre otras ventajas da un postcorte con menos constricción. Como se ve en la figura se necesita tomar esto en cuenta cuando se marca los barrenos inclinados. Esto es una desventaja de la cuna en V.

Bordo y carga para los ayudantes de la cuña:

Diámetro de barrenación	Bordo	Carga de fondo	Carga de columna	Taco
mm	m	kg/m	kg/m	m
30	0,80	0,90	0,35	0,40
38	0,90	1,40	0,55	0,45
45	1,00	2,00	0,80	0,50
48	1,10	2,30	0,90	0,55
51	1,20	2,60	1,00	0,60

Altura de carga de fondo = $1/3$ x profundidad del barreno.

Concentración de carga de columna = $0,4$ x carga de fondo

El bordo no debe exceder $\frac{\text{prof. de barrenación} \times 0,4}{2}$. Esta condición coincide con la limitación para bancos bajos, donde el bordo máximo V_{\max} no debe exceder la mitad de la altura del banco:

$$V_{\max} = \frac{K}{2}$$

Consecuentemente se necesita cerrar la barrenación con avances cortos. Es preferible de usar estopines KC en la cuña y sus ayudantes, para mayor colaboración entre los barrenos. (En la primera V se pone estopines INSTANTANEOS.) Al otro lado el intervalo entre los Vs debe estar suficiente largo para permitir el hinchamiento y movimiento de la roca desprendida. Naturalmente esto es más importante para avances largos. En Mexico hay pocos números disponibles que a veces limita el avance por tronaca.

3) Cuiñas paralelas

Como mencionado antes la aplicación de las cuiñas paralelas se extiende también a túneles grandes. Esto depende de las ventajas que ofrecen las cuiñas paralelas para la barrenación mecanizada:

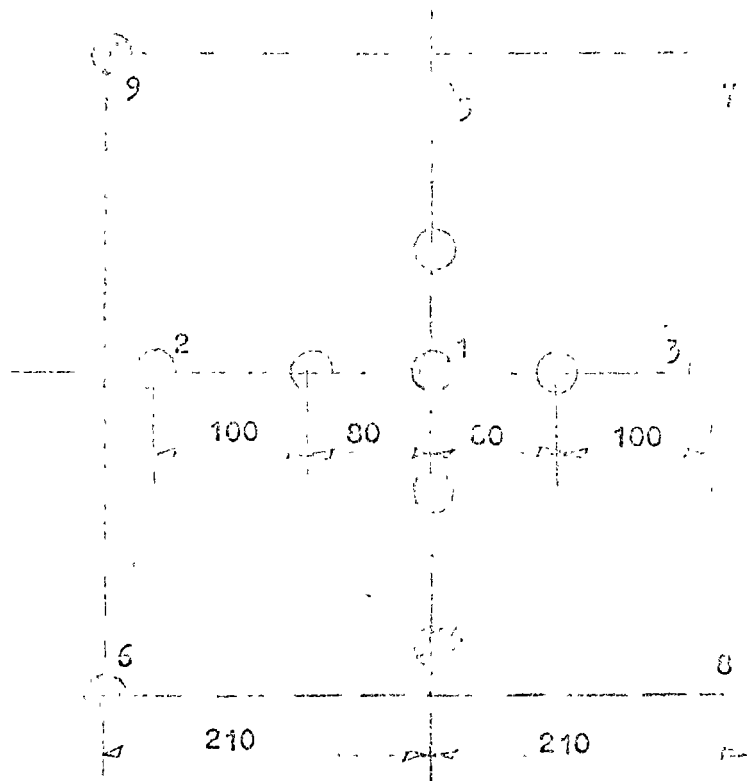
- Todos los barrenos tienen la misma longitud. Esto vale especialmente para jumbos con pistolas que no tienen rotación reversible, lo que hace la extensión o el cambio de la barra muy tardado.
- Los brazos pueden trabajar independientemente y se puede distribuir la barrenación bien entre los brazos.
- Con los brazos con paralelidad automática se obtiene una barrenación perfecta solamente vigilando el emboquillado.
- Como el diagrama de barrenación coincide en el superficie y en el fondo, es más fácil de instruir los perforistas.
- Usando el mismo equipo de barrenación las cuiñas paralelas son iguales para todos los avances y todas las áreas de los túneles. Esto simplifica el entrenamiento de los perforistas.

La desventaja dominante de las cuiñas paralelas es la elevada precisión de barrenación que requieren, especialmente en roca dura y avances largos.

Otra cosa importante es la concentración correcta de la carga, para evitar que se quemara la roca por exceso de carga.

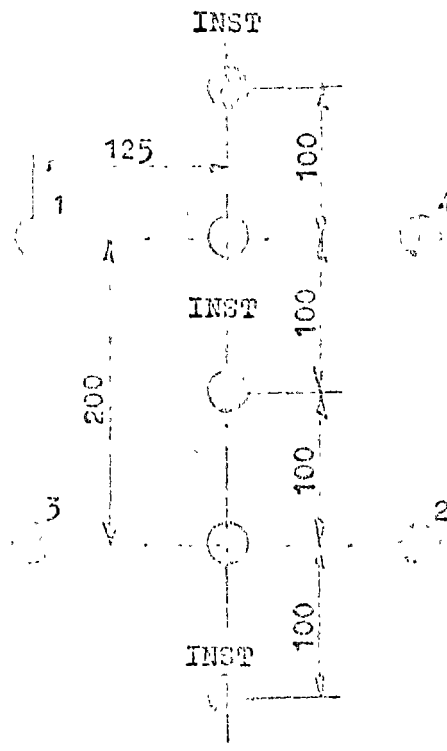
Hay una gran variedad de cuiñas paralelas y normalmente el equipo de barrenación disponible indica el tipo de cuiña. Si se cuenta con barrenas de un solo diámetro se usa una cuiña quemada con 3 o 4 barrenos sin carga.

En la siguiente página presentamos dos cuiñas quemadas comunes, la cuiña Grönlund y la cuiña de costura. La cuiña de costura tiene la ventaja de tener los barrenos en una línea que facilita la barrenación.



Cuña Grönlund

(los números indican solamente el orden de ignición)



Cuña de costura

Para tener un avance máximo se usa las cuñas paralelas con uno o dos barrenos centrales de gran diámetro. En lo siguiente vamos a llamarlas cuñas cilíndricas. También se llama cuña paralela con barreno quemado. La base para el cálculo de una cuña cilíndrica es la relación entre el diámetro del barreno central y distancia y carga del primer barreno cargado.

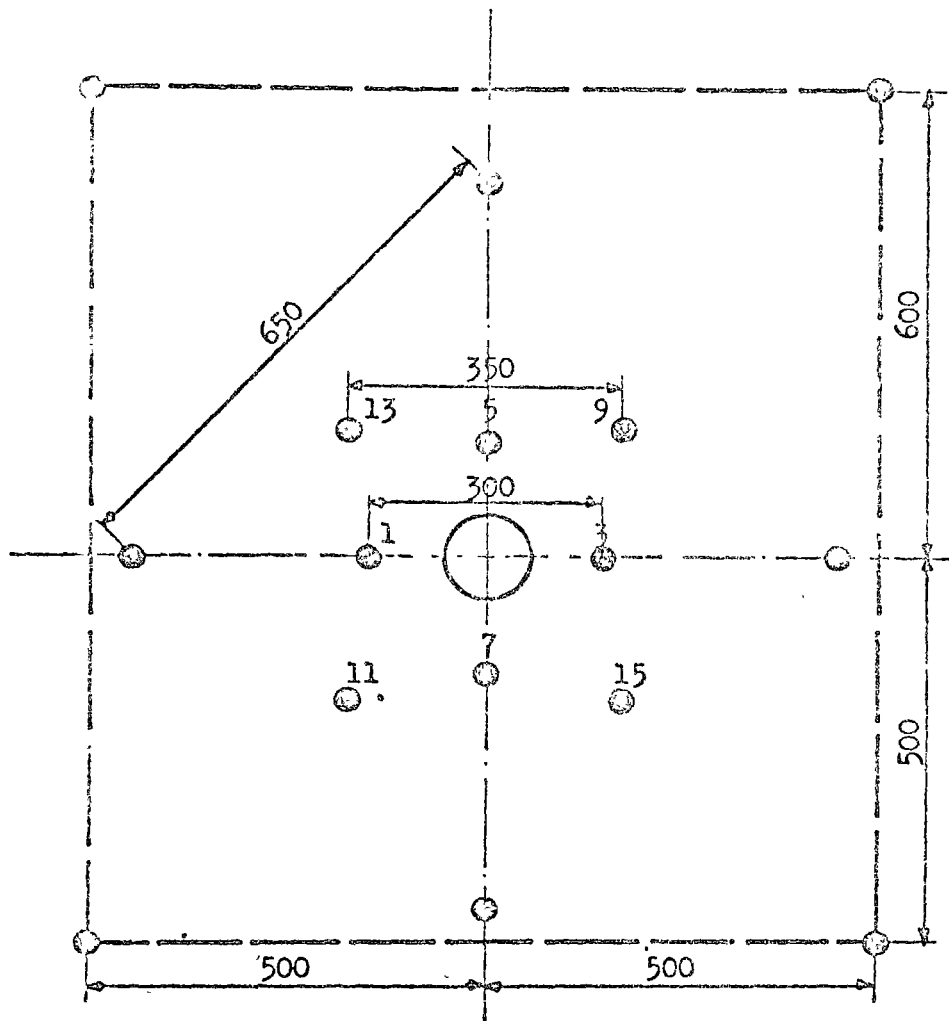
En la siguiente tabla se da concentración de carga en kg/m para cuñas cilíndricas y máxima distancia \bar{a} cuando se dispara hacia barrenos vacíos con diámetros comprendidos entre 50 y 200 mm. El diámetro del barreno cargado varía entre 30 y 45 mm. La concentración de carga corresponde a Gelatina Extra 40 %. Con otros explosivos se corrige en relación a la potencia por peso.

Relaciones basicas para cuñas cilíndricas

Diámetro del barreno central mm	50	2x57	75	83	100	2x75	110	125	150	200
Diámetro del barreno cargado mm	Concentración de carga kg/m									
30	0,20	0,30	0,30	0,35	0,40	0,45	0,45	0,50	0,60	0,80
37	0,25	0,35	0,35	0,40	0,45	0,53	0,53	0,60	0,70	0,95
45	0,30	0,42	0,42	0,50	0,55	0,65	0,65	0,70	0,85	1,10
\bar{a} mm	90	150	130	145	175	200	190	220	250	350
Avance max m	1,6	3,0	2,9	3,1	3,6	3,9	3,9	4,3	4,8	6,0

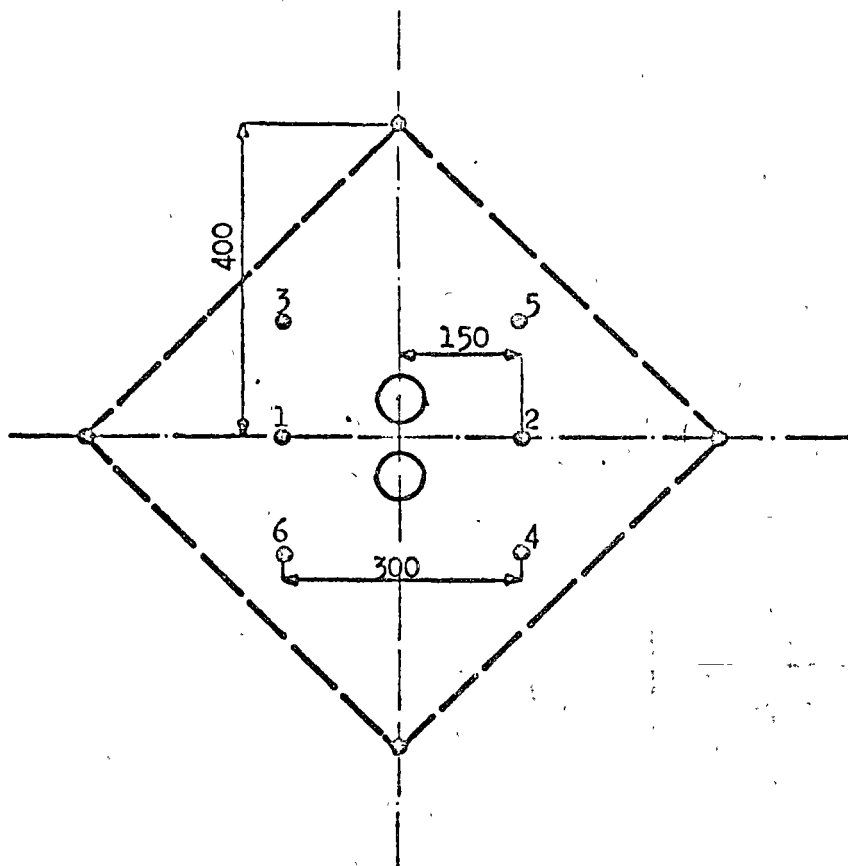
La cuña en doble espiral es la más efectiva, pero se necesita un barreno central de mínimo 125 mm para obtener un buen avance, lo que implica que el jumbo debe tener una perforadora especial para este barreno. Otra desventaja es que tiene una forma geométrica bastante complicada, que dificulta la barrenación. Sin embargo se usa el principio para la cuña Coromant. Esta cuña se puede barrenar con máquinas de pierna usando una plantilla de aluminio para guiar la barrenación. Con un accesorio especial se barrenan dos barrenos con diámetro de 57 mm en forma de un \bar{a} . Este hueco corresponde más o menos a un barreno de 75 mm.

La cuña Fagersta también se puede barrenar con máquinas de pierna. El barreno central de 75 mm se hace en dos etapas, primero un barreno piloto y después una ampliación con una broca escariadora. En las siguientes paginas se presenta algunos ejemplos de cuñas cilíndricas.



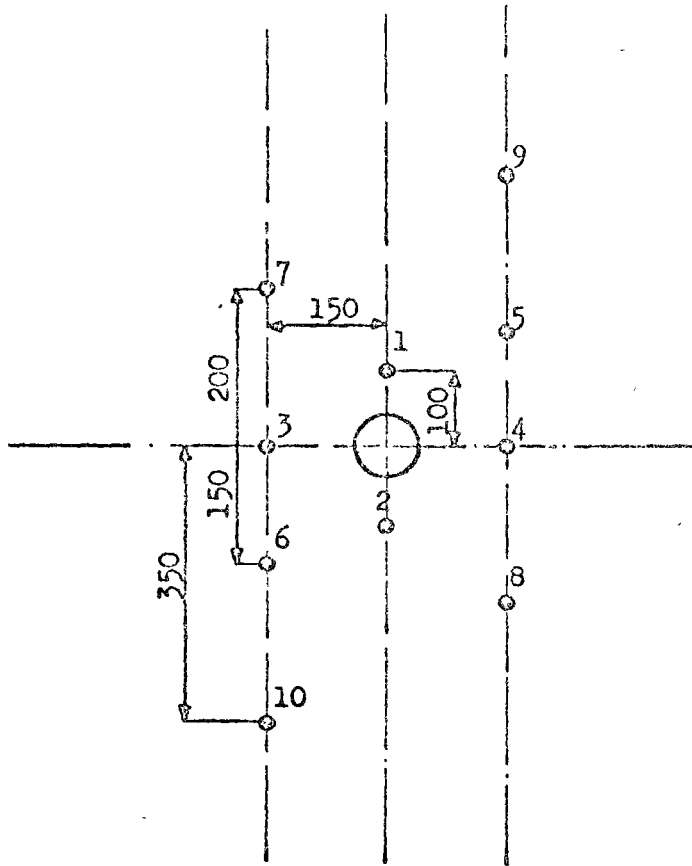
Cuña cilíndrica con un barreno vacío de 110 mm de diámetro.

Para barrenación hasta 3,9 m.



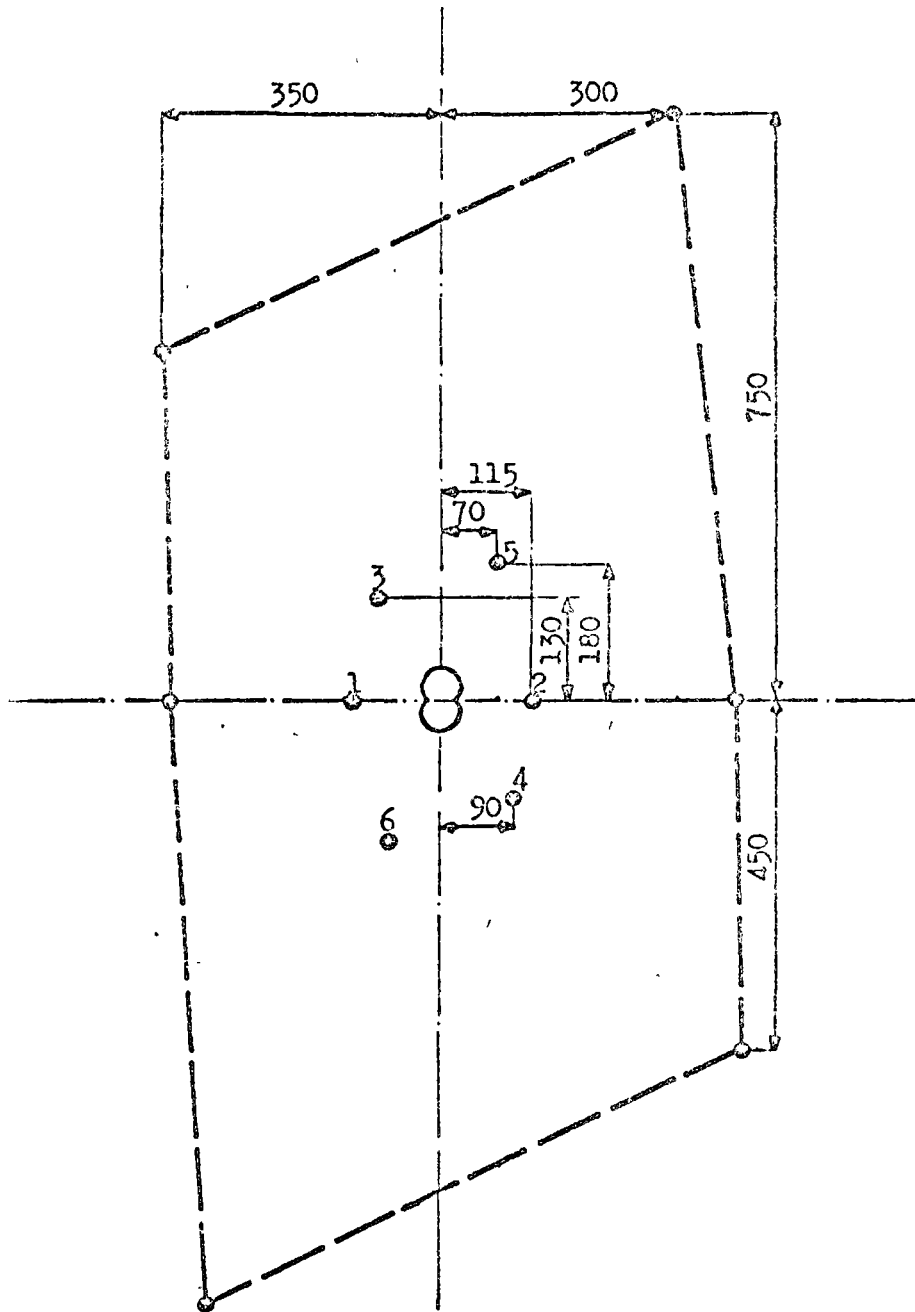
Cuña cilíndrica con dos barrenos vacíos de 76 mm de diámetro.

Para barrenación hasta 3,9 m.



Cuña Wagersta con un barrenado vacío de 76 mm de diámetro.

Para barrenación hasta 2,9 m.



Cuña Coromant con dos barrenos vacíos de 57 mm de diámetro. La barrenación se quia con una plantilla de aluminio.

Para barrenación hasta 3,0 m.

7.1.2 Cálculo de carga

Para poder aplicar el cálculo de carga de banco es necesario tener una apertura suficiente grande para que los barrenos tendrán salida libre. En el diagrama en la siguiente pagina se puede ver que para una barrenación de 30 mm la apertura debe ser 1,4 x 1,4 m, mientras para una barrenación de 48 mm la apertura sube hasta 2,0 x 2,0 m. Se puede también usar el diagrama para calcular los ayudantes para ampliar la cuña hasta la apertura antes mencionada.

Es necesario de picar todos los barrenos del contorno (techo, paredes y piso) para mantener el área desecada. El ángulo de desviación depende del espacio que requiere el equipo de barrenación.

Calculo de barrenos con salida por arriba u horizontal:

Carga de fondo en una tercera parte del barreno

$$\text{Bordo maximo} \cong \frac{\text{prof. de barreno} = 0,4}{2} \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento} = 1,1 \times \text{bordo}$$

$$\text{Concentración de carga de columna} = 0,50 \times \text{carga de fondo}$$

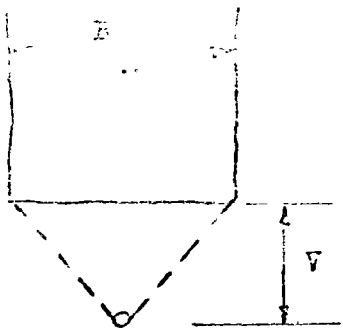
$$\text{Taco} = 0,5 \times \text{bordo}$$

Distribución de los barrenos

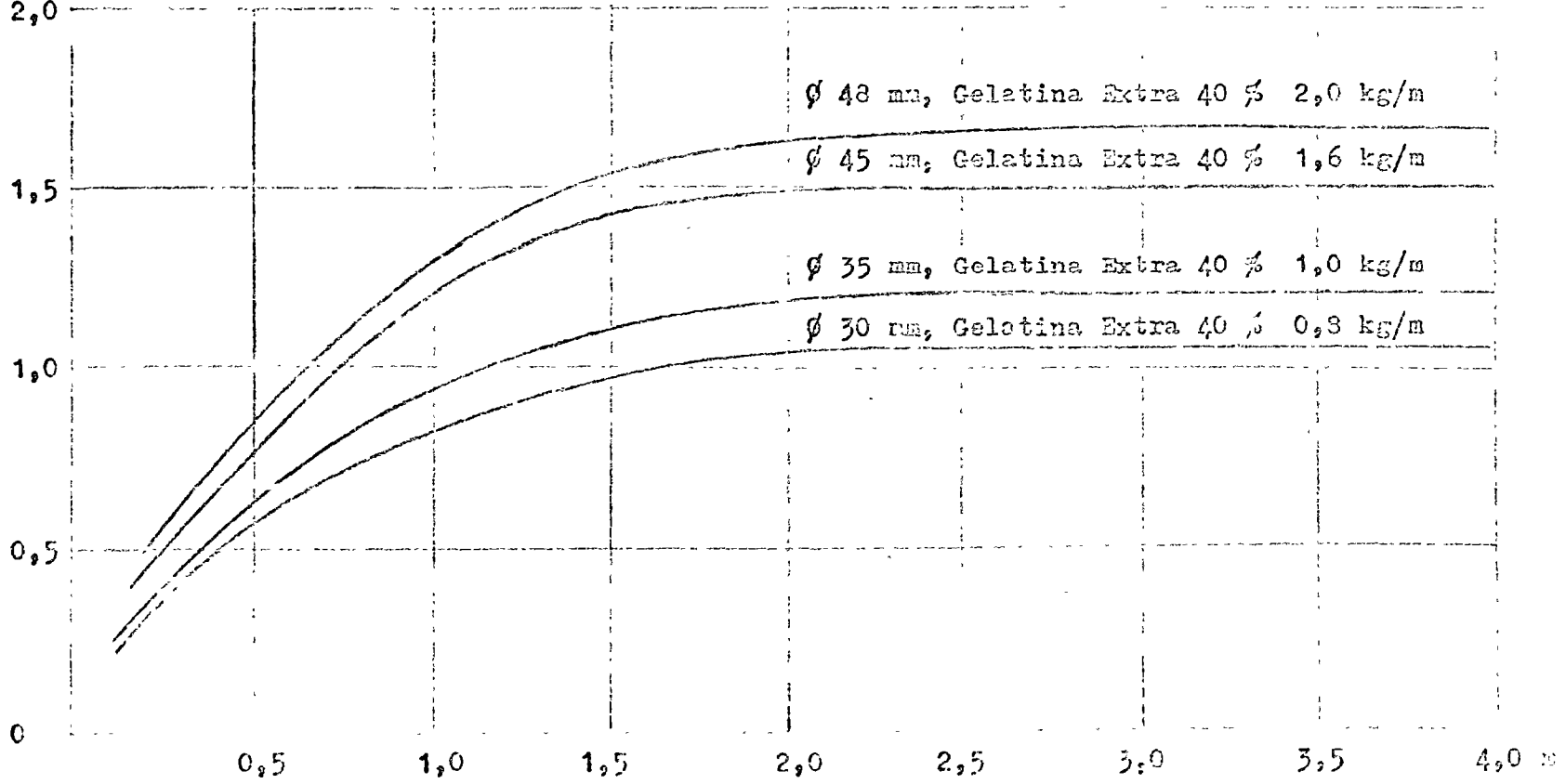
Diámetro del barreno mm	Area/ barreno m ²	Bordo m	Espaciamiento m
32	0,91	0,90	1,00
35	1,00	0,95	1,05
38	1,15	1,00	1,15
45	1,44	1,15	1,25
48	1,57	1,20	1,30 x)
51	1,71	1,25	1,35 x)

x)

Este espaciamento se alcanza solamente en túneles grandes. En túneles menores se distribuye los espaciamentos uniformemente.



Pasa de
 máximo
 V
 m
 2,0



ϕ 48 mm, Gelatina Extra 40 % 2,0 kg/m
 ϕ 45 mm, Gelatina Extra 40 % 1,6 kg/m
 ϕ 35 mm, Gelatina Extra 40 % 1,0 kg/m
 ϕ 30 mm, Gelatina Extra 40 % 0,8 kg/m

Relación entre apertura (B), concentración de carga y altura máxima (V)

Apertura B

Datos para barrenos con salida por arriba u horizontal

Diámetro del barreno	Profundi- dad del barreno	Bordo	Espacia- miento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
				kg	kg/m	kg	kg/m	
mm	m	m	m					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

Los datos arriba son practicos y incluyen compensación por errores normales de barrenación.

Se nota que aumenta la carga de fondo con el avance. Esto se debe a la desviación de los barrenos y el hinchamiento.

Cálculo de los barrenos de piso:

Bordo y espaciamiento de los barrenos de piso se calcula como los barrenos arriba, pero es necesario de tomar en cuenta la desviación por abajo de los barrenos. Si la desviación es 0,20 m en el fondo y el bordo 1,00 m hay que emboquillar la primera hilera de barrenos $1,00 - 0,20 = 0,80$ m arriba el arranque de los barrenos de piso. El taco se pone $0,20 \times$ bordo. La carga de columna se aumenta a $0,70 \times$ carga de fondo.

Datos para barrenos de piso

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
mm	m	m	m	kg	kg/m	kg	kg/m	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

Cálculo de barrenos con salida hacia abajo:

Estos barrenos necesitan menor carga específica porque trabajan con la gravedad.

El espaciamiento se puede aumentar a 1,2 x bordo.

Datos para barrenos con salida hacia abajo

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
mm	m	m	m	kg	kg/m	kg	kg/m	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
48	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	2,50	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

En túneles mayores de 70 m² es posible de aumentar bordo y

Cálculo de barrenos de pared:

El cálculo presentado aquí es sin postcorte.

Bordo más desviación de la barrenación es 0,9 x bordo para barrenos con salida hacia abajo. El espaciamiento es 1,2 x bordo.

La carga de fondo ocupa solamente una sexta parte del barreno. Taco = 0,5 x bordo.

La concentración de carga de columna se reduce a 0,40 x carga de fondo.

Datos para barrenos de pared

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
mm	m	m	m	kg	kg/m	kg	kg/m	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
36	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

Cálculo para los barrenos de techo sin postcorte:

Distribución de los barrenos como para barrenos de pared.

La concentración de la carga de columna se reduce a 0,3 x carga de fondo.

Datos para barrenos de techo

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
				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	0,70	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

7.1.3 Diagrama de barrenación

Para el diseño del diagrama de barrenación se usa las tablas en la parte anterior, adaptando bordos y espaciamientos a las condiciones geométricas del túnel. El procedimiento se muestra más fácil en un ejemplo.

7.1.4 Ejemplo de diagrama de barrenación

El túnel que vamos a calcular tiene los siguientes datos:

Cuna cilíndrica con 2 barrenos vacíos con el diámetro de 76 mm.

Diámetro de la barrenación = 31 mm

Profundidad de la barrenación = 3,2 m

Explosivo: Gelatina Extra 40 %

Postcorte no requerido.

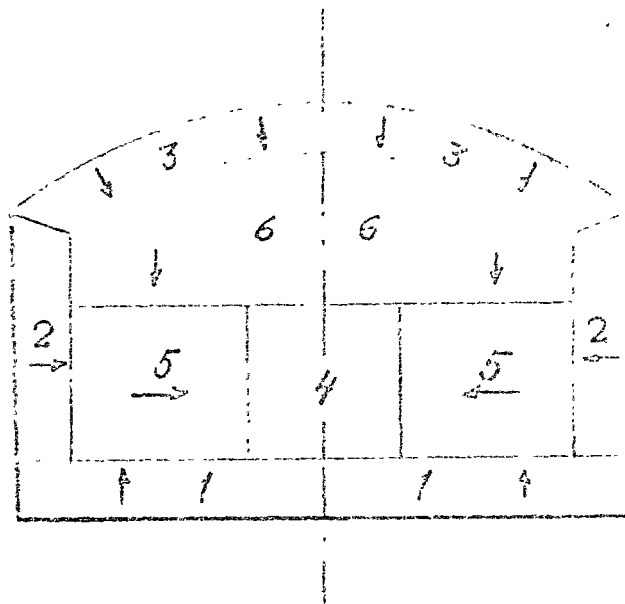
Ancho = 8,00 m

Altura = 5,65 m

Area = 40 m²

Avance provisto 90 % = 2,9 m

Secuencia del cálculo



Clave: 1 Barreno de piso, 2 Barrenos de pared, 3 Barrenos de techo, 4 Cuña y sos ayudantes, 5 Barrenos con salida horizontal, 6 Barrenos con salida hacia abajo

La figura arriba muestra como se puede localizar los barrenos en el diagrama. Las zonas marcadas para los barrenos perimetrales son el borde menos la desviación. La cuna y sus ayudantes se coloca a la distancia adecuada a los barrenos de piso.

1 Barrenos de piso (ver la tabla correspondiente)

La desviación es 0,10 m para máquinas de piedra

Bordo - desviación = 0,90 - 0,10 = 0,80 m

Espaciamiento según tabla = 0,95 m

Distribuido en el ancho del túnel $\frac{8}{0,95} = 8,4 \approx 9$

Espaciamientos: extremos 2 x 0,85 = 1,70 m

internos 7 x 0,90 = 6,30 m

9 6,00 m

Carga de fondo = 1,00 kg

Carga de columna = 1,30 kg

2 Barrenos de pared

$$\text{Bordo - desviación} = 0,80 - 0,10 = 0,70 \text{ m}$$

Espaciamiento = 0,95 que se distribuye en la altura de la pared = la zona del piso $4,0 - 0,8 = 3,2 \text{ m}$

$$\text{Espaciamientos } \frac{3,2}{0,95} = 3,4 \cong 4$$

$$\text{Espaciamiento actual } \frac{3,2}{4} = 0,80 \text{ m}$$

$$\text{Carga de fondo} = 0,50 \text{ kg}$$

$$\text{Carga de columna} = 0,90 \text{ kg}$$

3 Barrenos de techo

$$\text{Bordo - desviación} = 0,80 - 0,10 = 0,70 \text{ m}$$

Espaciamiento = 0,95 que se distribuye en el arco del techo $\sim 8,5 \text{ m}$ $\frac{8,5}{0,95} = 9$

$$\text{Espaciamiento} = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{Carga de fondo} = 0,50 \text{ kg}$$

$$\text{Carga de columna} = 0,70 \text{ kg}$$

4 La cuña y sus ayudantes

En los seis barrenos de la cuña se pone una carga de fondo de 0,1 kg y una carga de columna de 0,75 kg con la concentración de 0,25 kg/m.

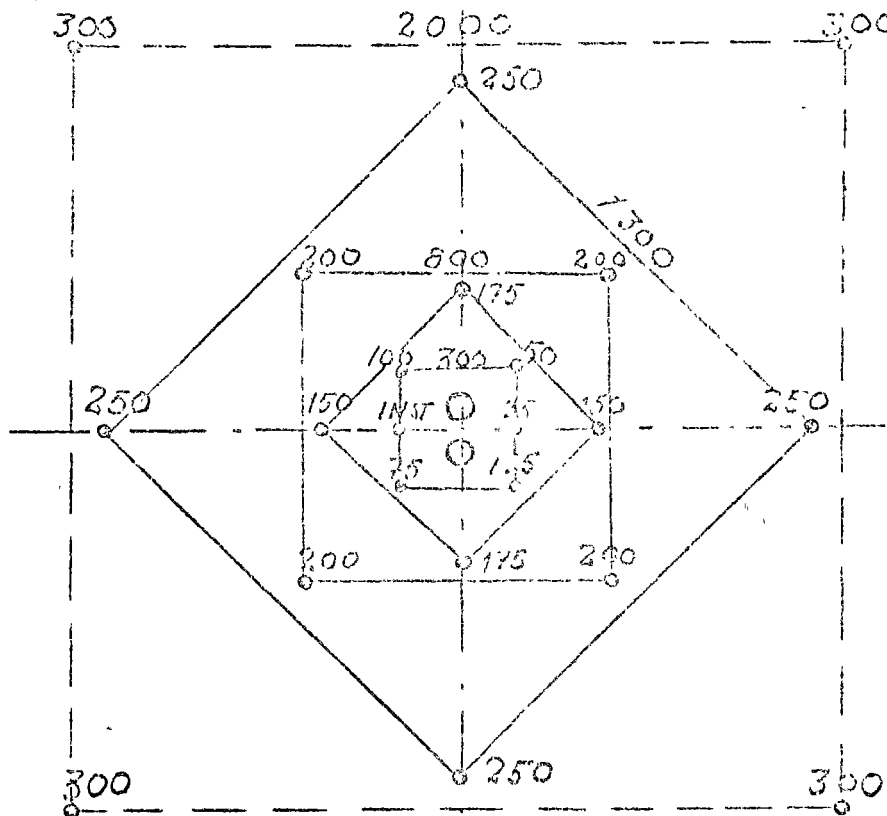
Los ayudantes tendrán la siguiente carga:

Bordo m	Carga de fondo kg	Concentración de 31	38	carga de 45	columna kg/m 48
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

$$\text{Taco} = 0,5 \times \text{bordo}$$

Ayudantes con bordo mayor de 0,70 m se carga como barrenos con salida horizontal.

Plan de cuña y ayudantes con los estopines marcados



Se marca el cuadrado de 2 x 2 m en el diagrama.

5 Barrenos con salida horizontal

Bordo = 0,90

Espaciamiento = 0,95

Cuando se coloca en el espacio libre el bordo sale = 0,77 m y el espaciamiento = 1,0 m.

Carga de fondo = 1,00 kg

Carga de columna = 0,85 kg

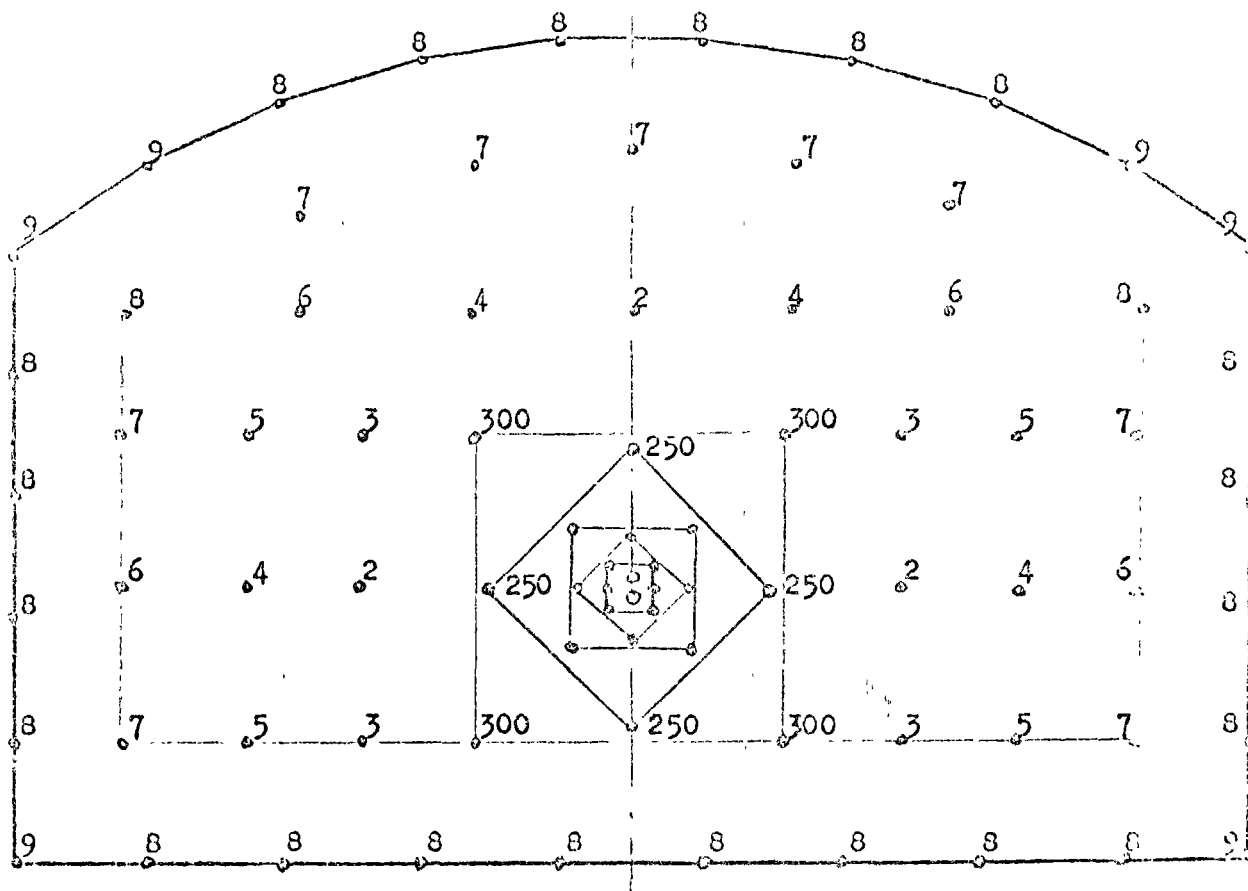
6 Barrenos con salida hacia abajo

Bordo = 0,90 m Espaciamiento = 1,10 m

Se coloca los barrenos uniformemente en el espacio que se queda.

El resultado:

El diagrama de barrenación y los datos principales



Barreno	Tipo de barreno	Profundidad m	Número de barrenos	Carga de fondo kg	Carga de columna kg	Carga por barreno kg/m	Carga total kg
INST MS 25-125	Cuñía	3,2	6	0,10	0,75	0,25	5,10
MS 150-175	Ayudantes	3,2	4	0,25	0,85	0,30	4,40
MS 200	Ayudantes	3,2	4	0,45	0,90	0,35	5,40
MS 250	Ayudantes	3,2	4	0,75	1,00	0,50	7,00
MS 300	Ayudantes	3,2	4	1,00	0,85	0,50	7,40
Ac 2-8	Interiores	3,2	30	1,00	0,85	0,50	55,50
Ac 8	Paredes	3,2	8	0,50	0,90	0,40	11,20
Ac 8-9	Techo	3,2	10	0,50	0,70	0,30	12,00
Ac 8-9	Piso	3,2	10	1,00	1,30	0,20	25,00
256,0mb 80							131,00

$$\text{Volumen por tronada} = 40 \times 2,9 = 116 \text{ m}^3$$

$$\text{Carga específica} = \frac{131,00}{116} = 1,13 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Barrenación específica} = \frac{256}{116} = 2,21 \text{ mb/m}^3$$

7.1.5 Ejemplo de ejercicio

Diagrama de barrenación y cálculo de carga para un túnel de 75 m^2

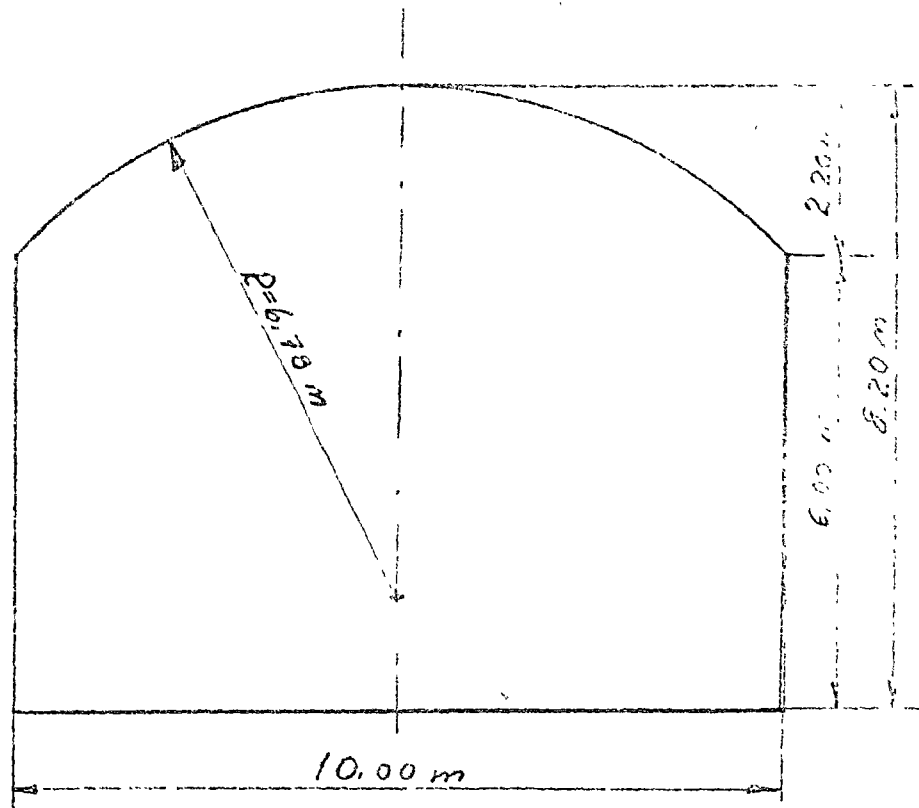
Datos: Ancho = $10,00 \text{ m}$
 Altura = $8,20 \text{ m}$
 Área = 75 m^2

Barrenación = 45 mm , profundidad $3,20 \text{ m}$
 Desviación de la barrenación = $0,20 \text{ m}$
 Techo y paredes con postcorte.

Cuña en V

Explosivos: Gelatina Extra 40 % y Duramex G.

Barrenación con jumbo, largo del alimentador (avance) = $5,50 \text{ m}$



Solución:

- 1 El lugar de la cuna depende de los barrenos de piso, y por eso estos se calcula primero.

Para barrenación de 45 mm según la tabla correspondiente $V = 1,15 \text{ m}$ $E = 1,25 \text{ m}$

La cuna se pone $1,15 - 0,20 = 0,95$ arriba del piso

Numero de espaciamentos = $\frac{10,00}{1,25} = 8$, es decir
9 barrenos de piso

Carga según tabla:

Carga de fondo = 2,25 kg Carga de columna = 2,60 kg
Paco = 0,25 m

- 2 El bordo de los barrenos de las paredes esta decidido por el postcorte. Según la tabla de postcorte el bordo es 0,90 m y el espaciamento es 0,60 m. La distancia entre la primera línea de los interiores y el contorno de la pared es igual a $0,80 - 0,20 = 0,60 \text{ m}$.

La altura de la pared, 6,00 m da 10 espacios.

Como carga de fondo ponemos dos cartuchos de Gelatina Extra 40% de 1 1/8 que corresponde a $2 \times 0,200 = 0,40 \text{ kg}$.

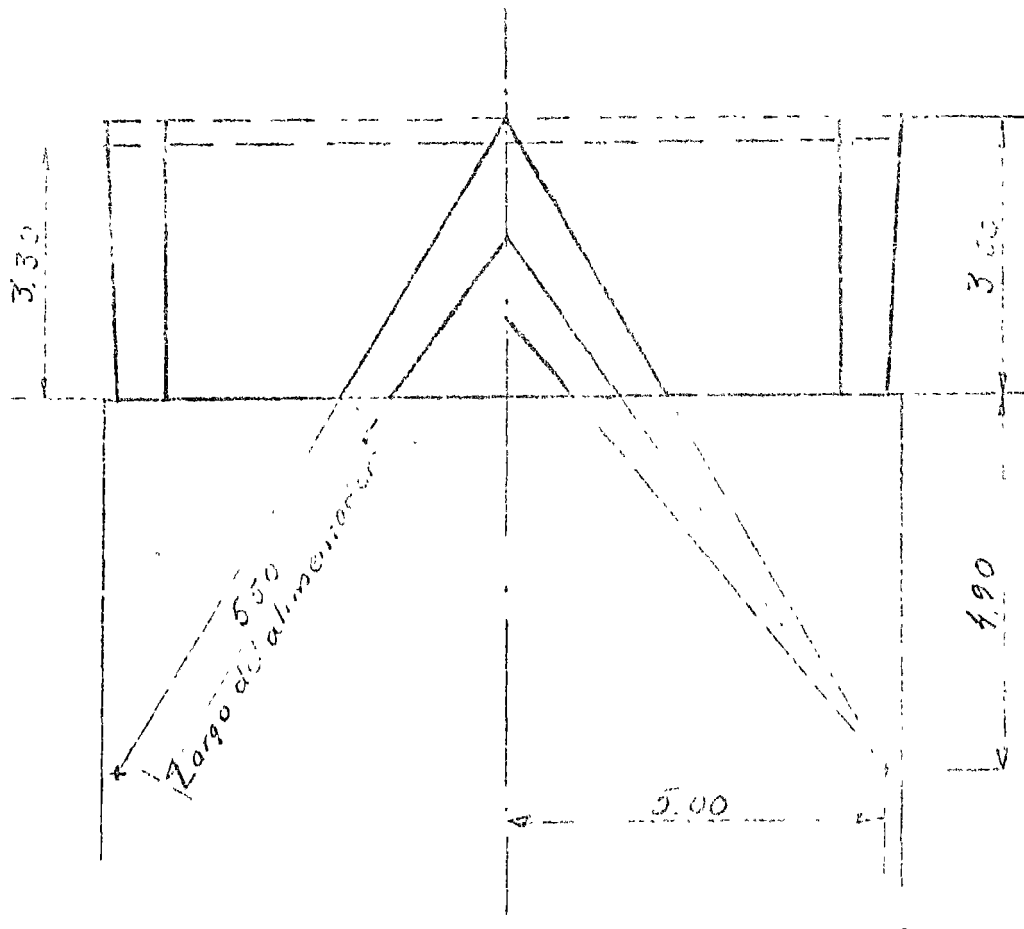
La carga de columna debe tener una concentración de 0,20 a 0,25 kg/m y como no hay cargas preparadas aquí en Mexico, usamos Duramex G de 7/8. Los cartuchos pesan 0,080 kg y con una separación de 20 cm se obtiene una concentración de carga de 0,20 kg/m. En Chicoasén amaramos los cartuchos junto con un cordón detonante a un carrizo. La idea de postcorte es que los barrenos perimetrales truenan lo más simultáneamente posible. Como la dispersión entre los altos números de Acudet es del orden de 500 milisegundos es necesario de conectar los barrenos perimetrales con una antena de cordón detonante. Quiero subrayar que distribución correcta de barrenación y carga no es suficiente para un buen postcorte.

- 3 Los barrenos del techo tienen las mismas características como los barrenos de las paredes, pero se baja la carga de fondo a un cartucho, es decir 0,20 kg.

4. Ahora se puede calcular la cuna y sus cayentes. De la tabla para la cuna el borde V_{maximo} de una cuna es 1,5 m. Esta significa

$$\frac{2,46}{1,5} = 2,3 \text{ cunas}$$

Escogemos 2 cunas y un barrenado adicional. La altura de la cuna debe ser 1,8 m con 3 hilos. El ángulo debe ser 60° y se necesita respetar la longitud de los alimentadores. La adaptación de la cuna se hace gradualmente, ver abajo.



La carga de fondo es un tercio del barrenado
 $Taco = 0,3 \times V$

La concentración de la carga de columna es
 $0,5 \times$ la carga de fondo.

La primera cuña:

$$\text{Longitud de la carga de fondo} = 1/3 \times 4,20 = 1,40 \text{ m}$$

$$\text{Concentración de carga de fondo} = 2,0 \text{ kg/m (según tabla)}$$

$$\text{Carga de fondo} = 1,4 \times 2,00 = 2,8 \text{ kg}$$

$$\text{Taco} = 0,3 \times V = 0,3 \times 1,5 = 0,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Altura de carga de columna} &= 4,20 - (1,40 + 0,50) \\ &= 2,30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Concentración de carga de columna} = 0,5 \times 2,0 = 1,0 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga de columna} = 2,3 \times 1,0 = 2,3 \text{ kg}$$

La segunda cuña:

$$\text{Longitud de carga de fondo} = 1/3 \times 2,6 \cong 0,90 \text{ m}$$

$$\text{Carga de fondo} = 0,9 \times 2,0 = 1,8 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Longitud de carga de columna} &= 2,60 - (0,90 + 0,50) \\ &= 1,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Carga de columna} = 1,20 \times 1,0 = 1,2 \text{ kg}$$

Barreno adicional:

$$\text{Longitud de carga de fondo} = 1/3 \times 1,70 \cong 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Carga de fondo} = 0,60 \times 2,00 = 1,20 \text{ kg}$$

No tiene carga de columna.

- 5 Los ayudantes de la cuña pueden tener un bordo de 1,00 m según la correspondiente tabla. El ancho del túnel menos las zonas del postcorte de la pared es el espacio en donde vamos a distribuir los ayudantes

$$10,00 - 2 \times 0,6 = 8,80 \text{ m}$$

$$\text{Número de espaciamentos} = \frac{8,80}{1,00} = 8,8$$

Por la simetría es necesario de poner 10 espaciamentos y el bordo sale entonces $\frac{8,80}{10} = 0,88 \text{ m}$

Esto significa una sobrecarga de los ayudantes de unos 10 %.

La profundidad de los ayudantes varia entre 1,1 y 3,6 m.
 Por la barrenación más cercana podemos calcular la
 carga de fondo para la profundidad de 3,6 m.

$$\text{Carga de fondo } 1/3 \times 3,6 \times 2,00 = 2,40 \text{ kg/barreno}$$

$$\text{Taco} = 0,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Longitud de carga de columna} &= 3,60 - (1,20 + 0,50) \\ &= 1,90 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Concentración de la carga de columna} = 0,4 \times 2,00 = 0,8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga de columna} = 0,8 \times 1,90 \cong 1,50 \text{ kg}$$

- 6 Los barrenos con salida hacia abajo tienen las siguientes características:

$$V = 1,15 \text{ m} \quad E = 1,35 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Se ajusta el espaciamiento al espacio disponible} \\ = 10 - (2 \times 0,6) = 8,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Número de espaciamentos

$$\frac{8,80}{1,35} \cong 7$$

$$E_1 = \frac{8,80}{7} = 1,26 \text{ m}$$

$$\text{Carga de fondo} = 1,3 \times 3,6 \times 2,00 = 2,40 \text{ kg/barreno}$$

$$\text{Taco} = 0,55 \text{ m}$$

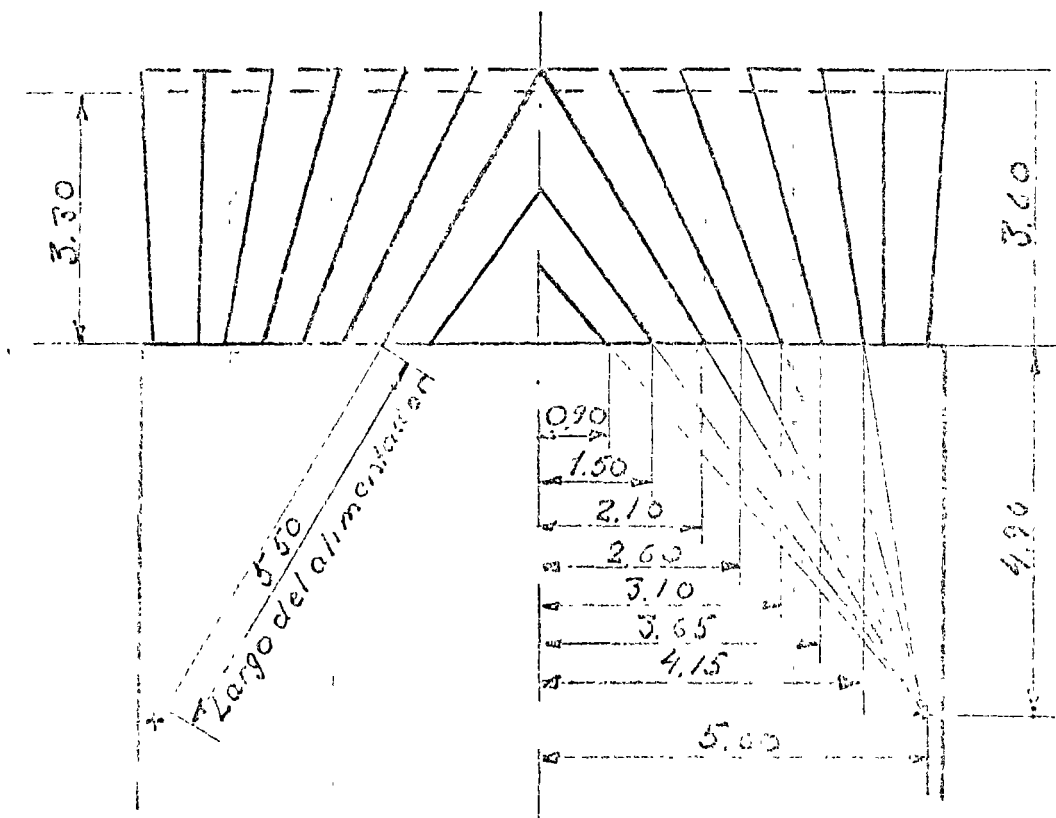
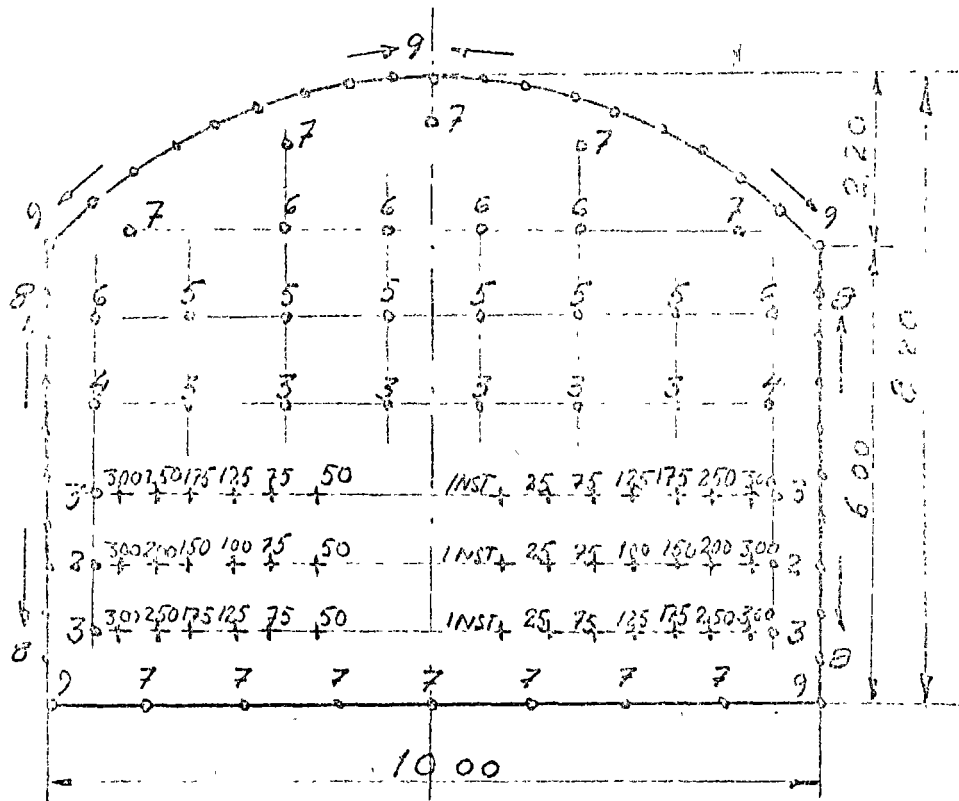
$$\begin{aligned} \text{Longitud de carga de columna} &= 3,60 - (1,20 + 0,55) \\ &= 1,85 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Concentración de carga de columna} = 0,5 \times 2,00 = 1,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga de columna} = 1,85 \times 1,00 = 1,85 \text{ kg}$$

El resultado:

El diagrama de barrenación



Los datos principales

Barreno	Tipo de barreno	Profundidad	Número de barrenos	barrenación	Carga de fondo	Carga de columna	Carga total
		m		m	kg	kg	kg/n
INST	Cuña	1,70	3	5,10	1,20	-	-
MS 25	Cuña	2,60	6	15,60	1,80	1,20	1,00
MS 75	Cuña	4,20	6	25,20	2,80	1,70	1,00
MS 100-300, Ac 2-5	Ayudantes	4,10-5,60	30	114,00	2,40	1,50	0,80
Ac 5-7	Interiores	3,60	25	90,00	2,40	1,85	1,00
Ac 3	Paredes	3,60	18	64,80	0,40	0,60	0,20
Ac 9	Techo	3,60	19	68,40	0,20	0,60	0,20
Ac 7-9	Piso	3,60	9	32,40	2,40	3,10	1,40
			116	415,50			347,55

$$\text{Volumen por tronada} = 75 \times 3,30 = 247,5 \text{ m}^3$$

$$\text{Carga específica} = \frac{347,55}{247,50} = 1,4 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Barrenación específica} = \frac{415,5}{247,5} = 1,68 \text{ m/m}^3$$

7.2 Lumbreras

Lumbreras pueden ser verticales o inclinadas. Es difícil de definir el límite entre lumbreras inclinadas y túneles pero se trata de evitar túneles con más pendiente que 13 a 14 por cientos y lumbreras con una inclinación menos de 45° (100 %). Según las circunstancias se excava las lumbreras desde arriba por abajo, pozos, o desde abajo por arriba, contrapozos.

La excavación de pozos siempre ha sido muy caro por los problemas de agua, rezaga y ventilación. Recientemente se ha desarrollado retroexcavadoras hidráulicas para pozos que son excelentes para la rezaga.

La excavación de contrapozos casi siempre se hace con una lumbreira piloto de 2 x 2 m y después una ampliación desde arriba. Por eso la cuña paralela con uno o dos barrenos de gran diámetro es la más adecuada, pero se puede también usar una cuña piramidal que se calcula en la misma manera como una cuña en V.

También para pozos se puede usar la cuña paralela, pero si hay filtraciones de agua, es preferible con una cuña piramidal. La cuña paralela no trabaja bien con el barreno central lleno de agua.

Para el contrapozo piloto se puede escoger entre 4 métodos:

- Con barrenación larga

La barrenación se hace desde arriba y después se carga también desde arriba, confinando la carga para el avance selecto con dispositivos especiales. La ventaja del método es que se evite el trabajo muy peligroso en el contrapozo. La desventaja es que se necesita una dirección de la barrenación muy exacta, la desviación de 5 mm por metro es el límite para llegar una lumbreira de 40 de profundidad y todavía es necesario de hacer barrenos extras para asegurar que salen las tronadas.

- Con trepadora Alimak

La trepadora Alimak es una plataforma que viaja sobre un riel montado en la pared del piloto, que permite los perforistas de subir y bajar bajo protección. Con propulsión eléctrica es posible de hacer contrapozos hasta 1.500 m de largo en un tramo. Es útil para contrapozos verticales y inclinados.

- Con plataforma suspendida en cable

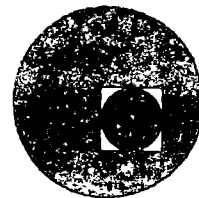
Primero se hace un barrenado de 4" en el centro del piloto. Con un la plataforma de barrenación suspendida en el cable. El método ofrece la misma seguridad que el Alimak, pero no es posible de hacer contrapozos más largos de 100 m. El método es adaptado para contrapozos verticales, pero con un sistema de riel es posible de hacer contrapozos inclinados. Sin embargo, piense que el sistema Alimak es mejor para contrapozos inclinados.

- Con contrapozero (raise boxer)

Simplemente es un tope vertical que se maneja desde arriba. Es un método muy elegante, pero en roca dura no puede compararse con métodos convencionales todavía.



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



VOLADURA DE ROCAS

CONTROL DE VIBRACION

DR. LOUIS ORIARD

JULIO DE 1976.

VIBRATION CONTROL

by

L. L. ORIARD

Prepared for presentation at
Workshop on Construction Blasting for Tunnels
University of Maryland
in cooperation with ASCE-AIME
Underground Construction Research Council
(Task Committee on Construction Blasting)

NOVEMBER 11 - 13, 1974

VIBRATION CONTROL

L. L. Oriard

VIBRATIONS (ELASTIC WAVES)

After the primary shock front or pressure pulse has passed beyond the zone in which shattering or fracturing of the rock occurs, it passes through the rock in the form of vibrations or elastic waves. The term "elastic" is used to denote that the rock returns to its original shape, size and position after the wave has passed. As this energy passes through the rock, it takes on different forms which travel at different velocities and cause different types of deformation to occur in the rock. The fastest traveling wave was given the name "primary" or P-wave. This is a compressional wave, sometimes called a radial wave or longitudinal wave, because the rock is deformed in the radial direction from the energy source. Following the P-wave is a slower traveling wave which was originally called a "secondary" wave or S-wave. This is a shear wave, sometimes called a transverse wave. Although the wave travels in the same direction as the P-wave, the deformation of the rock is at right angles (or transverse) to the direction of the wave travel. The P-wave and S-wave move through the main mass of the rock and have the general name "body waves."

As the body waves arrive at the ground surface, new forms of waves are generated. One group of these waves is known as "surface waves" because they travel along the ground surface. Their motion

is quite different from that of the body waves, being characterized by larger amplitudes, lower frequencies and lower propagation velocity. In most instances where vibrations are a matter of concern, we find the surface waves producing the most significant part of the motion, because we are most often concerned about structures which rest on the ground surface, are usually located far enough from the blasting for the surface waves to develop, and receive the strongest part of the motion from these waves. At very close distances, and in underground measurements, we may find the body waves to be the most significant.

KINEMATICS OF WAVE MOTION

The displacement or amplitude of the ground wave is the distance from a particle at rest to its peak or trough as the wave passes. Typical displacements for blasting vibrations fall in the range from 0.0001 to 0.1 inches. The term amplitude is used also to refer to the trace amplitude on the seismogram (recording of the motion).

The frequency of a vibration is the number of cycles that pass a given point in unit time, usually expressed as cycles per second or hertz. Frequencies of interest for blasting vibrations usually fall in the range from 1 to 500 hz., and most are in the range from 5 to 100 hz.

The period of a vibration is the length of time required for one complete cycle to pass a given point, usually expressed in seconds. Period is the inverse of frequency.

Particle velocity is the time rate of change of particle displacement. It is the velocity of the motion of a particle during the passage of the seismic wave. Particle velocity is not to be confused with propagation velocity.

Propagation velocity is the velocity with which a wave travels through a given medium. The propagation velocity varies widely according to the elastic properties of the medium. Typical P-wave velocities in rock range from about 2500 feet per second to about 25,000 feet per second (about 750 meters per second to about 7500 meters per second).

Through the remainder of our discussion, the term "velocity" will denote particle velocity unless otherwise identified.

Acceleration is the time rate of change of particle velocity. It refers to the acceleration of a particle as the seismic wave passes this particle.

For simple harmonic motion, the following relationships apply:

Terms:

x = displacement at time t

A = maximum value of x = amplitude (zero to peak)

f = frequency

v = particle velocity

a = acceleration

w = angular frequency

Useful formulae:

$$w = 2\pi f$$

$$x = A \sin wt$$

$$x_{\max.} = A$$

$$\begin{aligned} v &= dx/dt = w \cos wt \\ &= w \sin (wt + \pi/2) \end{aligned}$$

$$v_{\max.} = 2\pi fA$$

$$\begin{aligned} a &= d^2x/dt^2 = -w^2A \sin wt \\ &= w^2A \sin (wt + \pi) \end{aligned}$$

$$a_{\max.} = 4\pi^2 f^2 A$$

CRITERIA PARAMETERS

Over the years, there have been many attempts to select suitable criteria for limiting vibrations or for representing the ability of some entity (structure, rock slope, etc.) to withstand vibrations. The two parameters which have been used most often to express the intensity of a vibration are acceleration and particle velocity. Displacement has received somewhat less emphasis. Impulse and jerk have also been the subject of some research. The purpose of these various researches generally have been to find a single value of some vibration parameter which can be used to express damage potential. For a specific type of vibration and an identified structure or response system, the problem can usually be solved theoretically. This is done best through the use of response spectra.

In attempting to find a simplified approach to blasting vibrations, we have found it practical to use values of particle velocity as criteria in preference to other single-valued parameters because particle velocity appears to have the best correlation in the frequency range encompassed by most blasting vibrations. Nevertheless, it is this writer's conclusion that for most structures a single-valued velocity criterion is less conservative at low frequencies and more conservative at high frequencies. One reason for this is the larger response that occurs in most structures at low frequencies. Even without an enhanced response, distortion of the structure seems to play an important role in determining the extent of damage. Thus, large displacements and low frequencies tend to be more harmful than small displacements and high frequencies, even if the assumed criterion parameter remains constant.

We see, then, that we should be aware of the time history of the motion, as well as any single value used to express intensity. Ideally, we should look also at the response time of the structure and compare that to the input signal. There can be an important advantage towards greater conservatism if the response time of the structure is large compared to the rise time or frequency of the input signal. That is why it is not suitable to establish a criterion for airborne or waterborne shock waves on the basis of peak pressure. For such short-duration transients, the damage potential is more related to impulse, which takes the time history into account (both shock and structure).

The total duration of the motion is also significant in instances where the motion reaches or exceeds a certain threshold level. This could refer to structures stressed beyond the elastic limit, rock slopes moved sufficiently to induce incremental creep, and soil liquefaction. In soil liquefaction analysis, the specific number of oscillations of strain is critically important.

In spite of the technical difficulties in specifying a single value of a given parameter, it turns out in practice that we can do this if we choose a value that is restricted to certain types of vibrations and certain types of structures (or whatever might be the entity of concern). And, of course, we can be as conservative as we wish in selecting that value. Therefore, as mentioned above, we find that particle velocity can serve as a useful parameter for describing the damage potential of blasting vibrations, even though it tends to become increasingly conservative as we proceed to higher frequencies. In other words, there is a different limiting value of particle velocity for a 200 hz. vibration from tunnel blasting as compared to a 1 hz. vibration from an earthquake. If we recognize this, we can refine our analyses and still avoid the complications of developing response spectra. It is hoped that we will soon see response spectra analyses made for many more structures, including residential structures, enabling us to improve the state-of-the-art.

SCALE OF EFFECTS

As the reader might surmise, different structures, slopes, and other entities will have different strengths to resist vib-

ration damage. Furthermore, the range is quite large. Therefore, if we wish to be definitive, we find it necessary to separate these entities into appropriate groups. One common group needing definition is that encompassing residential structures. Although their strengths vary widely, a great deal of experience has been gained in the past 40 years in the observation of residential structures, prompted by the unfavorable reaction of homeowners to blasting vibrations. It is now generally agreed that a typical blasting vibration with a peak particle velocity less than 2.0 inches per second will not be harmful to a residential structure in rather poor condition. Most such structures will not be damaged until the velocity reaches a value near or above 4.0 inches per second. Major damage may occur in some at about 8.0 inches per second, but others will still not be harmed at this level. The writer has observed cases where 50-year old frame residences were subjected to more than 10 inches per second without incurring damage.

Of course, engineered structures have greater strengths than residential structures, and have a similar range of strengths. Because of their great variety, it is difficult to define them by categories. However, many engineered structures have been subjected to particle velocities in the range of 5 to 15 inches per second without incurring damage, and the writer has observed one which was subjected to a particle velocity of 27 inches per second and did not incur damage.

For rock and soil slopes, a similar scale can be formulated, but it should extend over a larger range. At the low end of the scale, displacements have been observed at low levels of vibration, but were also observed in the absence of vibrations. It appears that no primary influence is found at velocities under 2 to 4 inches per second, but the time history may be changed under special circumstances. At 2 to 4 inches per second, we may expect the occasional falling of loose stones on slopes. At 5 to 15 inches per second, we may expect the falling of partly loosened sections of rock underground and on above-ground slopes, sections of rock that would otherwise remain in place. Above 25 inches per second, we would expect some damage to occur in the relatively unsound rock types, but we find also that damage may not occur in sound rock at much higher vibration levels. Much depends on whether the seismic waves merely pass through a section of confined rock, or whether the waves are reflected at a free boundary at the rock surface. One can observe sections of sound rock that show no visible signs of damage even after they have been subjected to particle velocities in excess of 100 inches per second. Thus, it is not merely a question of variations in inherent strength, but also a question of the geometric shapes in relation to the surfaces of reflection.

In addition, there are significant differences in rock strengths related to the loading time (rise time) of dynamic stress waves.

In some rocks, we may expect a doubling of the strength if the loading is changed from static loading to one in which the rise time is of the order of 10^{-4} seconds.

HUMAN RESPONSE

Relating vibrations in residential structures to some limiting criterion becomes more complex when we take into account the response of human observers. When blasting is taking place in highly populated areas, the problem of greatest concern is not that of structures. The chief difficulty is the sensitivity of people to sounds and vibrations, and their lack of knowledge of the normal static (non-vibratory) physical forces which are involved in their daily lives and act on the structures in the community.

A number of investigators have attempted to define the human response to vibration. These include Reiher and Meister, who conducted a study in Germany in 1931, and more recent work by Rathbone, in 1963. They found that the relationship between human response and particle motion is frequency dependent, but there is a crude comparison to that of structures. The problem is compounded, however, when we consider transient motions and/or sound effects. In such instances, the average person forms a judgment based largely on his psycho-acoustic responses (reaction to sound effects) and is usually unaware of the important distinction between the characteristics of the motion alone and the sound effects that might accompany the motion. Whether the sound

be the sound of the blast itself, or secondary sound effects such as rattling doors or windows, these sounds will often be the basis for the human observers' judgment of severity of the motion. A person may be completely unaware of the fact that he actually can not feel any motion, and still judge the vibration to be "severe." The writer (Oriard, 1970) has composed a simplified guide to assist readers in anticipating human response to blasting. See Figs. 1 and 2.

FACTORS WHICH AFFECT THE VIBRATION

There are a great many variations which have an influence on vibrations generated by blasting. However, for the purposes of this discussion, we can reduce the variables to a few which fall into the following predominant categories:

Distance

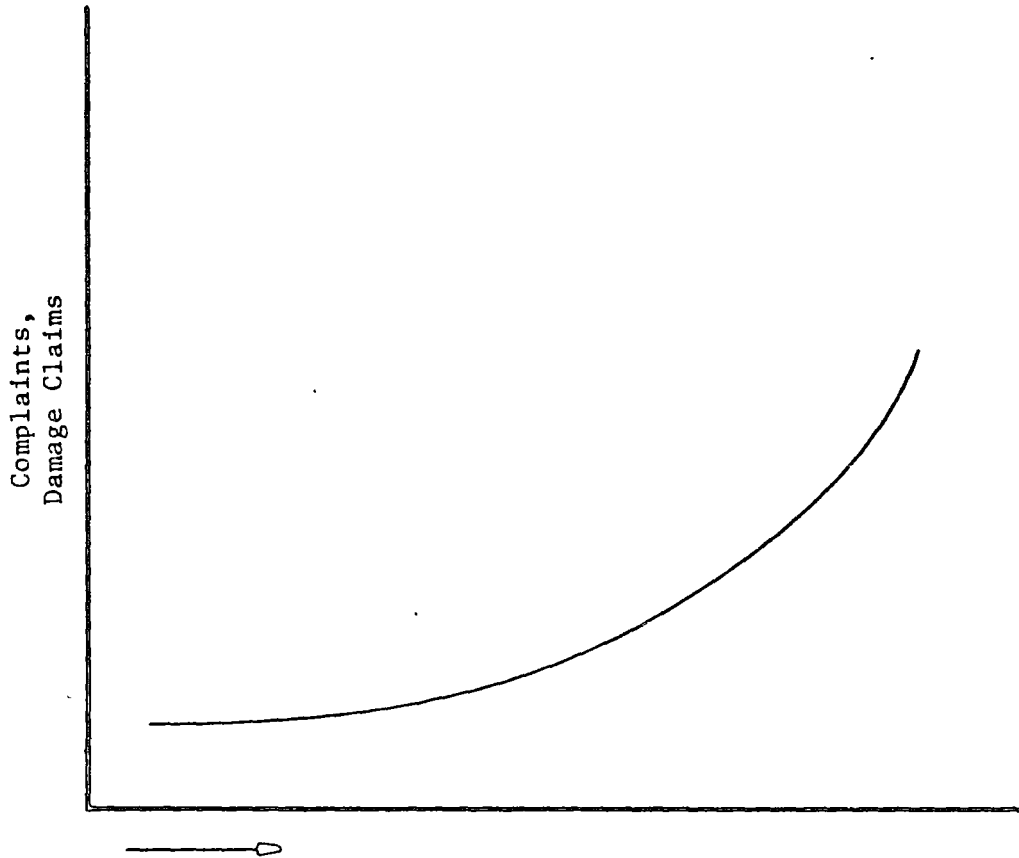
Charge weight per instant of time

Geological environment

Explosive characteristics

Geometry

In order to evaluate these variables, we need to look at the results of extensive field experience because an acceptable theoretical approach has not yet been developed for calculating ground motions from blasting. The only combined theoretical-empirical approach that will give acceptable results requires the use of a complex computer analysis, involving a need for the equation of state of the explosives and a detailed knowledge of the elastic properties and discontinuities in the transmitting medium.



- A) Increasing Level of Perceptible Physical Effects (Vibration, Noise, Secondary Sound Effects)
- B) Increasing Duration of Project
- C) Increasing Frequency of Blasting

Figure 1
Human Response to Blasting Operations

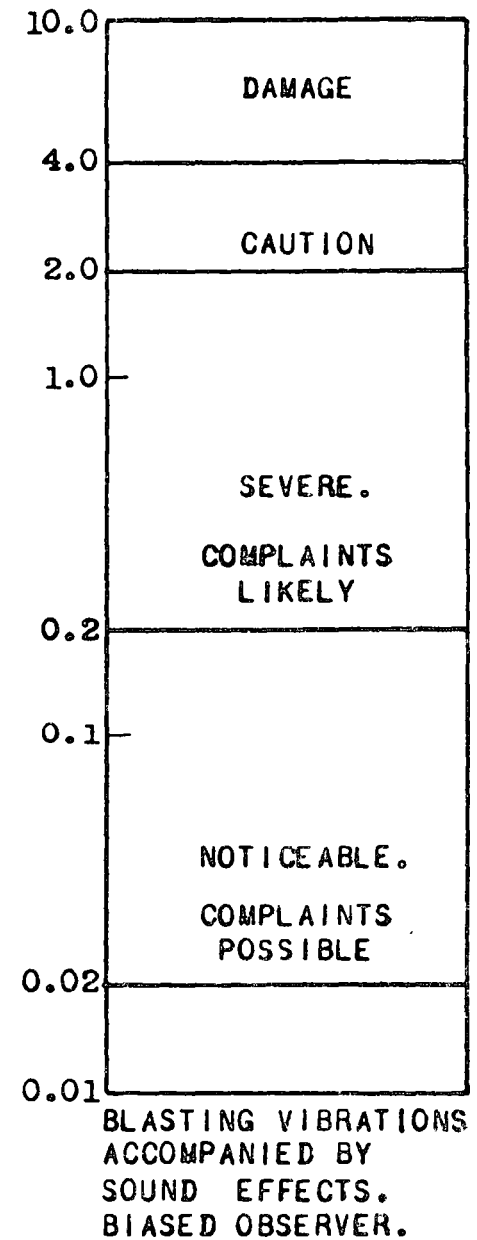
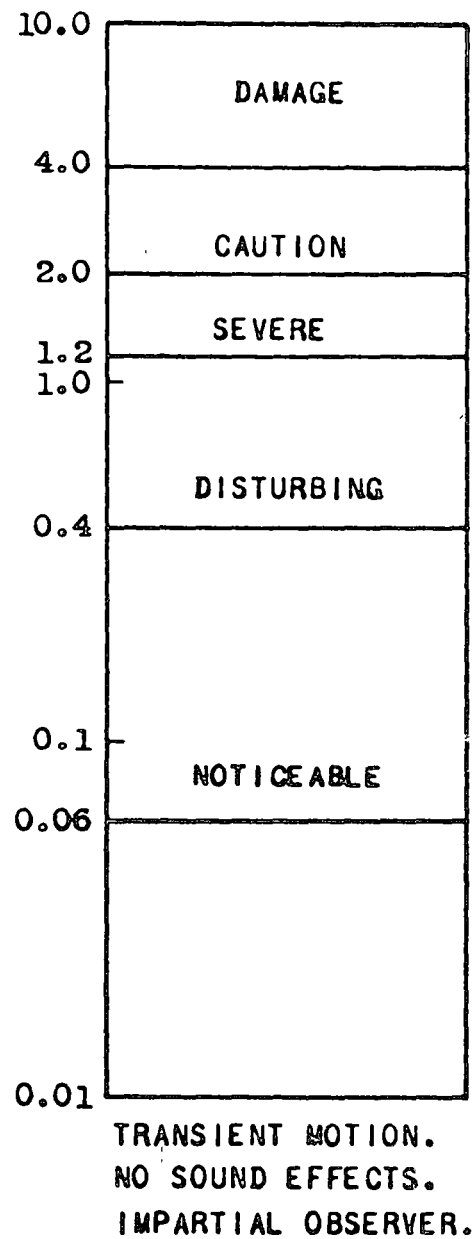
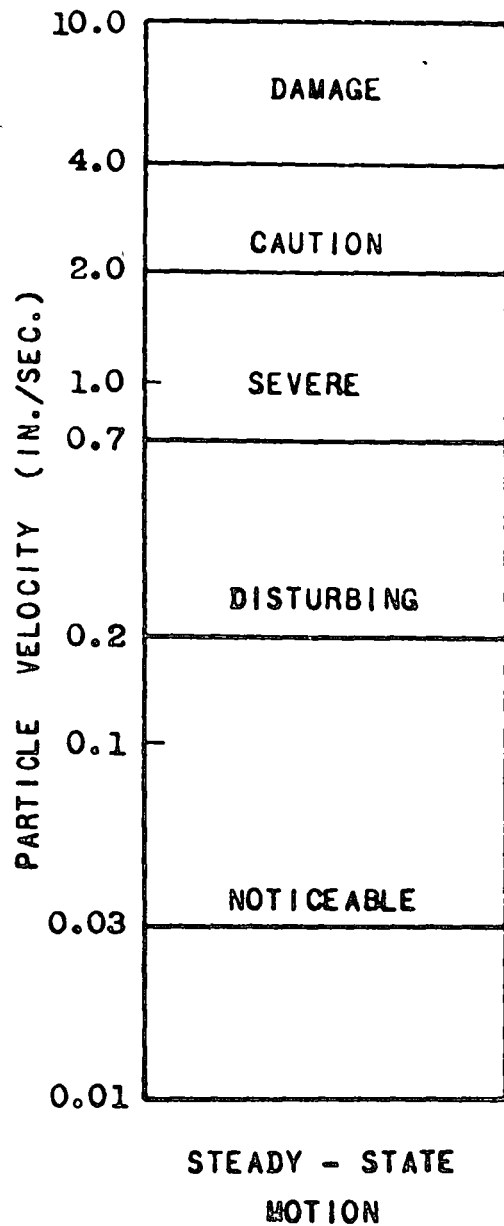


FIGURE 2
RECOMMENDED SIMPLIFIED GUIDE FOR PREDICTING
HUMAN RESPONSE TO VIBRATIONS AND BLASTING EFFECTS

In order to compare blasts of different sizes at different distances, it is customary to "scale" the distance factor by some function of the explosive weight. Two methods are currently in popular use. One of these scales the distance by the square root of the charge weight per delay, the other method scales distance by the cube root of charge per delay. Ambraseys and Hendron have suggested the use of cube root scaling. Research sponsored by the U. S. Bureau of Mines has lead to the suggestion of using square root scaling. This writer also prefers square root scaling, but emphasizes the need to consider modifications due to spatial and time dispersions. Hendron and Oriard (1972) have compared the effects on quantity-distance predictions using several different methods. Three of these are shown in Fig. 3. The relative merits of cube root and square root scaling will not be debated here, but it can be noted that the predictions are not significantly different for the several methods where the range is between 20 and 100 feet. A more significant difference becomes apparent at great distances.

It is more important for the person using some prediction method to realize the differences in conservatism under different field conditions. In the absence of field test data, using the "general" case to predict allowable charge quantities, the curves show that square root scaling becomes more conservative than cube root scaling at greater ranges, whereas cube root scaling gives more conservative figures at close ranges. It is even more important to recognize the difference in these approaches when field

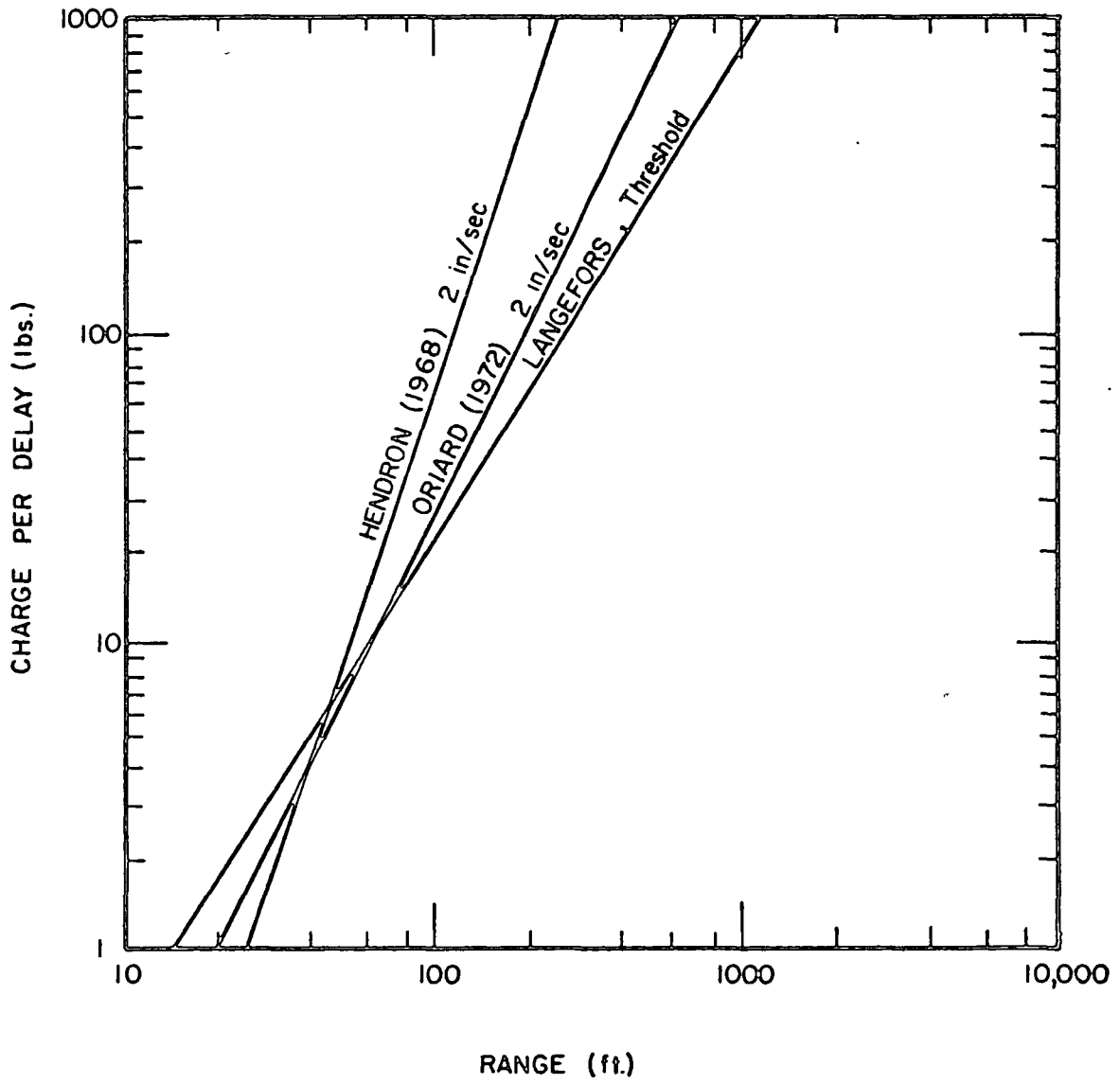


Figure 3
 Relation Between Charge Per Delay and Range
 For Residential Vibration Limits

tests have been made to plan future blasts. Suppose that a given scaled distance has been selected on the basis of a field test. Suppose that we would then wish to double the prototype distance from that used in the test. If cube root scaling were being used, the conclusion would be that the same vibration level would be reached if 8 times as much explosive were used. With square root scaling, we would conclude that 4 times as much explosive could be used. Similarly, there would be a reverse in conservatism by cutting the distance in half. Thus, the important thing to extract from these comparisons is the recognition that a judgment must be made about the degree of conservatism to exercise in designing the blast in question. The method of calculation then becomes a reflection of that judgment about conservatism. Judgment is further exercised by selecting some portion of the range of data scatter into which (or below which) the predicted value may be expected to fall.

This writer finds it useful to employ the square-root scaling method mentioned previously, modified as follows:

$$V = H (D/W^{1/2})^{-B} k_1, k_2, k_3 \dots$$

Where

V = peak particle velocity

H = velocity at unity scaled distance

D = distance

W = charge per delay

B = slope of trend line through the data

k = factors defining time variations, travel variations, coupling, confinement, geology, geometric isolation, etc.

The writer's experience, plotted with square-root scaling, is shown graphically in Fig. 4. (Oriard, 1970, 1971).

In some instances it suffices to assume maximum, conservative values for all modifying factors and accept the conservatism that this introduces into predictions or data treatment. For example, we could assume that all "k" factors equal 1.0, and assume a high value for H. However, there are instances when such high levels of conservatism introduce unacceptable costs into a project or make it technically impossible to perform the work. Clearly, such conditions call for refinement of the approach. We must look again at all significant variables.

At first glance, there would seem to be no ambiguity in a term such as "distance." However, it happens quite often that there is indeed some question as to its meaning. We must often try to define it as some "effective" distance to multiple charges controlled by the orientation of the firing sequence, or some "effective" distance to a charge with a high ratio of length to diameter, or some "effective" distance modification because the surface area covered by the blast is large compared to the distance to the point of observation, or "effective" distance modification because of some geometric isolation. Several illustrations are shown in Fig. 5.

Similarly, there can be ambiguity regarding the term charge weight per delay. It would be more meaningful to define the term as charge weight detonating within a specified interval of time

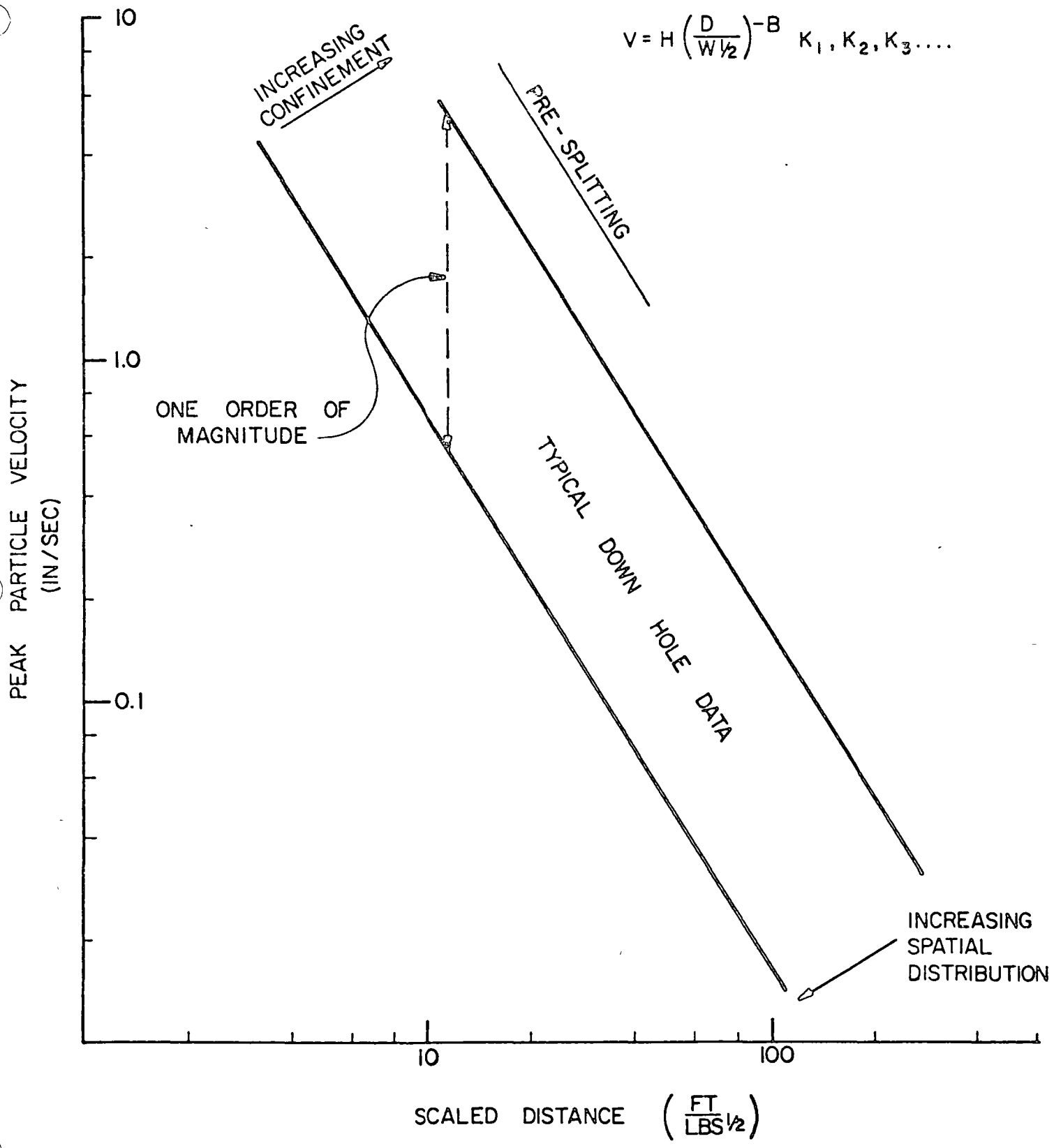


Figure 4

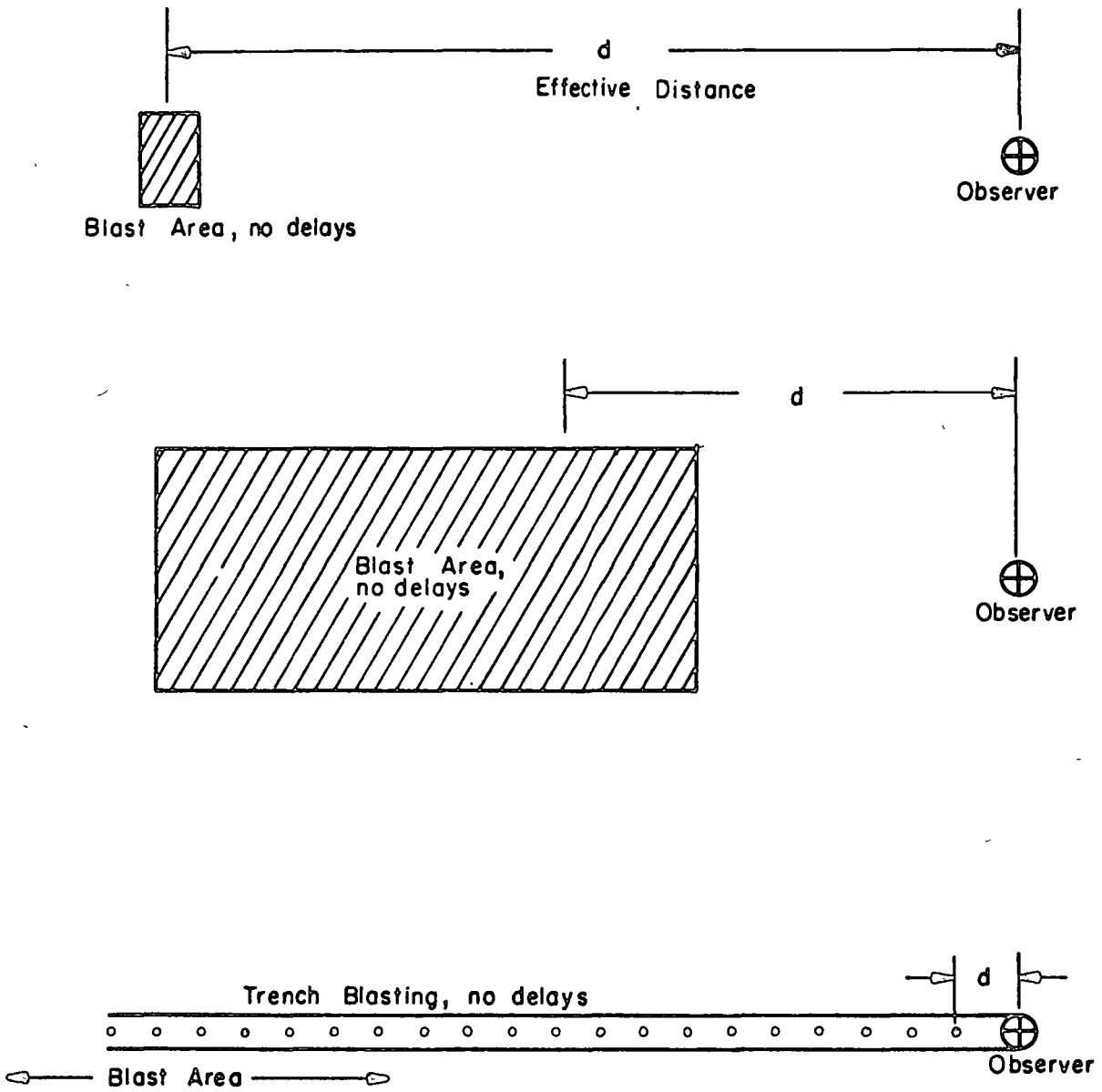


Figure 5
Illustration of Variability in Effective Distance

and within a specified distance interval. In the case of single charges whose dimensions are small compared to the distance to the point of observation, the effects are controlled by sequential detonation built into the manufactured detonators. Variable time periods are available for selection from the types of initiators on the market. These include electric caps in long-period series (usually 1/2 to 1 sec.), short period series (usually 20 to 250 milliseconds), intermediate series (usually 1/4 to 1/2 second) or combinations of the above. In non-electric caps, similar selections are available with the added feature that the initiators can be used in a combination of surface and down-the-hole initiation for an unlimited series. However, it is extremely important to be aware of deviations from "nominal" firing times. Figure 6 shows two methods of combining non-electric delay mechanisms.

The elastic properties of the medium through which the waves pass will determine the character of the waves. The two fundamental characteristics of the motion which are of most interest to us are the frequency and the amplitude. As a general comment, we can state that a "soft" medium will transmit waves with lower frequency and larger amplitude; whereas a "hard" medium will transmit waves with a higher frequency and smaller amplitude. Thus, motions in soft, saturated soils would be quite different from those in rock. Similarly, as the rock becomes harder and more brittle, the motions would show an increase towards even higher frequencies and smaller amplitudes.

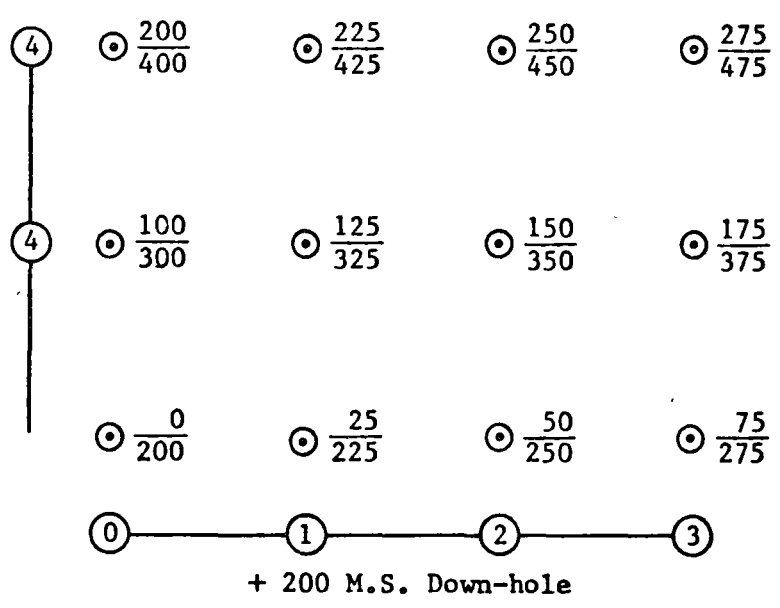
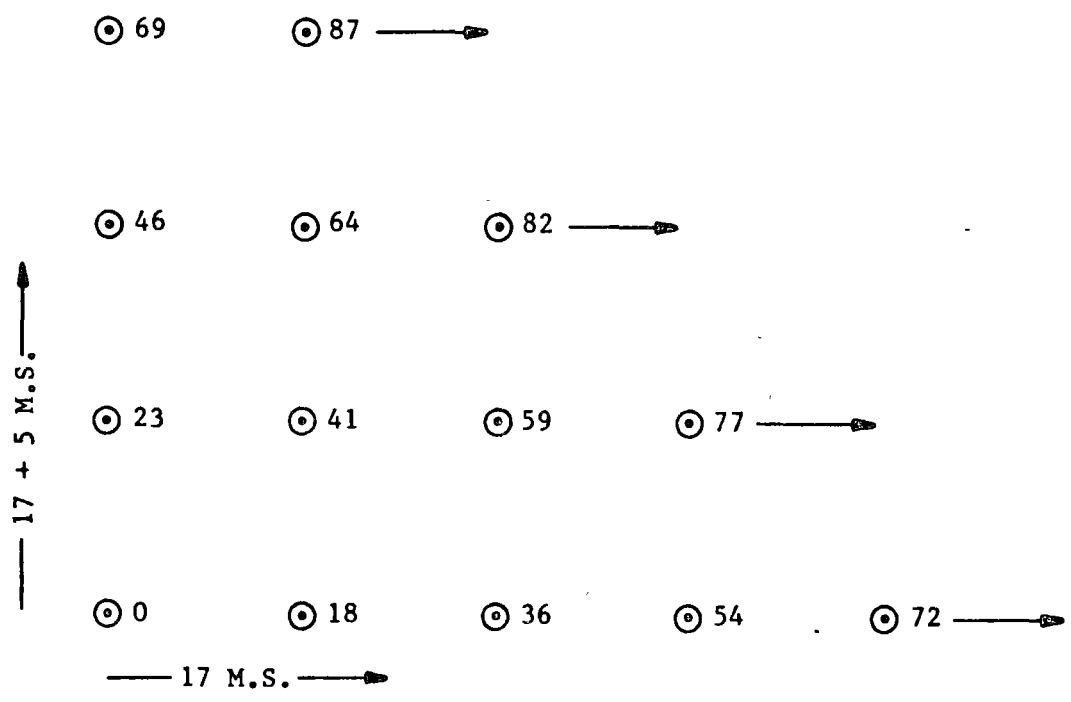


Figure 6
 Illustration of Two Non-Electric
 Combination Delay Systems

Explosive characteristics can cover a rather wide range of variables. However, for vibrations measured at a considerable distance from the blast site, usually it is not possible to notice significant changes in vibration level due to the choice of explosive. The effect is usually masked by other variables. At close distances, the influence often will be readily apparent. However, there is usually an effort to balance the total energy in the charge to that needed to break the rock, so the higher-strength explosive will be used in smaller quantity.

One way of comparing explosives for the purpose of estimating the energy available for work is to compare the heats of explosion. Even more useful is a procedure for comparing the performance characteristics of explosives on the basis of vibrations generated underwater. Because of the uniform characteristics of water, tests can be repeated with satisfactory results. This type of data is now available from some of the explosives manufacturers.

Some research data suggests that matching of acoustical impedances between rock and explosive causes an increase in the seismic energy transmitted. However, the evidence is not always clear, because other variables contribute to the results. Ordinarily, a high-velocity, high-density explosive must be used to gain such a match. This usually means higher cost. Also, this comparison does not take into account the fact that some explosives are characterized by high gas energy at lower brisance levels, and vice versa. Work is not a direct function of acoustical impedance.

As an example, many people have been surprised at the amount of work available per unit of weight in products like ANFO.

Geometric relationships can often be quite significant. This would relate to both the wave propagation and the blast design characteristics. For example, the direction of strongest motion, whether vertical or horizontal, can be quite significant in determining what its effects will be. Usually this is beyond the control of the designer, but not always. Relating the subject to blast design characteristics, it would effect powder factor, concentration or spatial distribution of the explosive, sequence of detonation, the possibility of enhancing flexural or surface waves, etc.

Coupling is another factor of interest. This covers those factors which relate to the efficiency in transmitting the explosive energy to the rock and the efficiency in continuing to travel through the rock to greater distances. We might call one the "source control" and the other the "wave propagation control." At the source, the coupling is controlled by such factors as the decoupling ratio (charge radius versus hole radius), the ratio of acoustic impedances, and the confinement or "effective burden." For wave propagation control, we can take advantage of anisotropy and heterogeneity between holes by using a wide separation between holes that detonate simultaneously. We can develop a fractured zone to serve as a buffer. We can develop fractures between successive holes during previous detonations, either progressive or random. In some instances, we can develop barriers to surface

waves through trenching. These may even serve as barriers to body waves if the geometrical relationships are suitable. In arranging the timing and direction of sequential detonations, we should be sure to avoid the enhancement of surface waves or flexural waves.

SUMMARY OF VIBRATION CONTROL PHILOSOPHY

Vibrations generated by blasting are related to the amount of explosive that detonates at a given instant of time in a given location within a given medium. The amount of explosive is usually expressed as charge weight per delay. However, if we take it literally to mean charge weight per delay, we are adding a built-in bias to much of our data. This can lead to errors in predicting vibrations and failure to make use of the benefits of time and spatial dispersions. In reality, the different charges on any given delay period do not detonate at precisely the same instant of time. Further, the travel times of the different seismic waves may not be the same, nor are they necessarily identical in wave form. Thus, the various efforts that would go into control measures could be summarized by saying that we should make use of time dispersions and spatial dispersions. This is simply a means of saying that a suitable philosophy of design tells us to divide the explosives quantity into an appropriate number of individual charges, place them at appropriate positions within the rock mass and fire them at appropriate positions within the rock mass and fire them at appropriate intervals of time. The general principle is this: The more we divide the total weight of explosives into a greater

number of individual charges, and the more we separate these charges in time and space, the lower will be the vibration produced by their detonations. Further benefits accrue if we can do anything to prevent, isolate, interfere with, or reduce the effects of normal energy coupling and wave propagation. In many instances, these factors that seem to be of secondary importance can determine the success or failure of the project.

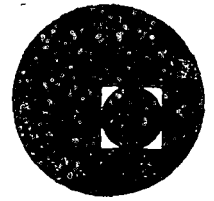
REFERENCES

1. Oriard, L. L. (1970), "Blasting Operations in the Urban Environment," Association of Engineering Geologists Annual Meeting, Washington, D. C., October 23, 1970, Bulletin A. E. G., Vol IX, No. 1, Winter, 1972.
2. Hendron, A. J. and Oriard, L. L. (1972), "Specifications for Controlled Blasting in Civil Engineering Projects," co-authored with A. J. Hendron, Jr., Vol. 2, Proceedings of the First North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago, Illinois, June, 1972, Society of Mining Engineers of AIME, New York, 1972, Library of Congress Catalog Card No. 72-86918.
3. Oriard, L. L. (1971) "Blasting Effects and Their Control in Open Pit Mining," in "Geotechnical Practice for Stability in Open Pit Mining," Proceedings of the Second International Conference on Stability in Open Pit Mining, Vancouver, B. C., Nov. 1971, Society of Mining Engineers of AIME, New York, 1972, Library of Congress Catalog Card No. 72-86923.





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



VOLADURA DE ROCAS

ESPECIFICACIONES PARA EXPLOSION CONTROLADA
EN PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL

DR. LOUIS ORIARD

JULIO DE 1976.

SPECIFICATIONS FOR CONTROLLED BLASTING
IN CIVIL ENGINEERING PROJECTS

by A. J. Handron, Jr. and L. L. Oriard

Professor of Civil Engineering
University of Illinois at Urbana, Champaign
Associate and Consulting Geophysicist with
Woodward-Lundgren & Associates, Oakland, California

INTRODUCTION

Controlled blasting is used at some time during most civil engineering projects where there is rock excavation. Controlled blasting is often necessary because the blasting must take place in the near proximity of adjacent structures. In other instances, the blasting is controlled because a smooth perimeter is desired to minimize rock support and overbreak. The construction of tunnels and shafts for subways, rock excavations for foundations and the excavation of road cuts for interstate highways, sometimes require blasting operations which must be conducted in an urban environment. Unfortunately, blasting operations produce unwanted sounds and vibration along with their beneficial effects. Thus, in the writing of specifications for blasting in an urban environment, potential damage to adjacent structures by ground vibrations must be considered, possible damage to windows from airblasts must be considered, potential damage from fly rock must be considered, and the discomfort to people from ground vibrations, airblast, and noise must be taken into account. The contractor or the owner's engineer is faced with determining the maximum weight of explosives which may be detonated without damage to structures on adjacent property. If the weight of explosive is overestimated, the resulting damage to adjacent structures may result in costly losses. But, if the engineer or contractor is too conservative, and the weight of explosive becomes too restrictive, progress of the project may be curtailed and the cost of excavation will increase accordingly. The potential for damaging adjacent property is becoming more important in construction operations today. In the past, the plaintiff had to prove negligence in some states in order

to recover for a blast damage claim. The need to prove negligence is quickly disappearing, and in most instances, the explosives users are now held totally responsible for actual damages; and may be sued additionally in some states for punitive damages.

Because people are so sensitive to sounds and vibrations produced by blasting, complaints and damage claims quite commonly arise within the range of perceptibility of these effects, even when no actual structural damage is done. This situation is likely to become even more critical in the future because of the recent emphasis placed on pollution of the environment, on the quality of life, on the search for refuge from daily urban stress, and on efforts to isolate the individual from intrusions of noise and vibration.

Blasting rounds are controlled on many civil engineering projects in order to achieve a smooth wall around the perimeter of the excavation with a minimum of overbreak. Smooth wall excavations minimize the rock support and can be utilized to minimize the amount of concrete used on structures such as spillways. In open excavations, such as portal cuts for tunnels, spillway cuts, highway cuts, and basement excavations in metropolitan areas, controlled blasting techniques such as pre-splitting, cushion blasting or line drilling can be used to advantage. Smooth walls in underground excavations, such as underground powerhouses and tunnels, can be achieved by a technique called smooth wall blasting. Properly executed smooth wall blasting results in less temporary support and more economical permanent liners in tunnels.

In order to achieve the desired result, the engineer must know the technical state of the art for all of the types of controlled blasting mentioned above. But, equally important, the construction specifications and bid documents must be written in such a way that it is possible to achieve the desired result. The specifications must be written in such a way that the contractor knows beforehand what is expected. This will permit the contractor to be responsive and include the proper items and expenses in his bid for the controlled rock excavation. Much controversy has resulted from specifications for controlled blasting because many of them have been so vague that the contractor could not ascertain before bidding the nature of the procedures which would be required by the engineer. It should also be pointed out that the specifications should not be so restrictive that they eliminate the contractor's flexibility and restrict any contributions he may make to the job from his past experience and ingenuity.

In this paper, the technical aspects and current state of the art in controlled blasting will be reviewed. In addition, guidelines will be set forth and suggestions will be made on how to incorporate these ideas into the specifications so that the desired results will be achieved.

VIBRATION CRITERIA

General

The problem of predetermining the quantity of explosives which may be used without damaging an existing structure may be resolved into two parts. First, the engineer must be able to predict the intensity of ground vibration as a function of charge weight, distance from the detonation, and properties of the transmitting medium. Second, it is necessary to know the level of ground vibration which can be tolerated by different types of structures without causing damage. The available information relating to both parts of this problem is discussed below.

Damage Criteria

The intensity of ground motion which can be tolerated by various structures must be determined by the engineer before estimates of permissible charge weights can be determined. Obviously, the level of ground motion required to damage structures is not the same for different types of structures. In addition, the "acceptable" damage level may depend more upon the use of a structure rather than the actual integrity of the structure. For example, a given set of ground motions may not structurally effect either a residence or a steel framed warehouse, but the home may be "damaged" because the distortion resulted in plaster cracks objectionable to the owner. Thus the limiting ground motions which cause various types of damage can only be established by experience from cases where the ground motions are measured near the structure and the resulting damage can be correlated with the magnitude of the motions.

Crandell (1949) reported the results of a comprehensive study in which over 1,000 residential homes, 2 story business buildings, schools, and churches were investigated before and after blasting. On the basis of this study, Crandell presented the first damage criterion which was based upon measurements of ground motions in the vicinity of the structure. He found that Energy Ratio, defined as the square of the ratio of maximum acceleration in ft/sec^2 to frequency in cycles/sec, could be correlated with damage. An Energy Ratio of 3 or below was considered safe, and the danger of producing damage was considered highly probable for energy ratios greater than 6. If harmonic motion is assumed for the ground vibrations, the following relations exist among maximum acceleration a_{max} , maximum particle velocity v_{max} , maximum displacement δ_{max} , and frequency f .

$$v_{\max} = 2\pi f \delta_{\max} \quad (1)$$

$$a_{\max} = 4\pi^2 f^2 \delta_{\max} \quad (2)$$

$$a_{\max} = 2\pi f v_{\max} \quad (3)$$

Thus from equation (3) it is apparent that the Energy Ratio is proportional to the square of the maximum particle velocity v_{\max} . A damage criterion based upon Energy Ratio is therefore the same as a criterion based upon maximum particle velocity. Calculations show that Energy Ratios of 3 and 6 correspond to maximum particle velocities of 3.3 in/sec and 4.7 in/sec respectively.

Langefors, Kihlstrom, and Westerburg (1958) reported the results of an investigation similar to Crandell's, except that they measured displacement and frequency in the vicinity of the structure rather than acceleration and frequency as measured by Crandell. They found that damage to structures could be correlated with the product of maximum displacement and frequency. Since maximum particle velocity is proportional to the product of maximum displacement and frequency this damage criterion is also equivalent to a maximum particle velocity criterion. Based upon this data Langefors, Kihlstrom, and Westerburg concluded that maximum particle velocities below 2.8 in/sec would not produce damage. Edwards and Northwood (1960) concluded from similar studies that a particle velocity criteria could be used for damage control and that a maximum particle velocity of 2 in/sec would not produce damage.

Duvall and Fogelson (1962) statistically analyzed the vibration measurements and damage correlations made by Edwards and Northwood (1960), Langefors et. al. (1958), and Thoenen and Windes (1942). Although the three studies analyzed were made at different times in three different countries, they showed remarkable agreement. The statistical analysis showed that for a maximum particle velocity of 7.6 in/sec the probability of producing major damage (fall of plaster, serious cracking) is 50 percent, and that the probability of producing minor damage (fine plaster cracks, opening of old cracks) is slightly less than 50 percent at a particle velocity of 5.4 in/sec. In all 124 cases analyzed, damage was not observed from blasting vibrations if the particle velocity was below 2 in/sec. The damage criteria given above are recommended because they resulted from a thorough analysis of a considerable body of damage data on residential type structures.

Langefors and Kihlstrom (1963) also give particle velocity criteria for damage to tunnels in rock. A particle velocity of 12 in/sec is given as a criterion for the "fall of rock in unlined

tunnels," and a particle velocity of 24 in/sec is correlated with the formation of new cracks in rock. These criteria are consistent with the experience of one of the authors for unlined tunnels near nuclear detonations. Unlined tunnels rarely experience visible damage at ranges where the free-field ground motions are on the order of 1 - 2 ft./sec.

It has been the writers experience that most structures can tolerate a higher particle velocity without damage for small charges close to the structure because the motion occurs at a higher frequency. In general, the maximum particle velocity that a structure can withstand decreases as the distance from the blast increases (or as the frequency decreases). As one example illustrating the frequency dependence of a maximum velocity criteria, one of the authors is familiar with a project on which an intake structure for an underground powerhouse in New Zealand was subjected to a high frequency vibration with a maximum particle velocity of 27 in./sec due to the blasting of a cofferdam. The intake structure was undamaged (Oriard, 1971).

It is suggested that if one is dealing with an unusual structure, or if one wants to exceed the generally accepted limits established by the studies discussed above, which are primarily for single story structures with a frequency of 10 cycles per second, then one must use a response spectrum approach as is done in earthquake engineering. Recent work has been done by Dowding (1971), which shows how the response spectrum approach may be applied to blasting vibration problems.

Ground Vibrations from Blasting

Part of the energy released in the detonation of a blasting round is transmitted directly into the surrounding rock mass in the form of stress waves. The ground motions observed at a given point are dependent upon the weight of explosive detonated per delay, the distance from the detonation point to the observation point, and the transmission characteristics of the rock mass. Since an acceptable theoretical approach has not yet been developed for calculating ground motions in rock, the scaling of field measurements is used almost exclusively for predicting ground motions from explosions. Available data for estimating these motions have been measured from quarry blasting, construction blasting, and blasting in open pit mines. Similar measurements have been obtained in connection with nuclear and chemical explosion tests conducted for the development of design procedures for protective military structures.

The empirical scaling of shock phenomena from explosions involves the comparison of dynamic measurements obtained at various distances from a wide range of charge sizes. Ambraseys and Hendron (1968) have suggested the use of cube root scaling to

compare particle velocity measurements made from different size explosions. Such a correlation of data is shown on Fig. 1 where the measured particle velocity is plotted versus the scaled range, which is the slant range in feet divided by the cube root of the maximum weight of charge per delay in lbs.^{1/3}. On this figure, experience from many jobs is shown.

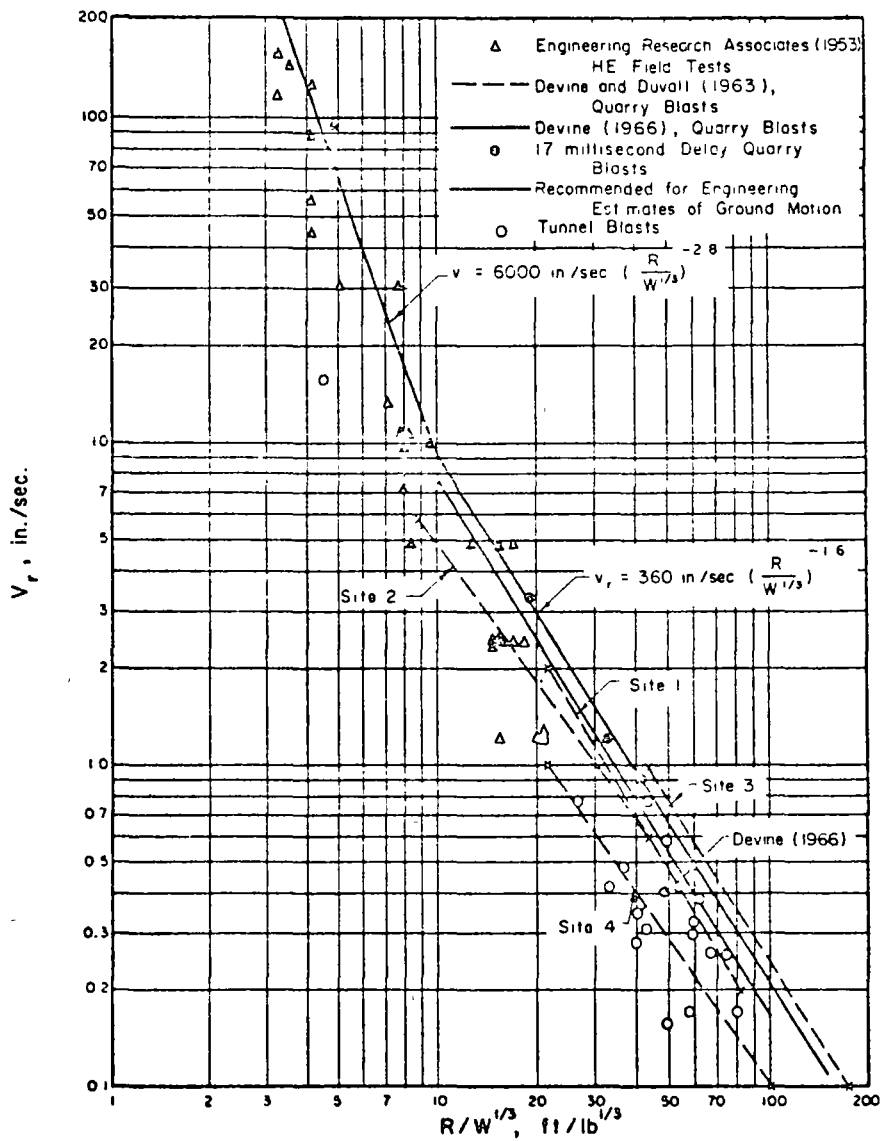


Fig. 1. Maximum Particle Velocity versus Scaled Range According to Cube Root Scaling

For preliminary estimates of maximum radial particle velocity, it is suggested that, for scaled ranges greater than 10 ft/lbs.^{1/3}, the upper bound line on Fig. 1 be used. This line is described by the following equation:

$$v_r = 360 \text{ in./sec. } (R/W^{1/3})^{-1.6} \quad (4)$$

where R is in ft., and W is the maximum charge per delay in lbs.

Other investigators, such as Oriard (1971), Devine and Duvall (1963), and Devine (1966), prefer to use square root scaling rather than the cube root scaling as shown in Fig. 1. Thus, for preliminary estimates of maximum particle velocity, Oriard (1971) uses the upper bound of previous measurements shown by line B in Fig. 2.

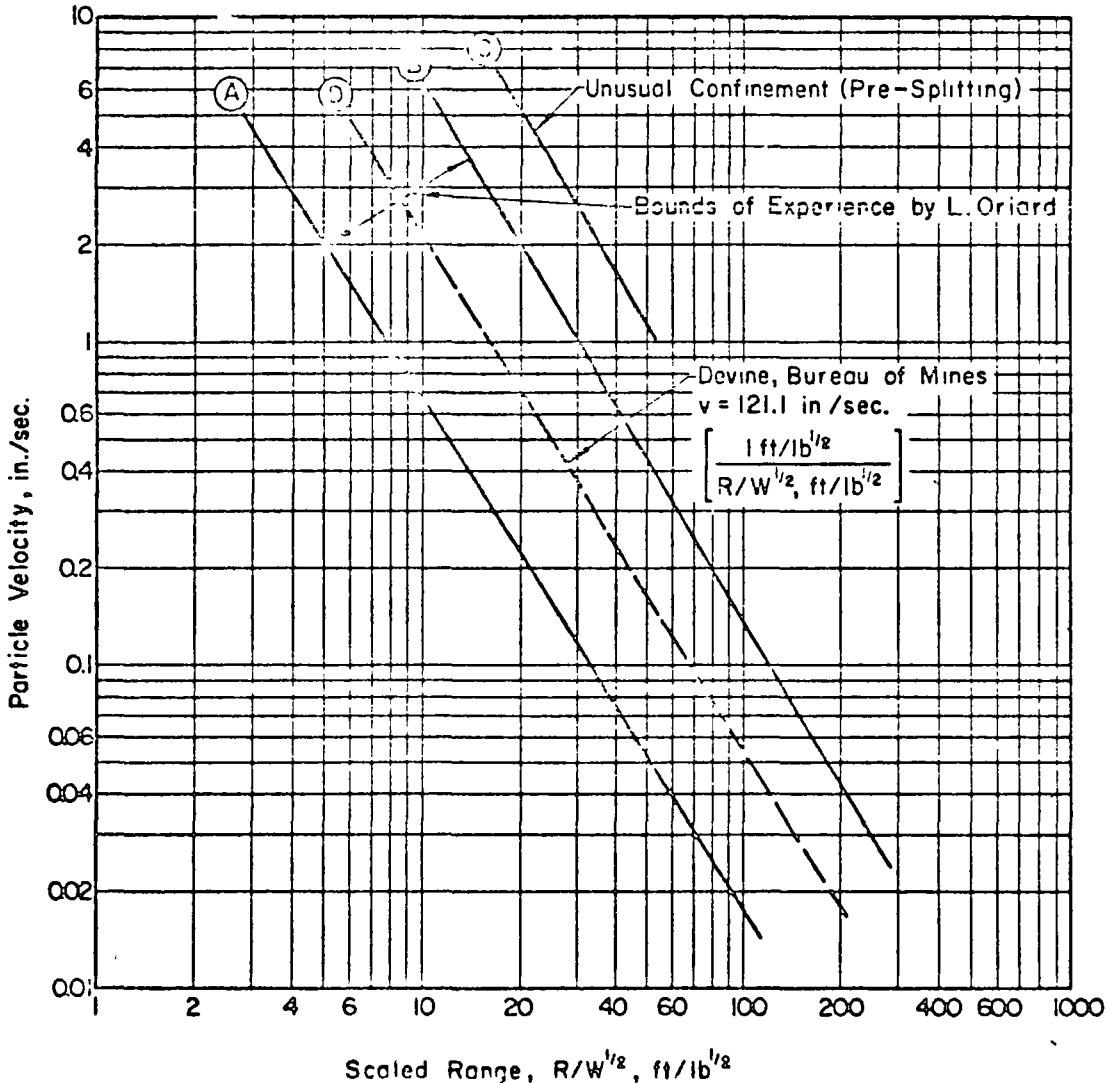


Fig. 2 Maximum Particle Velocity Versus Scaled Range, According to Square Root Scaling

In Fig. 2 the maximum particle velocity is plotted against the scaled range according to square root scaling. Line D on Fig. 2 represents the best fit to many measurements of radial particle velocity obtained from quarry blasts by Devine (1966). It should be noted that line D falls nearly in the middle of the range of Oriard's experience which falls between lines A and B. The range shown between lines A and B is typical for data obtained from down hole blasting and represents the scatter that is typical from vibrations produced by blasting. In such cases where there is unusual confinement, such as in the first holes which are detonated in the cut round of a tunnel, or the holes which are detonated simultaneously down a pre-split line, line C shown in Fig. 2 gives an appropriate estimate of the maximum particle velocity as a function of scaled range.

The relative merits of cube root and square root scaling will not be debated in this paper, but the differences which result in practical applications will be discussed below. The relations between the maximum charge per delay and range which produce given maximum particle velocities are shown in Fig. 3 for various scaling techniques. Note that line 4, Fig. 3, is the relationship between the maximum charge per delay and range which gives a maximum particle velocity of 2 in./sec according to the data scaled by cube root scaling in Fig. 1 (Ambraseys and Hendron, 1968). The relationship given by line 6, Fig. 3, is the combination of maximum charge weights per delay and range which will result in a maximum particle velocity of 2 in./sec according to square root scaling from curve B in Fig. 2 (Oriard, 1971). It should be noted that the differences between lines 4 and 6 are not significant for practical applications where the range is between 20 and 100 ft. In general, the relationship given by square root scaling (line 6) becomes increasingly more conservative, with respect to the relationship given by cube root scaling (line 4), as the range increases. For ranges closer than about 45 ft, the relationship given by cube root scaling (line 4), is more conservative for determining allowable charges per delay than the relationship derived from square root scaling (line 6).

In all instances, the reader is cautioned to explore thoroughly the responses of the project site in question and to study the relationship between different scaling techniques and the type of seismic waves under consideration, i.e., whether it is a body wave or surface wave. The degree of conservatism is further related to the manner in which preliminary test blasts are related to the production blasts being evaluated. For example, consider a small test shot at close range designed to produce the limiting vibration (maximum particle velocity) at the same scaled range as a larger production blast at a greater absolute range. Scaling to the production blast by cube root scaling is more liberal than square root scaling. The designer who wishes to be conservative may choose to

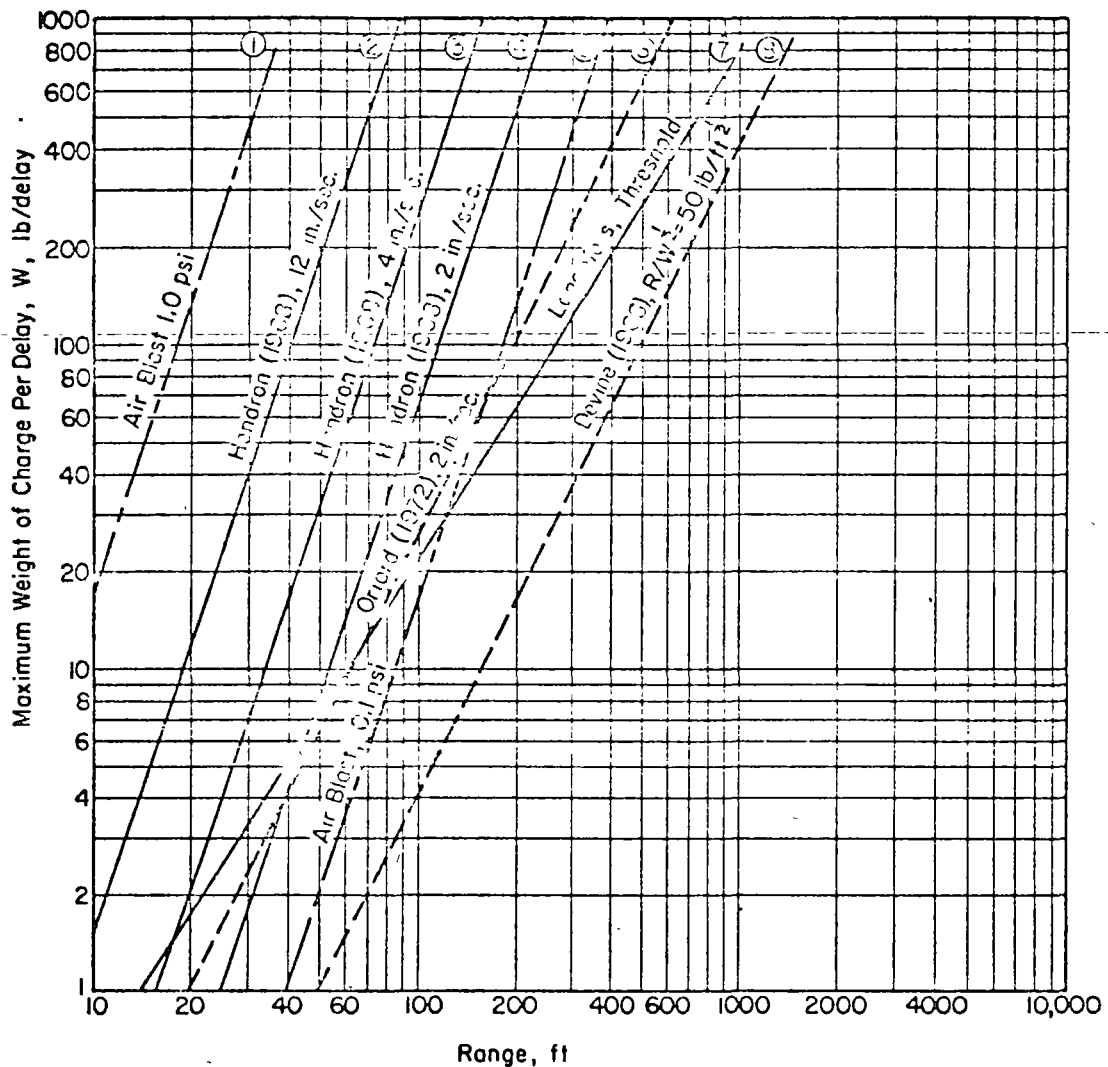


Fig. 3 Relation Between Charge per Delay and Range for Various Levels of Ground Vibration

use square root scaling. The decision should be influenced by the number of tests available and the scatter in the results.

It is also of interest to compare the 2 in./sec curves shown in Fig. 3 from Ambraseys and Hendron (1968) and Oriard (1971), with the relationship between charge weight and distance, given by Langefors and Kihlstrom (1963), which corresponds to the threshold of damage. The Langefors-Kihlstrom threshold relationship is given by line 7 in Fig. 3. Note that the Langefors-Kihlstrom threshold relationship falls very close to the Ambraseys-Hendron and Oriard curves for 2 in./sec (lines 4 and 6, Fig. 3) for ranges less than 80 ft. The Langefors-Kihlstrom threshold relationship is more conservative than the Ambraseys-Hendron and Oriard curves (lines 4 and 6, Fig. 3) for ranges exceeding 80 ft.

Devine (1966) has suggested that a scaled distance of $50 \text{ ft/lb}^{1/2}$ be a conservative criterion for determining allowable charge weights at various ranges to keep from exceeding damage thresholds, if seismographs are not used to monitor actual ground motions. This relationship is shown as curve 8 in Fig. 3. Although this relationship may be satisfactory for quarry blasting at ranges exceeding about 300 ft from adjacent structures, this relationship would be too restrictive to use in civil engineering construction where blasting may be from 25 to 100 ft from existing structures.

A relationship between the allowable charge per delay and distance for a maximum particle velocity of 4 in./sec, according to cube root scaling, is given by curve 3 in Fig. 3. This relationship has been used successfully near lined tunnels, reinforced concrete tie-back retaining walls, bridge abutments, bridge piers, reinforced concrete containment buildings for nuclear reactors, and engineered industrial buildings. Curve 2, Fig. 3, gives the allowable charge per delay for a particle velocity of 12 in./sec at various ranges from a downhole blast, according to cube root scaling. Much experience with blasting close to tunnels and other underground openings shows that many of these openings which are located in competent rock are capable of withstanding such vibration levels (Oriard, 1971). However, the writers recommend proceeding with caution due to the very large variations in strengths of rocks and the additional influences of the size of the opening and the wavelengths of the incoming seismic waves.

AIRBLAST EFFECTS

In typical downhole blasting operations, airwaves are not likely to endanger any structures. Occasionally, however, such a hazard may exist. Examples are operations where surface charges are detonated, where large quantities of primacord are exposed at the surface, where no stemming is used (such as tunnel or shafting rounds), or where demolition is above ground. Ordinary structures, such as single story homes, could have new plaster cracks formed with airblast overpressures on the order of 1 psi. Overpressures on the order of 1 psi would also most certainly break all windows. The data shown in Fig. 4 indicate that nearly all windows less than 60 sq ft in area, if properly mounted, are safe from breaking at airblast pressures less than about 0.1 psi. There have been observations in practice however, where occasional windows have been broken at pressure levels corresponding to about 0.1 psi where the windows have been poorly mounted.

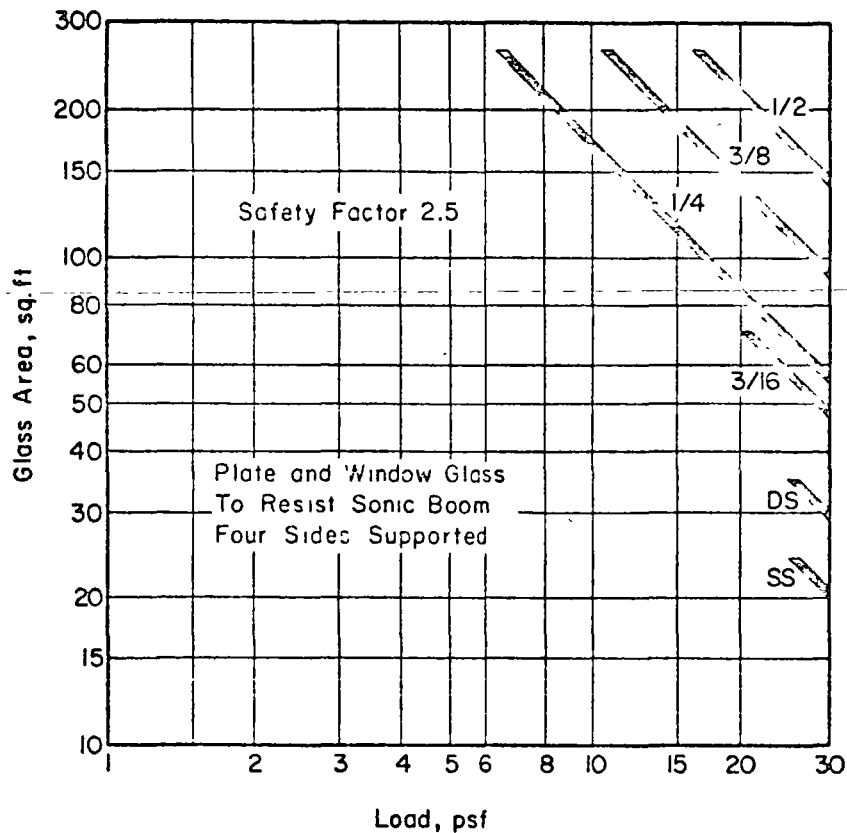


Fig. 4 Relation Between Window Area and Safe Sonic Boom Pressure for Various Glass Thickness (After PPG Industries, 1969)

In Fig. 5, relationships are given between peak overpressure in psi, and the scaled range in $\text{ft}/\text{lbs}^{1/3}$ for blasts at various depths of burial. The three shaded curves represent data from experiments with spherical charges in clay and in rock at scaled depths of burial of $1/2 \text{ ft}/\text{lbs}^{1/3}$ and $1 \text{ ft}/\text{lbs}^{1/3}$. Also shown on the same diagram are data from single delay quarry blasts and multiple delay quarry blasts. It should be noted that the data from the single delay and multiple delay quarry blasts fall quite closely to the data from the single spherical charges detonated at a scaled depth of $1 \text{ ft}/\text{lb}^{1/3}$, if the quarry blast data are scaled using the weight of charge in the group of holes which are shot on the same delay interval closest to the point where the airblast was measured. The solid line given in Fig. 5 is a suggested approximate relationship to determine the overpressure for the various scaled ranges from the group of holes with the maximum charge per delay. Note that an overpressure of 1 psi occurs at a scaled range of $4 \text{ ft}/\text{lbs}^{1/3}$ and an overpressure of 0.1 psi occurs at a scaled range of $40 \text{ ft}/\text{lbs}^{1/3}$. In Fig. 3, the relationship between the maximum charge per delay and the scaled range which yields an

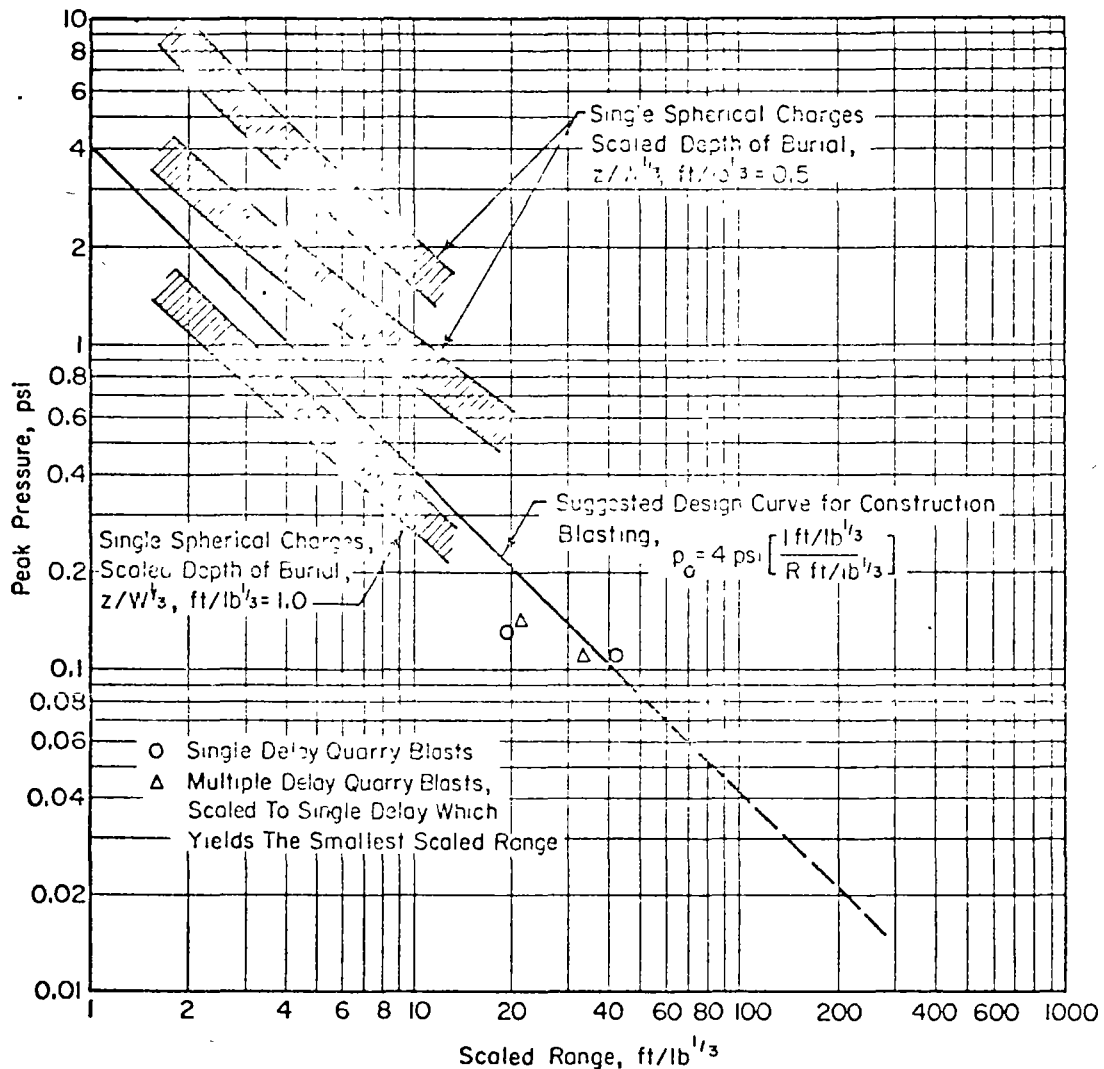


Fig. 5 Peak Overpressure Versus Scaled Range for Buried Explosions

airblast pressure of 1 psi is shown by line 1. The relationship between maximum charge per delay and the range which yields an airblast pressure of 0.1 psi is given by line 5. The relationship given by line 1 shows that an airblast pressure of 1 psi occurs at much closer ranges than the ground velocities which are likely to damage a structure. Thus, plaster cracking should never be caused by airblast for downhole blasting with electric caps and most probably would be caused by ground vibration. It does appear, however, that the relationship shown on line 5 (Fig. 3) for 0.1 psi, that airblast pressures of 0.1 psi can extend out as far as ranges corresponding to a ground velocity of 2 in./sec. Thus, occasional windows could be broken, if very poorly mounted, at ranges corresponding to a ground velocity of 2 in./sec.

HUMAN RESPONSE

A simple statement regarding the potential hazard of vibrations to structures does not begin to describe or satisfy the overall problem of blasting in a populated area. One of the chief difficulties is the sensitivity of people to sounds and vibrations and their lack of knowledge of the normal static nonvibratory physical forces which are involved in their daily lives. Consequently, one must devote at least as much time to the study of people as to the study of structures.

The response of humans to vibration has been studied by Reiher and Meister (1931). They studied the response of people to steady state vibrations. Crandell (1949) published curves on the level of human response to transient vibration. And more recently, Rathbone (1963) and Bollinger (1970) discussed the perceptibility of people to transient motion. A simplified summary of the response of people to steady state motion is given in Fig. 6a. The response of people to transient vibratory motion, without noise, is given in Fig. 6b. Note that people can notice transient motions as low as .06 in./sec, the motion becomes disturbing at 0.4 in./sec, and feels severe to people at 1.2 in./sec. In actual practice, however, all rules for predicting motion response fall apart when sound effects accompany the motion, and when the motion is of short duration. In some instances, the average person forms a judgment based largely on his psychoacoustic responses and is usually unaware of the important distinction between the characteristics of the motion alone and the sound effects that accompany that motion. One type of sound effect is produced by a blast which generates a very large noise at the source of the explosion. Such a blast is often regarded as severe and damaging, when damage did not occur, and when motion was not perceptible. To the average layman, the loud noise is sufficient to prove severity. Similarly, a blast may be accompanied by an inaudible airwave that has sufficient energy to cause loose windows and doors to rattle. The motion may be imperceptible, but the building occupant can be expected to judge the intensity of the blast by what he heard. Simply stated, he thinks the building was subjected to strong vibration because he heard the sound of vibrating parts of the structure.

In Fig. 6c, a simplified guideline is given for human response for blasting vibrations accompanied by sound effects for an observer who is slightly biased and is cognizant of the fact that blasting is going on in the area. For this combination, the blasting is noticeable at .02 in./sec, is often judged to be severe, and complaints are likely at particle velocity as low as 0.2 in./sec. It may be that in planning some blasting operations, these factors may govern rather than structural damage considerations.

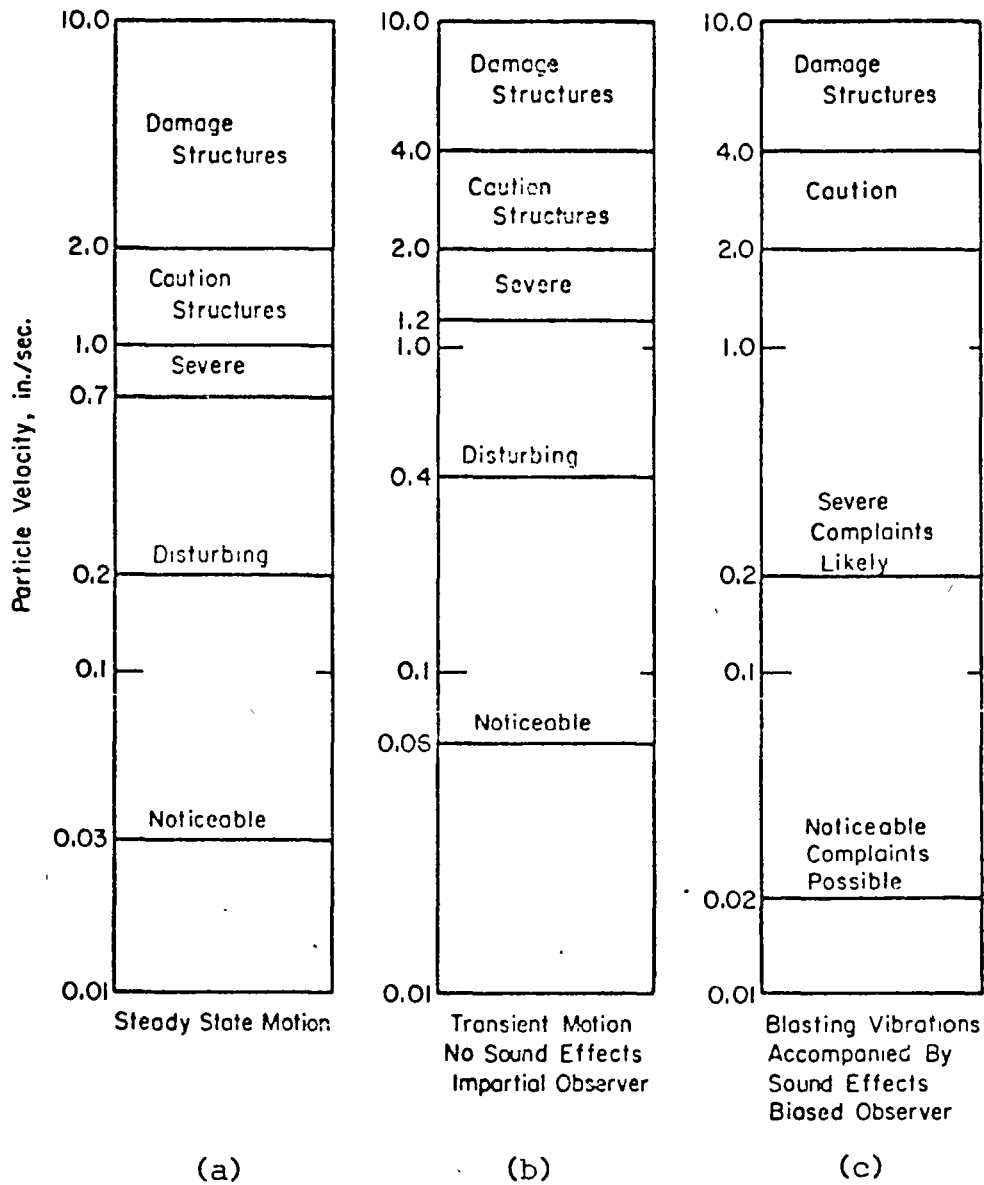


Fig. 6 Human Response to Vibrations

CONTROLLED PERIMETER BLASTING

General.

Line drilling, cushion blasting and presplitting are controlled blasting techniques for producing smooth walls on the perimeter of surface excavations in rock. Smoothwall blasting is a procedure used to produce smooth perimeters in tunnel excavations. A general description of the methods and guidelines for practical application of these methods are given below.

Line Drilling

Line drilling consists of a single row of closely spaced, unloaded, small diameter holes along the perimeter of the excavation as shown in Fig. 7. The line of line drill holes provides a plane

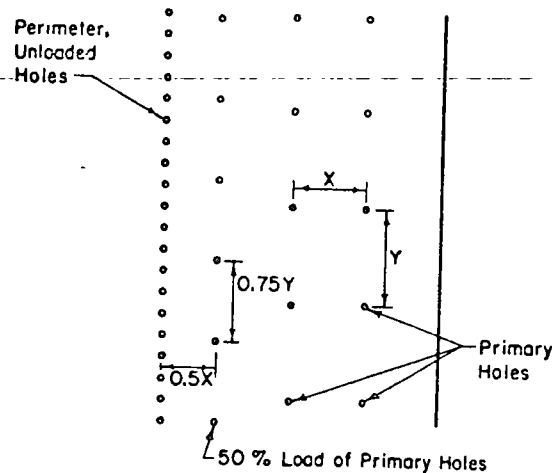


Fig. 7 Typical Hole Pattern for Line Drilling
(After DuPont Blasters Handbook, 1966)

of weakness to which the production blast can break. Line drill holes should be about 2 to 3 in. in diameter and the spacing between holes should be 2 - 4 times the hole diameter. The distance between the line drill holes and the adjacent row of holes is usually 50 - 75 percent of the normal burden. The spacing of holes in the row adjacent to the perimeter is also commonly reduced to 50 - 75 percent of the normal spacing; and, the loading of holes in this row is to about 50 percent of the loading used in the primary holes. One of the most important factors affecting the results on a job where the line drilling technique is used is the drill hole alignment. Holes should not deviate out of a vertical plane more than 6 in. Drilling accuracy usually is the main factor which controls the maximum depth to which one set of line drilled holes should be drilled.

Cushion Blasting

Cushion blasting involves the use of a single row of holes along the perimeter of the excavation. Cushion blast holes are loaded with light, distributed charges which are stemmed and fired after the primary excavation is removed. The holes are fired with minimum delay between holes such that the detonation tends to shear the rock between holes and give a smooth wall. After the primary cut

is removed, a minimum burden should be left in front of the final excavation line as shown in Fig. 8. The burden will vary with the

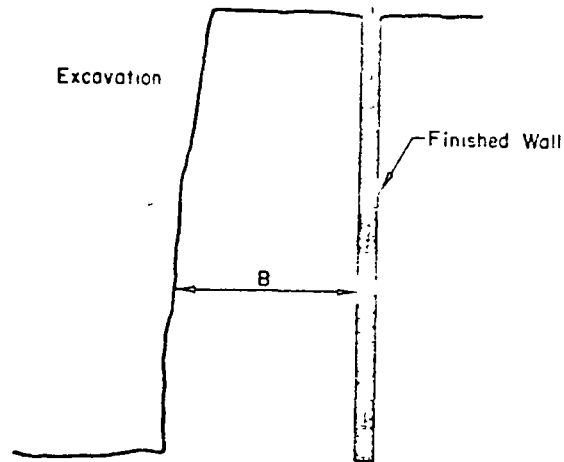


Fig. 8 Typical Layout for Cushion Blasting (After DuPont Blasters Handbook, 1966)

hole diameter being used. Table I gives guidelines for drill hole spacing and loadings for various drill hole diameters. Note that the spacing between holes should always be less than the burden.

TABLE I

(After DuPont Blasters Handbook, 1966)

Hole Diameter, in.	Spacing, ft	Burden, ft	Hole Loading, lb/ft
2 - 2½	3	4	0.08 - 0.25
3 - 3½	4	5	0.13 - 0.50
4 - 4½	5	6	0.25 - 0.75

The loadings given in Table I may be obtained by string loading dynamite cartridges down primacord downlines as shown in Fig. 8. Two to three times the loading used in the upper part of the hole should be used at the bottom of the hole to insure shearing at the bottom of the hole. Sand or pea gravel is commonly used to stem

the hole. The top 2 or 3 feet of the hole should be completely stemmed and not loaded. Primacord trunklines are normally used to get a minimum delay between holes; but, if noise and ground vibrations must be controlled, MS delays can be used.

Presplitting

Presplitting consists of a single row of holes, 2 to 4 in. in diameter, drilled along the perimeter of the excavation. In most cases, all the holes are loaded. Presplitting is different than line drilling and cushion blasting because the holes are fired before the adjacent primary excavation is blasted, as shown in Fig. 9. In pre-

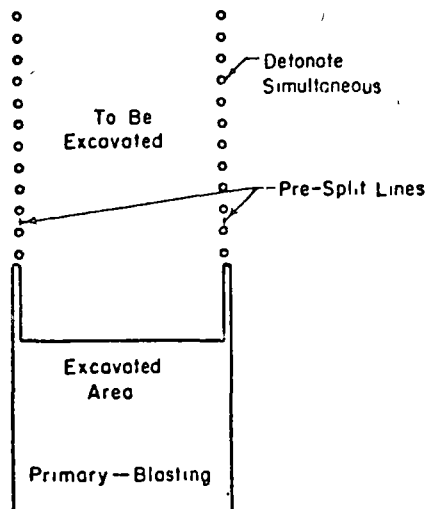


Fig. 9 Typical Layout for Presplit Holes (After DuPont Blasters Handbook, 1966)

splitting, the row of holes is shot simultaneously and the web between holes is subjected to tensile stresses which cause cracking along the line of presplit holes on the perimeter of the excavation. This presplit surface is the smooth surface desired for the final excavation if the proper hole loadings and hole spacings are used.

Presplit holes are string loaded, similar to cushion blasting holes, to obtain the average loadings shown in Table II. The holes are usually fired simultaneously with a "Primacord" trunkline; but, if noise or ground vibrations are a consideration, sections of the presplit line can be fired with MS delays. The average spacings of presplit holes as a function of drill hole diameter are given in Table II. All presplit holes should be completely stemmed as in cushion blasting and should be loaded to about twice the average loading in the bottom few feet of the hole to insure shearing at the bottom of the hole.

TABLE II

Typical Loads and Spacings for Presplitting
(After DuPont Blasters Handbook, 1966)

Hole Diameter, in.	Spacing, ft	Explosive Charge, lb/ft
2 - 2½	1½ - 2	0.08 - 0.25
3 - 3½	1½ - 3	0.13 - 0.50
4	2 - 4	0.25 - 0.75

The depth that can be presplit at one time is primarily dependent on drilling accuracy. Depths of 20-40 ft are commonly used for drill hole sizes ranging from 2 - 4 in. The authors have found that 3-in. diameter holes on a 2-ft spacing loaded at about 0.25 lb/ft give good results for fairly average rock conditions.

Smooth-Wall Blasting

Smooth-wall blasting is used in tunnels to obtain a smooth perimeter. The technique is very similar to cushion blasting in that holes are drilled at a fairly close spacing around the perimeter; these holes are lightly loaded and shot simultaneously to remove the final burden in the tunnel round. A typical tunnel round, designed to produce smooth walls is shown in Fig. 10. In Fig. 10, the number by each drill hole denotes the number of the standard tunnel delay interval on which the hole is to be fired. If the letters MS are placed before the number, the hole is to be fired on that particular delay interval using Millisecond Delays. For the round shown in Fig. 10, the perimeter holes are shot simultaneously on the number 8 standard tunnel delay. The tunnel round should be designed such that the perimeter holes are fired on the lowest number delay possible. In general, the scatter in firing times increases as the delay number increases for electric caps; thus, the perimeter holes will be fired more nearly simultaneously if the delay used in the perimeter holes is as small as possible. One method of designing a tunnel round to reduce the delay number used on the perimeter holes is to use millisecond delays in the cut portion of the tunnel round. Note in Fig. 10 that the first 10 millisecond delay intervals were used to detonate the twelve holes used in the double spiral cut, Langefors and Kihlotröm (1963).

For smooth wall blasting, the spacing of the perimeter holes should be about 15 times the drill hole diameter and the perimeter

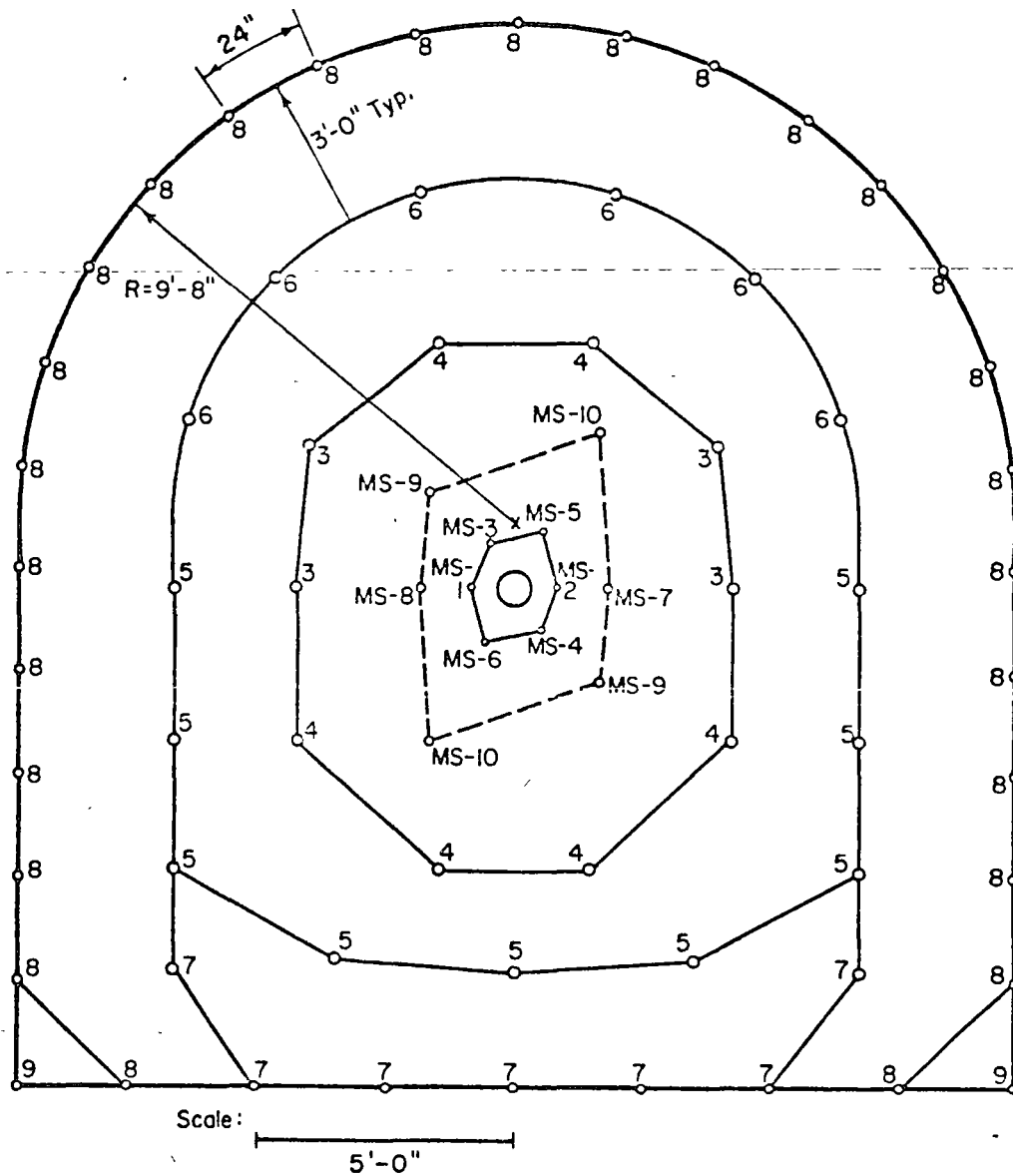


Fig. 10 Typical Smooth Wall Tunnel Round (After Deere, 1972)

holes should be loaded with light, distributed charges ranging from $1/8$ to $1/4$ lb per ft of hole. Small diameter cartridges are commercially available which will give these loadings. The burden on the perimeter holes at the time of firing should always be greater than the spacing of the perimeter holes. A burden of 1.5 times the spacing of the perimeter holes is commonly used but may have to be altered slightly for various rock conditions. For the round shown in Fig. 10, a hole spacing of 2 ft was used on the perimeter holes and a burden of 3 ft was employed.

BLASTING SPECIFICATIONS

General

Blasting specifications for a civil engineering project are usually written in two parts. The first part of the specification covers the general blasting procedures; and, a second part entitled specific requirements usually covers such special topics as the controlled blasting techniques discussed in this paper. The items which should be included in these two parts of the blasting specifications are discussed below.

Specifications on General Blasting Procedures

The specifications on general blasting procedure usually include those items which apply to all blasting operations. For example, in this section it is usually required that the contractor provide the services of at least one person qualified in the use of explosives for designing each blast and directing the execution of the blast. The qualifications of such persons are commonly required to be transmitted to the engineer for approval. If for one reason or another, the blasting operations affects other aspects of a construction job, there should also be a requirement in these general specifications that the contractor must notify the engineer within some stated minimum time before blasting is to commence. This notification will permit the rescheduling of other operations and enable the engineer to control the use of such items as two-way radios which may be hazardous in the vicinity of electric blasting caps.

It is also common to specify in the general blasting specifications that the contractor submit the design of a blast to the engineer for approval before drilling and loading is begun. Such a plan should include the following information:

1. Number, location, diameter, and depth of drill holes shown on a plan drawn to scale;
2. Type and grade of explosive, size of cartridge and weight of explosive in each hole;
3. Total amount of explosives in the blast and maximum pounds of explosive per delay interval;
4. Delay arrangement scheme showing delay interval proposed for each hole. Type and brand of delays should also be shown;
5. Character and source of firing current, size and length of lead lines, current requirement, and the combined resistance of the complete blasting circuit.

In each specification, it should be stated specifically what "approval" of the blasting plan by the engineer implies. Although the engineer may be extremely interested in inspecting the blasting plans regarding the adequacy of a round for obtaining a smooth perimeter, he may not be concerned about the design of a production blast to obtain adequate breakage so that the excavated rock can be handled by the type of equipment the contractor has on the job. Thus, as an example, a statement can be added to the specification stating that "approval of the blast design and plan by the engineer shall not relieve the contractor of his responsibility for the accuracy or adequacy of the plan for obtaining adequate breakage." Other examples may also be cited but the significant point is that the specifications should clearly state the division of responsibility between the engineer and the contractor if the blasting plan is "approved."

Safety precautions should also be covered in the general specifications. The contractor is usually made completely responsible for safety in this portion of the specifications. All items regarding the safe handling, storage, and firing of explosives which are required in addition to the applicable federal, state, and municipal statutes should be covered. Such items may include the restriction of two-way radios, special precautions if stray currents have been detected on the site, procedures for clearing a danger area before blasting, and provisions for special inspection of equipment required if certain free-running blasting agents are used in place of cartridge explosives, and many other items too numerous to mention. One of the most important items to include in this section is the requirement of blasting mats if structures and people will be close enough such that fly rock is a problem.

Specific Blasting Specifications

Specific requirements, which are necessary for achieving the desired results, and which affect the contractor's costs, should be clearly stated in this section of the specifications. Specifications for vibration control, line drilling, presplitting, cushion blasting, and smooth wall blasting should be covered in this section of the specification. In addition, in many civil engineering jobs, limits may also be placed on some aspects of the production blasting. For example, if the engineer may wish to specify "small hole" blasting, there should be a statement in this section of the specification requiring that the blast holes be less than a certain diameter; that maximum diameter may be about 4 to 5 in. If a maximum diameter is not stated, the contractor may bid the job on the basis of large blast holes on large spacings and restriction to smaller holes at a later date could possibly cause a contractual dispute. Such items as the maximum depth of lift and the maximum depth of subdrilling permitted should also be treated in this portion of the specification.

It has been the experience of the authors that the best way to cover vibration limitations is to specify the allowable vibration limit, *not the quantity of explosive*, and to specify the locations at which vibrations will be monitored, and the methods of monitoring. Specifying explosive quantities is not desirable. If the engineer is too liberal, he may actually exceed the vibration limits and get damage. On the other hand, if the engineer is too conservative, large sums of money may be wasted because his quantity limits are unnecessarily low. It is more desirable to let the contractor and his consultants demonstrate a little ingenuity. They may know of techniques for accomplishing the work more efficiently than the engineer anticipated and still stay within the limit the engineer *really* wants, namely a vibration limit (usually in terms of a maximum particle velocity). When vibration limits are given in the specifications which are not to be exceeded at various locations of structures around the perimeter of the job, the owner should also make available in the bid documents any vibration data from test blasts in the immediate area. This will enable the contractor and his consultants to make the best prebid estimate of the procedures which they will use. If prebid test blasts are not available, then the specifications should provide for the job to be started with four or five test blasts for which the contractor should be paid. This will allow him to approach the vibration limits gradually and will enable him to adjust his production patterns on the basis of vibration data obtained on the site. Usually the engineer will provide the equipment and personnel to monitor the initial locations. But, on some jobs, it may be desirable for the contractor to make the vibration measurements. If this is the case, the specifications must specify the type of equipment, frequency response, etc., which will be satisfactory for accurately measuring the ground vibrations expected.

For the controlled perimeter blasting methods of line drilling, presplitting, and cushion blasting, the specifications should cover the following items:

1. The diameter, depth, and spacing of the perimeter holes should be specified for all three types of controlled blasting (line drilling, cushion blasting, and presplitting). This enables the contractor to estimate drilling costs;
2. An approximate range should be given of the charge per foot of hole for the presplit and cushion blast perimeter holes. For line drilling, it should be stated that the perimeter holes are unloaded;
3. Stemming materials should be specified for the presplit and cushion blast holes;

4. Hole alignment tolerances should be given for the perimeter holes for all three methods of controlled blasting (holes should not deviate more than 6 in. out of plane);
5. Simultaneous firing of the perimeter holes should be specified for cushion blasting and presplitting, unless simultaneous firing produces too much ground vibration. If ground vibrations control, then the perimeter holes should be shot with MS delays;
6. The approximate range of burden values should be suggested for cushion blasting;
7. The spacing and loading of the two ^{rows} of holes adjacent to the perimeter holes should be suggested for line drilling.

For smooth wall blasting in tunnels, the following items should be included in the specifications:

1. The diameter and spacing of the perimeter holes should be specified;
2. The approximate burden on the perimeter holes should be suggested (1.1 to 1.5 times the spacing of the perimeter holes);
3. It should be required that all the perimeter holes, except the lifters, be fired on the last delay period used in the round;
4. The approximate loading in the perimeter holes should be suggested in the specifications.

CONCLUSIONS

In this paper, the technical aspects of controlling construction blasting to prevent damage to adjacent structures from ground vibrations and air blast has been discussed. Controlled blasting techniques available for producing smooth perimeters on both surface and tunnel excavations have also been reviewed. In addition, the items which should be covered in a good blasting specification have been set forth. The authors feel that one of the most significant things that the reader should have learned from this paper is that most of our knowledge about controlled blasting is empirical. Enough experience has been accumulated, however, such that we are technically capable of achieving good controlled blasting for almost all situations where controlled blasting is required. In most situations where experience with controlled blasting has been poor, it can usually be traced to vague specifications which did not state either the result to be achieved or the detailed method to ac-

comply with the desired result. The objective of this paper was to give some of the detail which must be considered before a good specification can be written. It should be obvious that the specification writer must have at his disposal a knowledge of many of the "nuts and bolts" details of blasting to permit the writing of an acceptable specification.

REFERENCES

1. Ambraseys, N. R. and A. J. Hendron, Jr. (1968), "Dynamic Behavior of Rock Masses," *Rock Mechanics in Engineering Practice*, Ed. by K. G. Stagg and O. C. Zienkiewica, John Wiley and Sons, London, pp. 203-27.
2. *Blasters Handbook* (1966), E. I. duPont de Nemours and Company, Inc., Wilmington, Delaware.
3. Bollinger, G. A. (1970), "Blast Vibration Analysis," Manuscript to Sprengnether Instrument Company.
4. Crandell, F. J. (1949), "Ground Vibration Due to Blasting and Its Effect Upon Structures," *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Vol. 36, No. 2.
5. Deere, D. U. (1972), Personal Communication.
6. Devine, J. R. (1966), "Avoiding Damage to Residences from Blasting Vibrations," *Highway Research Record No. 135*, Highway Research Board, National Research Council, National Academy of Sciences.
7. Devine, J. F. and Duvall, W. I. (1963), "Effect of Charge Weight on Vibration Levels for Millisecond Delayed Quarry Blasts," *Earthquake Notes*, Seismol. Soc. of Am.--Eastern Section, Vol. 34, No. 2, p. 17.
8. Dowding, C. H. (1971), "Response of Buildings to Ground Vibrations Resulting from Construction Blasting," Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, Illinois.
9. Duvall, W. I. and Fogelson, D. E. (1962), "Review of Criteria for Estimating Damage to Residences from Blasting Vibrations," *Report of Investigations 5968*, Bureau of Mines Report, 19 pp.
10. Edwards, A. T. and Northwood, T. D. (1960), "Experimental Studies of the Effects of Blasting on Structures," *The Engineer*, Vol. 210, Sept. 30.
11. Langefors, U., Kihlstrom, B. and Westenberg, H. (1958), "Ground Vibrations in Blasting," *Water Power*, Feb., pp. 335-8, 390-5, 421-4.

12. Langefors, U. and Kihlstrom, B. (1963), *The Modern Technique of Rock Blasting*, John Wiley and Sons, Inc., New York, and Almqvist & Wiksell, Stockholm, 405 pp.
13. Oriard, L. L. (1971), "Blasting Operations in the Urban Environment," *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, Winter.
14. Oriard, L. L. (1971), "Blasting Effects and Their Control in Open Pit Mining," Symposium and Specialty Seminar on Stability in Open Pit Mines, University of British Columbia, November.
15. PPG Industries (1969), "Glass Product Recommendations, Structural," *PPG Industries Technical Service Report No. 101*, Pittsburgh, Pa.
16. Rathbone, T. C. (1963), "Human Sensitivity to Product Vibration," *Product Engineering*.
17. Reiher, H. and Meister, F. J. (1931), "Die Empfindlichkeit des Menschen gegen Erschutterungen (Human Sensitivity to Vibration)," *Forsch. Gebiete Ingenieurw*, Vol. 2, No. 11, pp. 361-6.
18. Thoenen, S. R. and Windes, S. L. (1942), "Seismic Effects of Quarry Blasting," *Bulletin 442*, Bureau of Mines, 83 pp.

VOLADURA DE ROCAS

BLASTING EFFECTS AND THEIR CONTROL IN
OPEN PIT MINING

DR. LEWIS L. ORIARD

JULIO DE 1976.

BLASTING EFFECTS AND THEIR CONTROL
IN OPEN PIT MINING

By

L. L. Oriard

Prepared for Presentation at

Symposium and Specialty Seminars
on Stability in Open Pit Mining
University of British Columbia
November 1-5, 1971

WOODWARD-LUNDGREN & ASSOCIATES
Consulting Engineers and Geologists
Oakland, California

TABLE OF CONTENTS

	<u>Page</u>
INTRODUCTION	1
THE ROCK BREAKAGE ZONE	3
The Breakage Mechanism	3
Cratering Geometry	10
Micro-Fractures	10
CONTROL OF ROCK BREAKAGE	12
Individual Needs	14
Perimeter Blasting Techniques	15
THE ELASTIC ZONE - GROUND VIBRATIONS	21
Factors Affecting Vibration Intensity	21
VIBRATION DAMAGE POTENTIAL	28
CRITERIA PARAMETERS	30
SCALE OF EFFECTS	33
EVALUATING THE ROCK MASS	35
CONTROLLING THE VIBRATIONS	36
CASE HISTORIES OF VIBRATION EFFECTS ON ROCK	38
Dworshak Dam, Idaho	38
Manapouri Project, New Zealand	38
The San Fernando Earthquake	39
Ord River Project, Australia	42
CASE HISTORIES OF VIBRATION CONTROL	46
Western Washington College, Bellingham, Washington	46
Quarry Operation, Western United States	46
The Berkeley Pit, Butte, Montana	49
MONITORING ROCK MOVEMENT AND BLASTING	51
REFERENCES	55

BLASTING EFFECTS AND THEIR CONTROL
IN OPEN PIT MINING

INTRODUCTION

In order to make effective plans for the control of blasting effects, it is necessary to understand a few basic principles relating to the behavior of explosives. For the purposes of discussing this behavior, it is convenient to divide blasting effects into two zones. The first zone is the non-elastic zone in close proximity to the explosives charge where rupturing of the rock occurs. For this zone, our discussion will be oriented towards the factors which affect the rock breakage, and the means of controlling the limits of this breakage. The second zone is that zone more remote from the charge location where elastic vibrations are transmitted through the surrounding medium. In this zone, we are interested in the factors affecting vibration intensity, and the means of controlling the intensity so that no damage is done to structures, utilities or excavated slopes.

It has been easier to gather data in the elastic zone, because the stress levels are lower and time durations are longer. The instrumentation for obtaining data in this zone can be less rugged and less sophisticated. Consequently, more information of an empirical nature has been gathered.

In the non-elastic zone, there has been more dependence on theory, fewer measurements and more questioning of the validity of the measurements. In spite of these questions, there has been an encouraging advancement in knowledge in recent years, both theoretical and empirical, of the effects that take place close to the source of an explosion.

When discussing the problems encountered in rock excavation, we

can simplify the terminology by referring to the physical phenomena encountered in the non-elastic zone as a problem in "overbreak". The phenomena in the elastic zone could be called "vibration effects". Although there is some interdependence between the two, it is possible to control the rock breakage to neat surfaces and still have very high vibration levels. Similarly, it is possible to control the vibrations to moderate levels and still have a great deal of overbreak.

THE ROCK BREAKAGE ZONE

First, let us discuss the effects in that zone close to the blast source that we might call the non-elastic zone. This is the zone of cratering, breakage, rupturing and fracturing. These effects will vary with the site conditions, and a meaningful, specific analysis could only be applied to a specific site. However, some general discussion is needed as a background to understanding the methods of controlling these effects.

The Breakage Mechanism

The mechanism by which blasting causes rock breakage to occur has been the subject of much conjecture and controversy over the years, partly because of the difficulty in making tests and observations at the high stress levels and short time durations involved. However, controlled laboratory experiments and field experience have pretty well established that both compressive and tensile failures occur in rock from blasting.⁽¹⁾

When an explosive charge is detonated, the material surrounding the charge is subjected to a nearly-instantaneous, very high pressure (of the order of 1×10^6 psi) as the shock front enters the medium at the velocity of detonation of the explosive. If the charge is coupled to "average" rock, this pressure will pulverize the surrounding rock for a distance of the order of 1 to 2 charge radii in hard rock, and to a greater distance in softer rock. As the pressure wave passes into the rock, high tangential stresses cause radial cracks to appear, and the nearly discontinuous stress zones generated by the shock front may cause tangential cracks to appear. The extent of these cracks depends on the energy available in the explosive and the strength properties of the rock. The discontinuous shock front is quickly dissipated, but the expanding gases generate a longer-acting pressure. A compressive

pulse travels to the nearest free face or internal rock boundary where it is reflected in tension.^{(2) (3)} The tensile strengths of most rocks are roughly 1/10 of their compressive strengths, so the rock may now fail in tension whereas it was able to support the compressive phase without failure. The tensile failure typically produces a failure described as tensile slabbing or scabbing.

Field conditions are normally more complex than those established for laboratory experiment, and it is rare that a single physical effect could explain the results seen in the field, unless we select the site for its unique properties. For example, a small contained charge in clay will demonstrate a compressive failure by developing a cavity with no visual evidence of surface reflection. Conversely, a small charge in massive, brittle rock can be positioned to demonstrate tensile slabbing at the surface, with very little damage in compression. Nevertheless, it is this writer's opinion that a typical construction blast in "average" rock produces complex effects involving several different mechanisms operating together. These include (1) the classical case of tensile parallel slabbing when the pressure pulse is reflected at a free surface, (2) conical failure under quasi-static compressive loading (the shape is normally irregular due to discontinuities in the rock, (3) radial cracking under the action of tangential stresses at the periphery of the expanding pressure pulse, (4) peripheral cracking at the discontinuous shock front (quickly dissipated), and (5) additional mass shifting due to the venting of the explosive gases. The first three items have received much attention in the laboratory and the literature. Unfortunately, some readers have thought these to be the only mechanisms involved and have completely overlooked the very prominent role played by the gases which are vented in actual field conditions. Consequently, this writer would like to emphasize the

importance of evaluating the gas venting problem and means of controlling it, as well as the other effects.

Limits of Rock Breakage

It is useful to have some general concepts of the relative dimensions over which some of the effects of blasting can be expected to extend. This may help to avoid the unnecessary expenditure of time and money in trying to reduce some particular effect which is not really the primary culprit, but is only playing a secondary role.

Most of the breakage and disturbance of rock within the critical radius, including the dimension of the critical radius itself, is proportional to the cube root of the explosive charge weight. This means that we would have to increase the charge weight by a factor of about 8.0 if we wished to double the radius of the crater or the zone of non-elastic effects.

A number of empirical expressions have been developed for cratering effects, modified according to site conditions. For surface bursts, these generally are of the form

$$R_c = K_1 W^{1/3}$$

where K_1 is a rock constant.

The depth of the crater varies approximately as the fourth root of the charge weight. If we then combine both depth and radius effects for a buried charge, we obtain an expression for radius of rupture of the form

$$\frac{R_r}{W^{1/3}} = K_2 \left(\frac{D}{W^{1/3}} \right)^{1/4}$$

Typical values for K_2 vary from 2.5 to 3.2.

As an example, a charge of 1000 pounds buried at an average depth of 30 feet would have a radius of rupture of about 30 feet. Although other variables also affect the results, this can serve as a first approximation to estimate the order of magnitude involved. It goes without saying that the geometry of discontinuities in the rock mass has a considerable bearing on the size and shape of a crater produced in that rock.

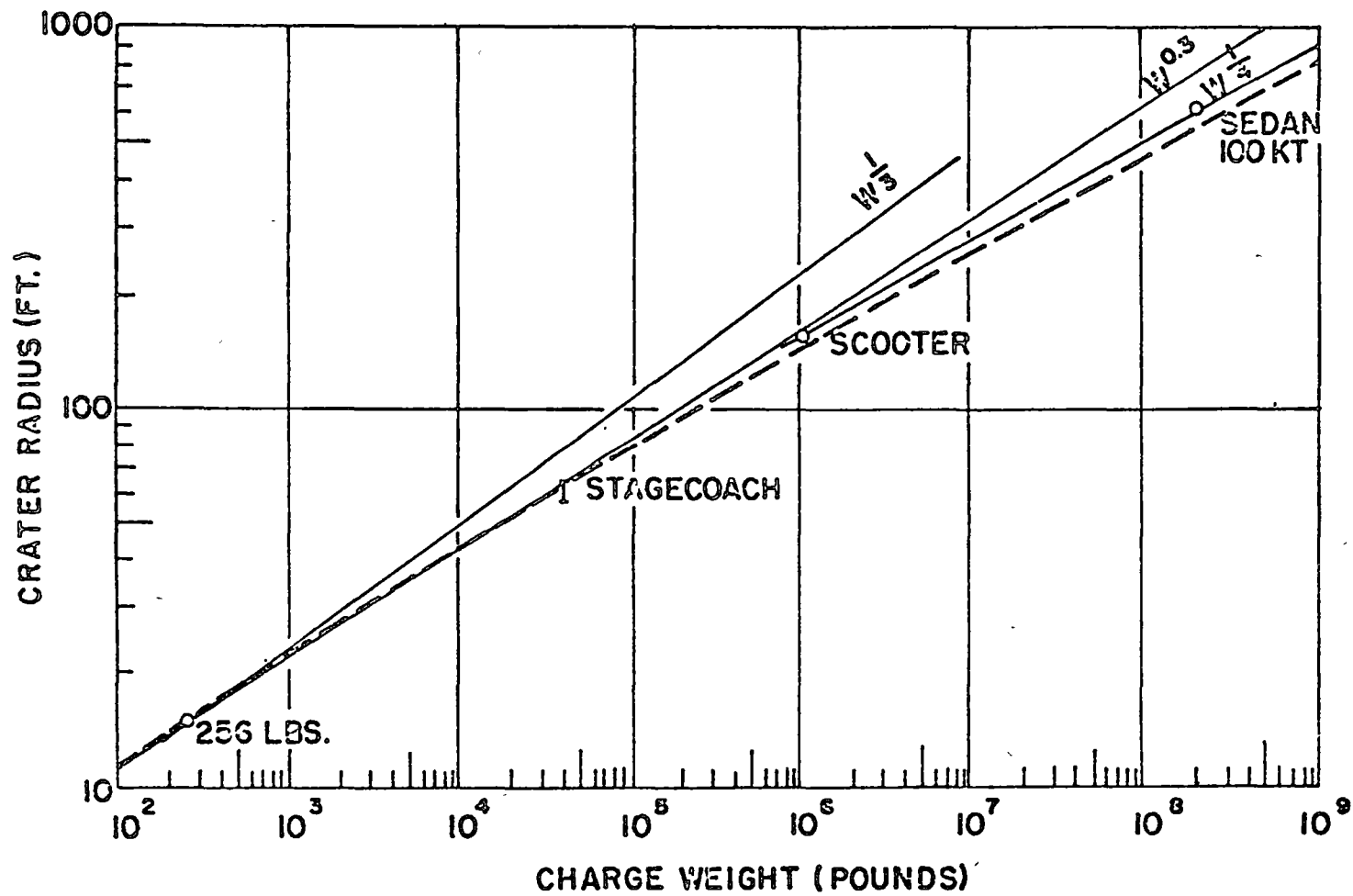
Vortman⁽⁴⁾ presents data in the following figure to show crater radius as a function of charge weight for charges varying from 265 lbs. to 100 kilotons. The SCOOTER event, at 1,000,000 pounds buried at a depth of 125 ft. produced a crater with a radius of about 154 ft.

If we review the data from contained blasts at unstable sites, we find a considerable difference in distance to the limit of ground fracturing compared to crater radii from blasts that were not fully contained. One of the most notable of the studies relating to ground fracture was the BENHAM event at the Nevada Test Site. The fractures were noted along previously mapped faults as far away as 5.6 kilometers. This was beyond the average distance of fractures noted at this rather unstable site, where an empirical relation had been observed to fit the expression

$$D = 1000 W^{1/3}$$

where W is the yield in kilotons.

Although the expression was developed only for fully contained nuclear devices at this one unstable site, it might be an interesting academic exercise to apply it to chemical explosions. For example, this approach would suggest that a 1,000,000 pound blast might cause ground to fracture up to 800 feet away, and



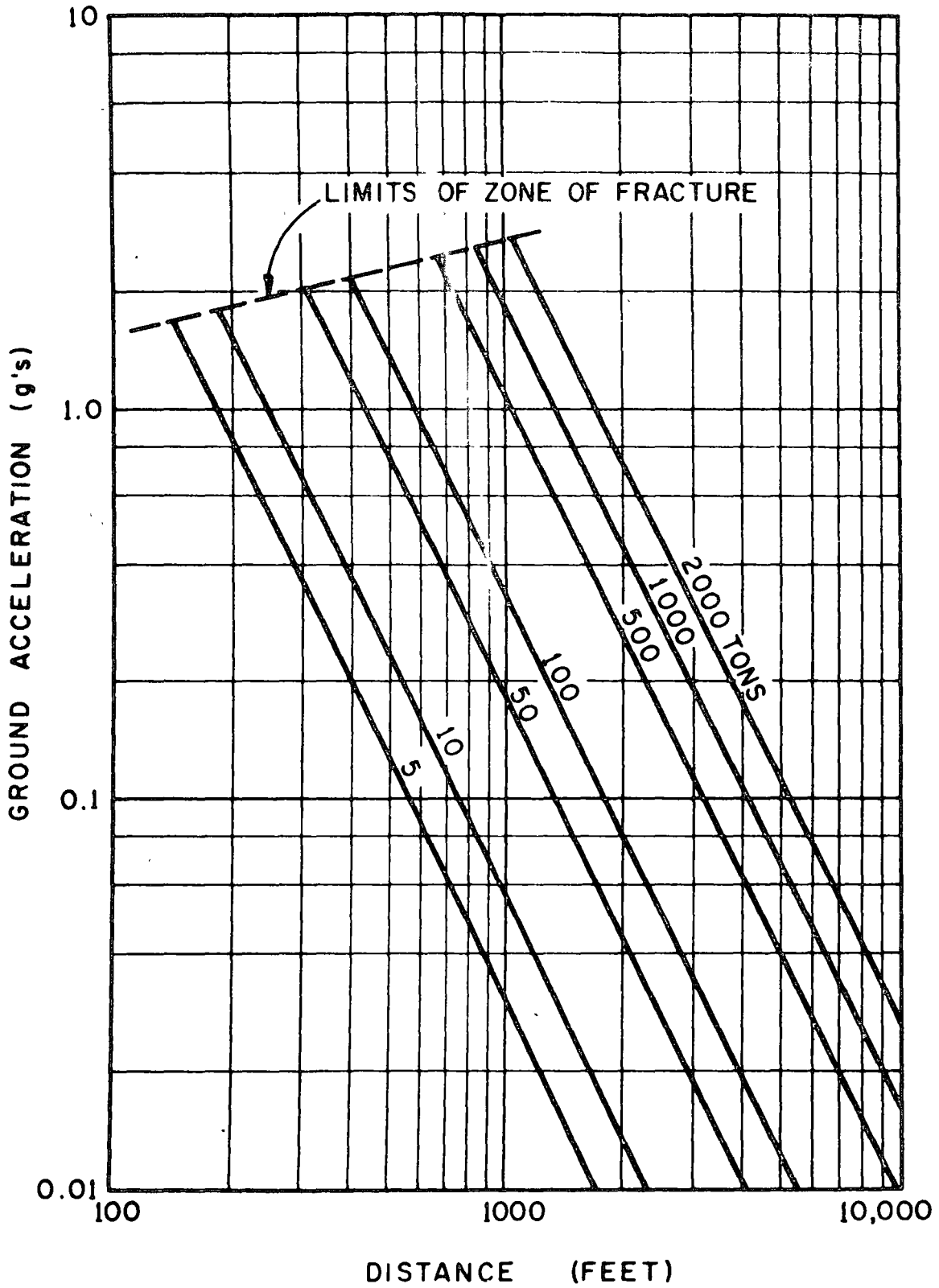
CRATER RADIUS VERSUS CHARGE WEIGHT
(after Vortman)

a 1,000 pound blast cause fractures up to 80 feet at an unstable site if the shots were fully contained.

We might conduct a similar exercise for HE data gathered by the U. S. Coast & Geodetic Survey, as in the accompanying figure. These data suggest that contained HE shots of 1,000,000 pounds might fracture the ground to a distance of about 650 feet. If we extrapolate the data to smaller shots, a contained HE shot of 1,000 pounds might fracture the ground to a distance of 65 feet.

These estimates are far too conservative for the free-face blasting that typically takes place in quarries and open pit mines. It seems clear that the degree of containment is an important consideration. In some instances of free-face blasting in competent rock, it has been possible to find the casts of large hole drills still remaining in the rock after a blast. In studying many of the ruptures from construction blasting, this writer has come to the conclusion that the venting of explosive gases is often the mechanism behind the failure. Many instances have been observed where substantial shifting has occurred at distances where the stress level would be too small to account for the displacement and at a time when the expanding pressure pulse would long since have passed. This effect is added to that rupturing which occurs by compressive failure under the action of the pressure pulse, and the tensile slabbing which occurs when the pulse is reflected.

Whereas cratering effects are usually of a fairly consistent geometrical form, at least roughly concentric in outline for single-charge shots, venting ruptures are often linear and may extend for some distance beyond crater limits. The venting effect is often a combination of shear, tensile and compressive stresses as a relatively large, and possibly intact, mass of rock is



GROUND RESPONSE FOR LARGE BLASTS (U S C G S)

permanently displaced or shifted. The avenues of gas venting are openings and weak planes in the rock mass. When the openings or weak planes are continuous for great distances, it is surprising what large masses of rock may be moved at low unit gas pressure.

Cratering Geometry

Unplanned rock breakage, and consequent damage or loss, sometimes occurs because of a failure to fully appreciate the complete three-dimensional geometry of the rock mass, its bounding faces, and the charge geometry at the time the detonation sequence has progressed to the point in question. For example, a series of decked charges in a vertical hole behind a vertical face have the same relationship to the face as a series of charges in a row crater has to the horizontal ground surface. Gravity has little influence on the initial rock breakage, but determines in part what happens to the rock after it has been broken. In some delicate engineering excavations it is necessary to prevent vertical "swelling" of rock because of limited space. Then, the sequence of breakage and direction of movement of the rock become as important as its breakage. The point the writer wishes to make is that typical construction blasting is not crater blasting, but some of the principles can still be used if we recognize the similarity in geometry.

Micro-Fractures

In addition to the breakage that is visually observable, fractures below the macroscopic range extend for some distance into the rock mass beyond the measurable crater. These cause a permanent change in the elastic properties of the rock mass and, consequently, would have an effect on the strength and stability of the mass.

The mathematical expressions for cratering would still apply

to this situation, but the constants would change in accord with our ability to measure the dimensions of the fractures.

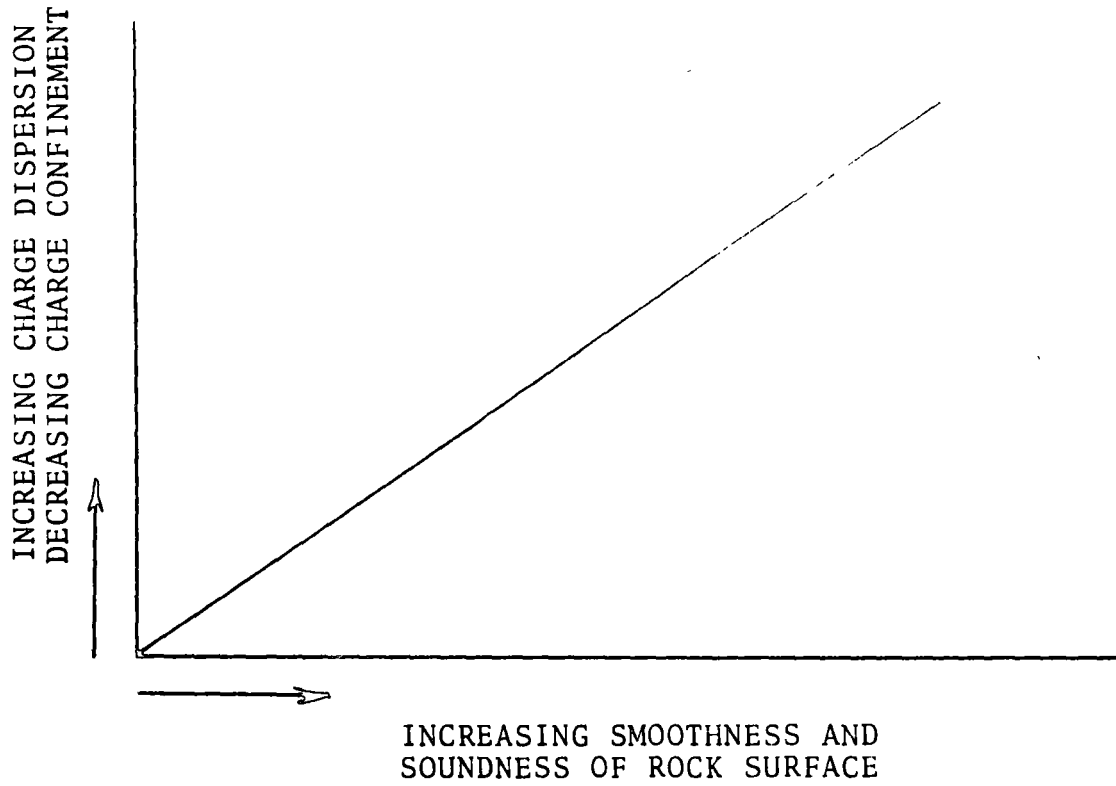
The use of finely scaled seismic refraction tests has shown that these fractures may extend to a distance of several inches to several feet for cautious structural blasting, and we can speculate that they may extend for distances up to several tens of feet for large confined blasts. Seismic refraction tests are useful for evaluating these fractures.

CONTROL OF ROCK BREAKAGE

In the case of rock breakage control, it is especially important to develop an understanding of the concepts of concentration of the explosives and the degree of containment or confinement of the charges. This means working with charge size, spatial distribution of the charges, and confinement. For the purposes of this discussion, we will assume that the explosives properties remain constant. This would be typical of field conditions in large-scale blasting operations where it is likely that ANFO would be used throughout the work.

At first glance, the concept of charge size may seem free of ambiguity, but that is not at all the case if we consider the question of the spatial distribution of the charge. Clearly, we will not produce the same shape of rock excavation with a spherical charge of 1,000 pounds as with a charge of 1,000 pounds in the shape of a long cylinder only three inches in diameter. The quantity of explosive and its spatial distribution may be regarded as the "concentration" of the explosive.

To achieve control of the limits of a rock excavation, the concentration of the explosives must be commensurate with the desired smoothness and soundness of final surfaces. For greater smoothness, there must be greater spatial dispersion of the charges. This does not mean a lowering of the powder factor. There does not have to a decrease in the total quantity of explosives used, merely a change in the spatial distribution. The greater the charge dispersion, the smoother will be the rock surface, in some fashion such as that shown in the following figure. This is a function not merely of the fracture mechanics in a massive material, but a function also of the number and prominence of the discontinuities which provide avenues of gas venting. If a charge



RELATIONSHIP OF CHARGE DISPERSION AND CONFINEMENT TO SMOOTHNESS AND SOUNDNESS OF ROCK SURFACE.

is located fortuitously in an open seam, it is obviously less damaging if that charge is small. Thus, a greater number of smaller charges will produce a smoother surface than a smaller number of larger charges, given the same quantity of explosives needed to break that volume of rock. The relationship would even apply if the powder factor were to be increased. Although this relationship seems obvious, it is unfortunate how often it is overlooked in the field. It becomes especially important when blasting within a few inches or a few feet of utilities and structures. In such cases, mass shifting of rock may represent more of a hazard than shock or vibration, and it is very important to control gas venting.

Another important factor is confinement. The deeper a charge is buried, or the farther it is from a free face, the greater is its confinement. The more confinement to a charge which is coupled in normal fashion to the rock, that is the closer it comes to being fully contained, the less able we are to control the line of rock breakage to some predetermined neat surface, and the more extensive will be the fractures and mass movement away from the free face. The greatest damage usually is caused by the venting of the explosive gases. For neat excavation, then, it is advisable to reduce the confinement.

Individual Needs

The degree to which overbreak should be controlled is dependent on the characteristics of the pit in question. There may be no need to control breakage to the degree that would be required for structural excavations. At the other extreme, it would not be desirable to cause extensive damage to the slopes behind the benches. Between these extremes are many options. In one pit it may be necessary to keep all benches open for access. In another, there may be no such need, and the raveling or loss

of benches is not itself a problem providing the slope generally does not fail on a large scale. Consequently, comments about cautious blasting techniques would not apply equally well to all conditions.

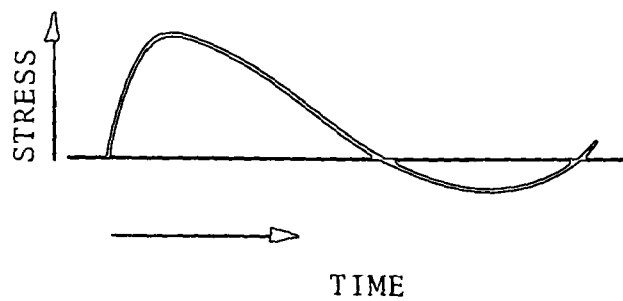
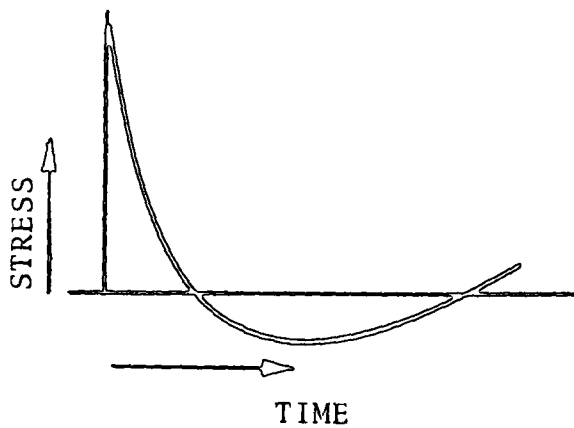
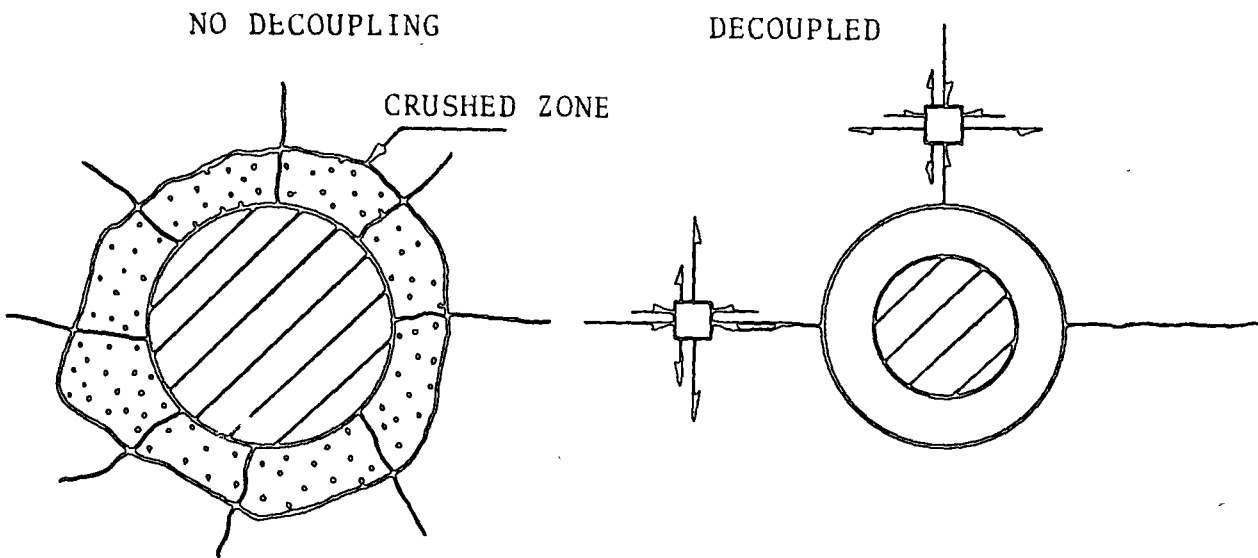
One advantage that open pit excavation has over structural excavations and excavations for utilities is that there is a larger volume of rock removed compared to the surface area of the perimeter. If the surroundings are sufficiently sound and stable that vibration is not a problem to large-scale slope features, then the only portion of the blasting that needs special treatment is that near perimeter surfaces.

Perimeter Blasting Techniques

A special case of blasting control is the use of some cautious technique for perimeter blasting. The two most common techniques are "pre-splitting" and "smooth-wall" blasting. The methods are essentially the same in concept and design except that the pre-split blast is detonated prior to the main charges, with full confinement, that is unlimited burden, whereas the smooth-wall blast is detonated last, with a very small burden. In both methods, holes are drilled in line along the proposed perimeter of the excavation, and small-diameter, de-coupled charges are detonated simultaneously. De-coupling reduces the stress in the walls of the shot hole, in proportion to the ratio of the radii of the shot hole and the explosive charge. Ideally, no damage is done in compression, but the addition of tangential stresses between two adjacent holes is sufficient to develop a fracture plane between the holes. In a direction normal to this line, the tangential stresses from adjacent holes are out of phase. Thus, the fracture plane most likely to develop is that plane connecting the centers of the holes. Note the following sketch.

If the rock mass is found in an in-situ stress field, the fractures

PERIMETER BLASTING



may not develop in a continuous plane connecting the holes, but fall en echelon at an angle to this plane, depending on the direction of the principal stresses.⁽⁵⁾ Further, the presence of discontinuities results in complex reflections and refractions of the stress waves. Prominent discontinuities effectively disrupt the path of fracture and the pre-split plane is terminated.

Pre-split or smooth-wall blasting methods provide the smoothest and soundest surfaces at the perimeter of an excavation, but are expensive. Contract prices for these items usually run about \$0.60 to \$0.80 per square foot for light charges in holes drilled on close centers. When this type of blasting is done carefully, "damage" to the rock is limited to a few inches, if we define damage as a change in physical properties, whether or not it is visible.

The expense of this work may not be justified for non-structural excavations, but it seems equally apparent that slope stability could be improved by some modified form of cautious blasting in order to avoid the damage that occurs from typical mass excavation procedures using large-hole blasting methods. For most applications, the writer would suggest a blast design of three phases, consisting of pattern holes, relief holes, and perimeter holes. With this method, we keep a protective bench between the pattern shooting and the final slope. One or more lines of relief holes are loaded with lighter charges to remove this bench and still lighter charges are used to trim the slope. The entire sequence can be detonated as one blast and the perimeter charges can be detonated either first or last in the sequence.

The width of the protective zone can vary according to the conditions, being wider in rock with occasional very prominent open joints, shears or weak seams, and being wider for confined or

wider blast patterns.

There has been a considerable amount of misconception in the last few years over the benefits of pre-splitting. Through various sources of information, many persons have come to believe that pre-splitting is always beneficial, that it will always give the smoothest and soundest surface, and that it can be used to isolate rock masses or structures from vibrations generated by blasting on the opposite side of the fracture plane. Although the method does have certain benefits, a lack of understanding of its limitations can lead to serious problems.

In a massive, sound rock, pre-splitting unquestionably will produce a smooth, sound surface of excavation. In a rock which is highly jointed or has prominent open seams or continuous weak planes, large masses of rock may shift as the explosive gases are vented along these planes. The charges are greatly confined and these gases seek an avenue of relief. In some rock types it may therefore be much better to use a smooth-wall technique in preference to pre-splitting, or at the very least divide the pre-split line into short sections on a delay sequence. Pre-splitting also provides higher levels of vibration per pound of explosive because of this confinement. Perhaps the most dangerous of all is the concept that there will be significant isolation of vibration. In the normal case, there is an immediate closing of the fracture plane and it is no more prominent than joints and other weak planes in the rock mass. In most cases, there is a sufficient level of horizontal stress existing in the rock mass that the fracture plane is very tightly closed. Only if there is a permanent shifting of the rock (an undesirable feature, normally) would a significant opening remain, and even then the isolating effect would be limited to a relatively small section of the slope adjacent to the opening. Refracted waves

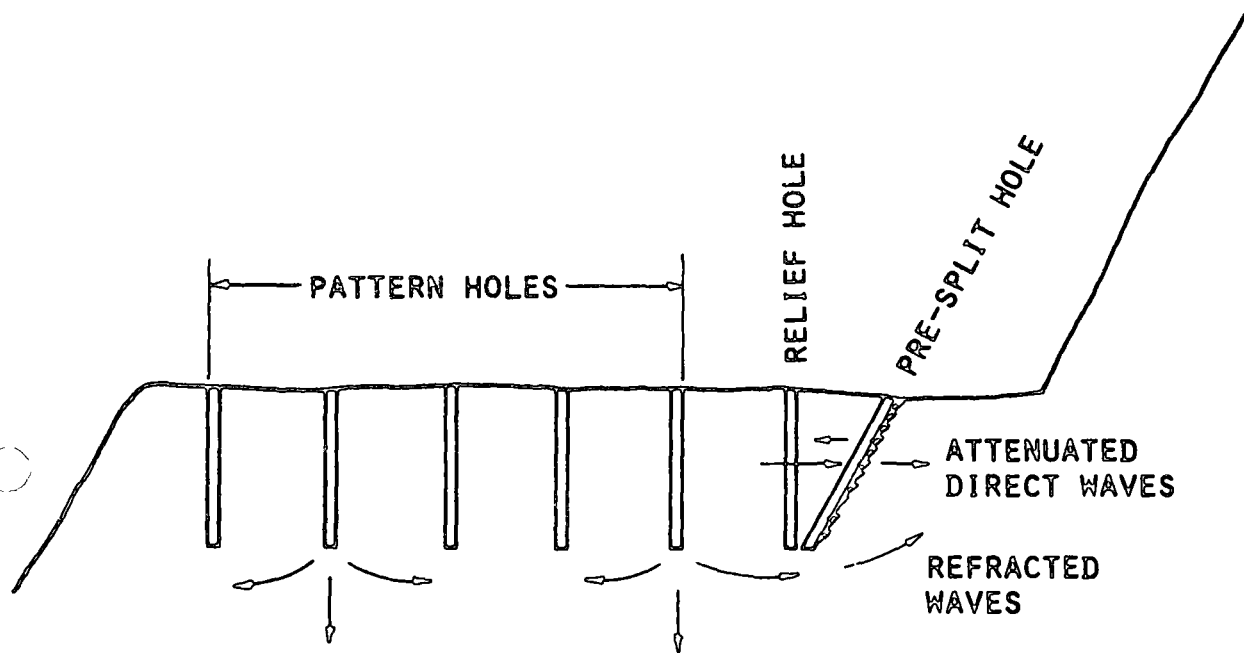
would still reach the walls of the pit, and there is normally no significant reduction in vibration effects at the greater distances involving the over-all, large-scale slope features (see the accompanying sketch). This does not mean that there are no benefits to pre-splitting, but means that the benefits are usually limited to better preservation of bench faces, rather than to large-scale vibration isolation.

In a simplified fashion, we could make the following suggestions for controlling overbreak:

(1) Decrease the charge size and increase the charge dispersion or spatial distribution of explosives in the relief and perimeter holes. The pattern charges in the main rock mass need not be changed unless vibration is a problem. (Vibration control will be discussed later). Only the width of protective zone may need to be adjusted. Smaller charges in the perimeter holes produce smaller zones of cratering and fracturing around each charge. Cautious perimeter blasting will help to preserve bench faces.

(2) Reduce the confinement. With less burden, the charges are more likely to be vented to the free face and less likely to find a venting path beyond the perimeter.

(3) Detonate fewer holes simultaneously. This avoids the venting of large quantities of gas along a single path. Orientation of the delay sequence can also assist in solving this problem.



TYPICAL BENCH BLAST WITH
PRE-SPLIT LINE ALONG PERIMETER

THE ELASTIC ZONE - GROUND VIBRATIONS

Let us next consider the problem of ground vibrations generated by blasting. The effects that such vibrations would have on rock slopes or underground rock masses would, of course, depend on the nature of the vibrations and the nature of the rock conditions.

First, let us review some of the factors that control vibrations and get some feeling for the intensity of the vibrations that we might expect to encounter. Then, we will be in a better position to discuss the effects that these vibrations might have, and methods of controlling these effects.

Factors Affecting Vibration Intensity

It has been recognized for many years that ground motion levels generated by blasting are some function of charge quantity, distance and geological conditions. However, there is still some difference of opinion regarding the functional relationship of these factors, for example cube root scaling⁽⁶⁾ versus square root scaling⁽⁷⁾ and charge weight per delay. The writer has also found a considerable significance to small time differences in detonation sequences, and spatial dispersion of charges⁽⁸⁾.

When selecting a particular method for the mathematical treatment of blasting data, consideration should be given to several different parameters. For example, if we are dealing with first-arriving compressional pulses from deeply buried charges, or underwater explosions, we should recognize that these are spherically expanding pressure pulses. In the usual case for near-surface blasting, the strongest motions are generated by surface waves, which do not expand spherically. Another factor for consideration is that of a single charge versus a series of charges. Another is the vibration parameter of interest. i.e.,

acceleration, velocity or displacement. In general, our experience has been that the most consistent results and the results most widely applicable have come from the use of a particle velocity criterion and square root scaling. For the future, we expect that there will be more recognition of the importance of the time history of the vibration and result in additional data treatment, such as spectral analysis.

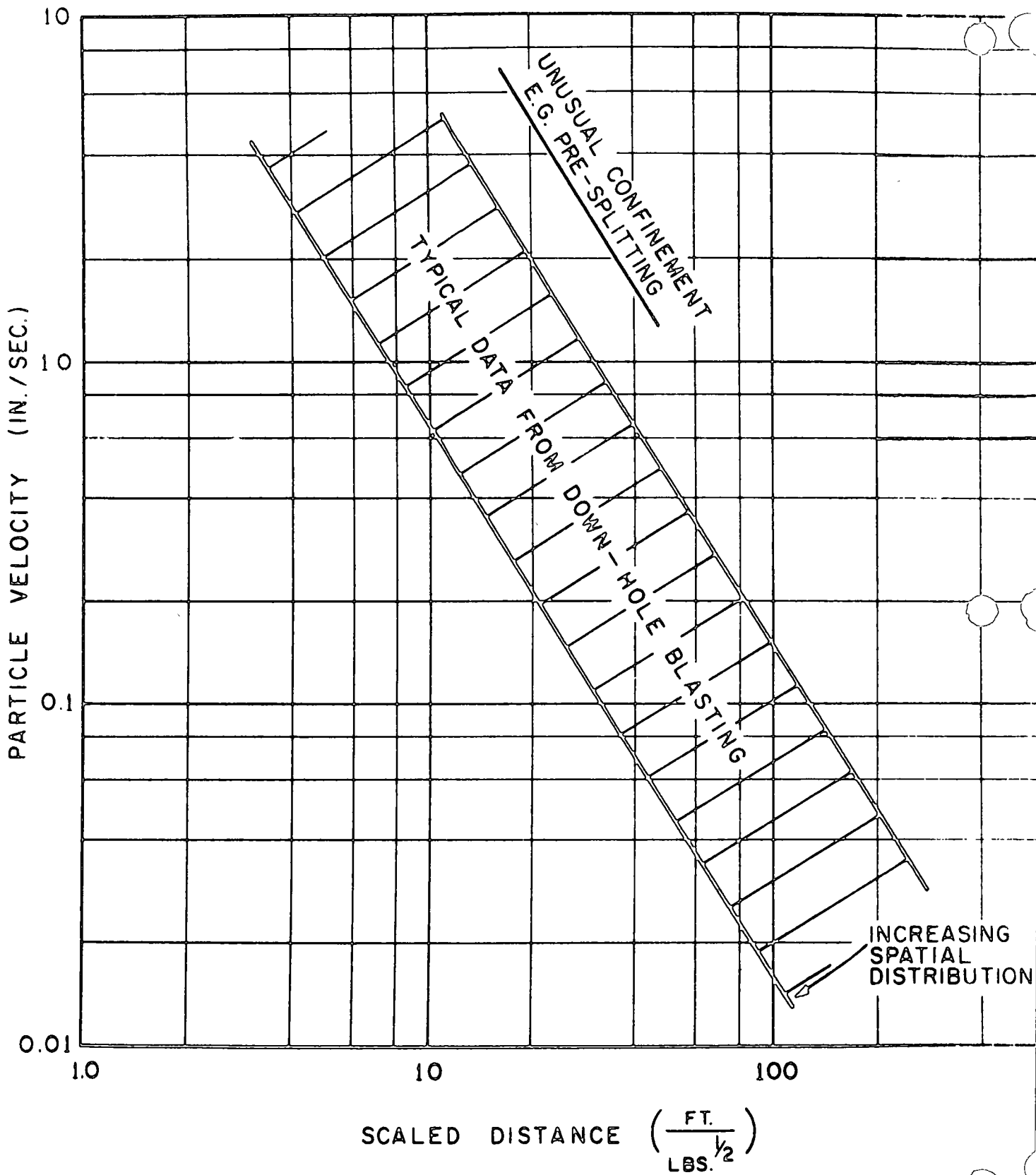
A summary of our experience with several tens of thousands of blasts is presented in the following figures. The graphs show plots of peak particle velocity versus scaled distance, where distance is scaled by the square root of charge per delay. This data can be expressed mathematically by the relation⁽⁷⁾

$$V = H \left(\frac{D}{W^{1/2}} \right)^{-B}$$

where, V = peak particle velocity
H = intercept at unity scaled distance
D = distance
W = charge per delay
B = slope

For typical down-hole blasting, we find that the intercept at unity scaled distance varies from about 26 to about 260, with a slope that is commonly of the order of negative 1.6. For large coyote blasts, intercepts usually vary from 5 to 20, with slopes of the order of negative 1.1. Both intercept and slope vary with the site conditions and the blasting techniques. For certain blasting conditions, the slope will vary with distance. An example would be that where an instantaneous detonation takes place in a blast covering a very large surface area.

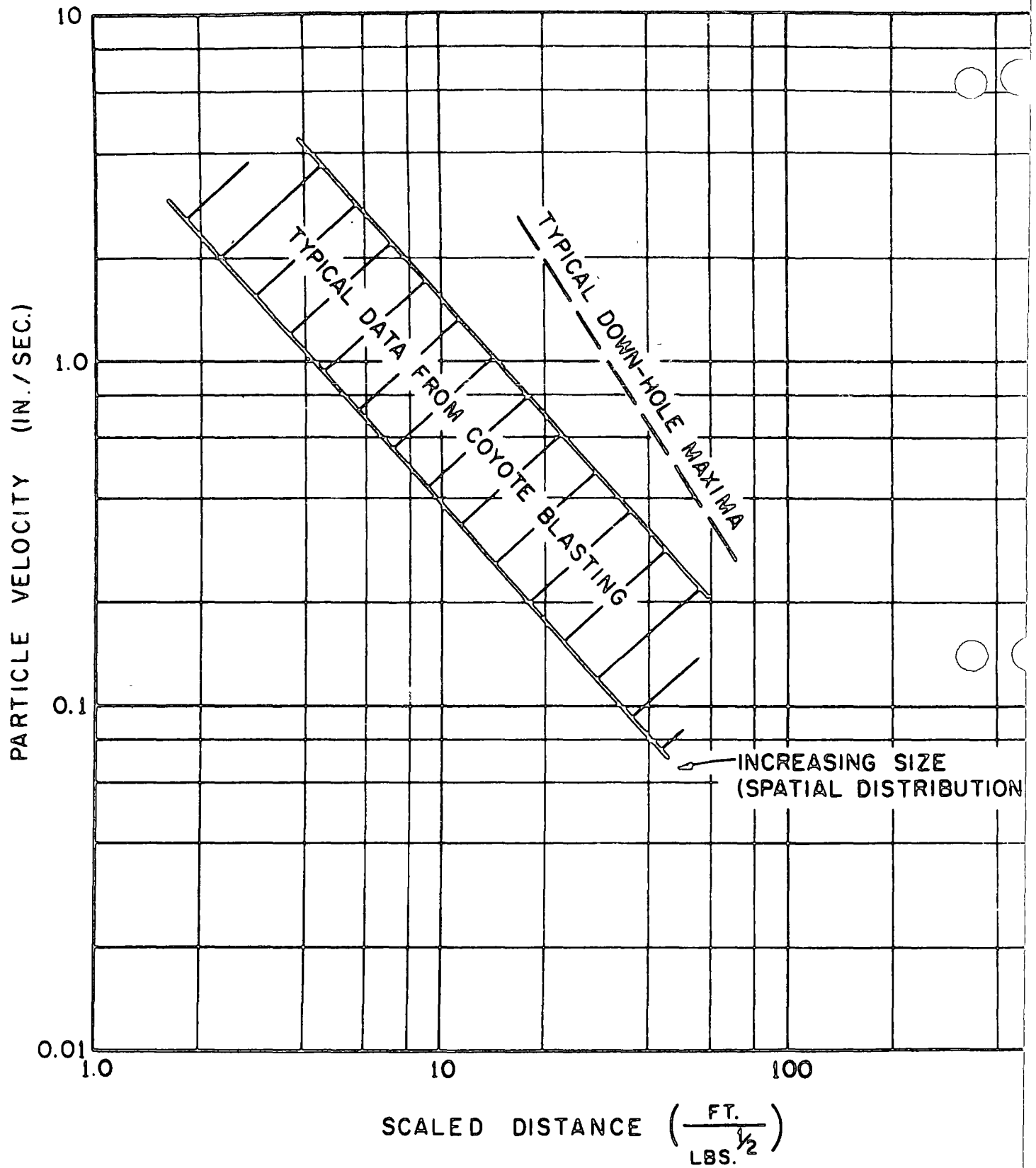
When a blast is confined excessively, a higher vibration level results for any given quantity of explosive, as shown in the upper line of the next figure. Examples would be pre-split blasting and blasts with a low powder factor not breaking to a free face.



GROUND RESPONSE TO BLASTING

It is not always possible to establish a quantity-distance relationship that will apply both to great distances and to small distances. For example, a blast may call for the simultaneous detonation of a long row of holes, or a number of rows of holes. At great distances, the "effective" distance could be measured from the center of the blast. At close distances, such a concept would not be realistic. The "effective" distance is no longer the distance from the center of the blast. It may be the distance to the closest charge, or some intermediate value. In other words, the effective center of the blast changes with distance. This problem becomes significant when applied to questions of slope stability because of the blasting that takes place against a rock slope when it is first being excavated and blasting in close proximity to the exposed slope at later times during the excavating history. In other words, we find that both D and W are not as easily determined as it might first appear, and that further knowledge of their behavior sometimes enables us to control the effects to a greater degree than has been generally recognized. This is another way of saying spatial dispersion can be significant.

With increasing spatial dispersion, we find that the plot of particle velocity versus scaled distance gives a line which has a flatter slope and a lower intercept value. This should be predictable at least for nearby blasting if we recognize the concept of "distance," as discussed above. If the charge quantity is distributed over a large surface area, the dimensions of this area become significant when the observer is at close range, and there is in fact a limiting value to the effective distance between observer and the center of mass of the explosive charge. The net effect is that the closest portion of the elastic zone can be adjacent only to some smaller charge than charge per delay, and the effects at close distances cannot reach values predicted by the customary methods.



GROUND RESPONSE TO BLASTING

If we were measuring vibrations at close distances in an homogeneous, isotropic medium, we would also discover that the orientation of a row of holes and the delay intervals between holes would have an influence on the vibration results. The results would vary with azimuth from the line of holes and the sequential velocity as detonation progressed down the line of holes. Testing these factors at a relatively homogeneous field site, Kisslinger and McEvelly⁽⁹⁾ were able to determine the phase velocity and initial phases of motion components, determine absorption coefficients, and calculate the motion at any distance by resynthesis of the Fourier components. Actual measurements agreed quite well with the calculated results and showed strong azimuthal variations. In the open pit mining practice it is doubtful that these azimuthal variations would play as important a role as the overbreak and the over-all magnitude of vibrations, but it would seem advisable in many cases to make certain at least that the sequential detonation velocity does not reinforce Rayleigh waves generated by charges detonating previously in the sequence.

Even when we have a rock mass that appears to be rather homogeneous and use the same blasting pattern for successive shots, we may still find a considerable scatter to vibration data. The scatter is often greater for small-scale blasting operations. In this instance, it appears to be due to a factor that we might call confinement and is related to the rock's resistance to being broken and moved by the blast. If we bury a charge too deeply to break to the surface, we produce the maximum amount of vibration that the explosive charge can generate in that rock. If the charge is very close to the surface, a portion of the energy is lost into the atmosphere and in the throwing of rock, with less going into the form of elastic waves.

Unfortunately, there are a great many variables which have some

influence on the vibration levels generated by blasting. However, in most instances of blasting at close distances, we can ignore most of the variables and find the results controlled primarily by the distribution of the explosive charge, the distance, and the strength of the rock. At greater distances, we find a considerable influence from such factors as the depth of overburden and the position of the water table. Only in rather unusual circumstances would we find a significance to lithologic changes and geologic structures, to the degree that we would regard them as factors of primary control. Normally these changes do not result in great differences in elastic properties of adjoining media, nor in dimensions that are great in comparison to the wave lengths of the vibrations. As an example, consider alternating thin beds of hard phyllite and soft shale. The differences in acoustical impedance between the two materials would cause an appreciable attenuation of vibrations in the ultrasonic range, but the response to low-frequency vibrations (long wave length) would simply be that of a mass which has the elastic properties of the combined layering system. This type of control, then, depends on a combination of elastic properties, geometry, and dimensions.

Due to time limitations, we will not try to include in this paper a detailed discussion of all of the variables that might be encountered in various blasting projects. The factors mentioned here are those which normally have the greatest significance.

VIBRATION DAMAGE POTENTIAL

In determining the effects of vibrations on a slope in the ideal case, we would know the physical properties of the rock mass and the characteristics of the vibration so that an exact mathematical model could be formulated. In such a case, the response of the slope to the vibration could then be calculated. In practice, the vibration characteristics can be determined to a fair degree of accuracy in most cases by the recording of test blasts or previous production blasts. However, we can rarely determine accurately the physical properties of the potentially unstable rock mass. Often we do not recognize its instability until some form of failure has started to develop, at which time an analysis is somewhat redundant.

There have been a number of attempts to represent these conditions with a model of a static force applied to a slope section of given geometry. If the value of the static force is that of the dynamic peak of the vibration of interest, the calculation will usually predict failure at an unrealistically low level. One compromise between this type of static analysis and an exact dynamic analysis is that suggested by Newmark (1965)⁽¹⁰⁾. In this analysis, Newmark evaluates both upslope and downslope acceleration for earthquake motions imposed on a block-on-plane model of an embankment, and calculates the relative displacement for a given cycle of motion. The total downhill movement is obtained by adding the movements for each cycle of the imposed vibration. Although this simplified modeling of the dynamic loading has been shown by Goodman and Seed (1966)⁽¹¹⁾ to be generally correct, there remains the problem of modeling the slope.

Because of the difficulties in slope modeling, little success has been shown with efforts to predict blasting effects on the basis of a force-on-wedge model. However, a substantial amount

of experience is at hand to relate measured vibration levels to instances of slope movement. On this basis, we can draw some generalized conclusions about the order of magnitude of vibrations that might be considered potentially harmful to slopes in the same manner that this judgment can be formed about vibration effects on man made structures.

Predicting the effects of blasting on rock slopes is more complex than predicting the effects on man-made structures because man-made structures tend to be less variable in the strengths of the individual materials used and in the strengths of the completed structures.

However, experience to date suggests that we can draw at least a crude parallel between the range in strengths of typical man-made buildings or structures and the range in strengths and stabilities of soil and rock masses.

It is convenient to express the vibration level in velocity units. Most of the blasting data gathered in the last few years is expressed in this fashion, as particle velocity has been rather widely accepted as the criterion which is most closely related to building strength. It is the writer's opinion that velocity is more directly related to damage potential than is acceleration or displacement, but that none of these can be applied to a wide frequency range without modification.

CRITERIA PARAMETERS

In the study of earthquakes, we still find some who are using a single value of acceleration as a criterion of intensity and damage potential. The use of acceleration as a criterion has also been extended by some to the study of nuclear detonations and subsequently to ground fracturing.

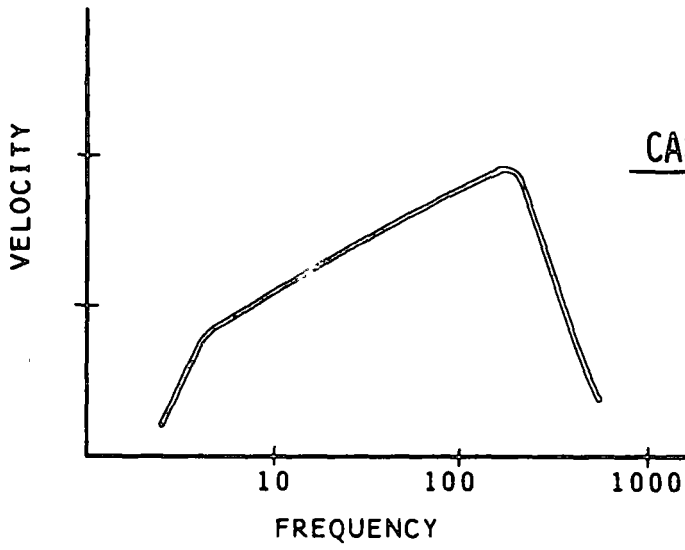
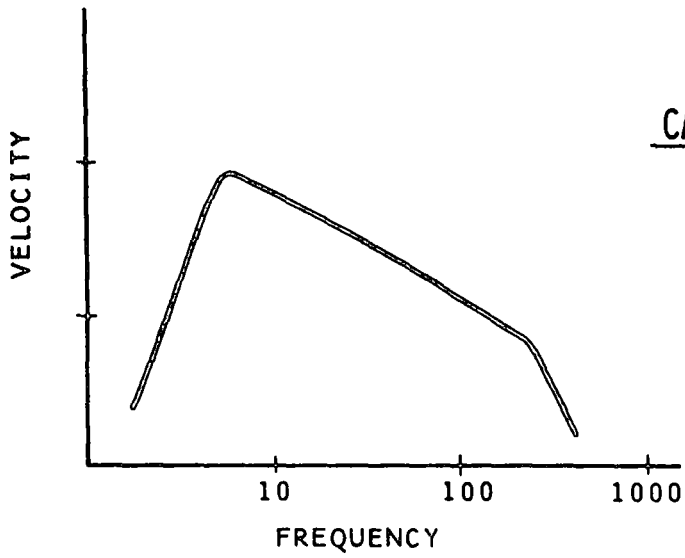
In the study of vibrations from construction blasting, it was found that particle velocity was much more closely related to building damage than was acceleration.

If a single value of acceleration is used as a criterion over broad frequency ranges, it leads one to impossible conclusions. At very high frequencies we can subject components of a building to accelerations of many times gravity and note that no damage occurs. Even particle velocity has frequency-dependent limitations. When this writer is asked to write a specification covering a substantial range of frequencies, he uses a velocity limit that changes with frequency. This takes into account not only the vibration level reached but the time history as well. A simple demonstration of the importance of this time history can be made by delivering a shock to a heavy mass suspended as a simple pendulum. The mass will undergo very little motion because there is not sufficient time for it to react. On the other hand, a small force can be exerted for a much longer period of time and the mass will move.

Similarly, in dealing with soil and rock masses such as dams and pit slopes, it appears to this writer that the lurching action of high-amplitude, low-frequency motion has a greater damage potential than a similar velocity or acceleration level reached by a high-frequency motion, and the disparity is greatest when using acceleration values.

It seems clear, then, that we should be looking at the time history of any motion under consideration. One important aspect of the time history is the frequency content of the vibration. This can be analyzed by determining the stress level, e.g., particle velocity, for each selected portion of the frequency spectrum, as in the accompanying sketch. In most cases, there would be greater damage potential to the type of motion illustrated in Case 2.

Another aspect of interest is the duration of motion, at or above some threshold value. This factor could be given some weighting value according to its potential affect on such items as liquefaction or creep. In the case of creep, a failing slope section might be found to undergo a certain amount of permanent displacement with each oscillation above a certain threshold stress level. In the case of liquefaction, there might not be any permanent displacement until a minimum number of oscillations above a certain threshold level brought on liquefaction and complete failure.



HYPOTHETICAL VELOCITY SPECTRA

SCALE OF EFFECTS

Keeping in mind the limitations discussed in the preceeding paragraphs, we will try to express a crude scale of blasting effects in terms of particle velocity. As a start, it might be useful to review a similar scale for man-made structures since more attention has been given to that subject and more data is available. It has become widely accepted that a vibrational particle velocity of 2.0 inches per second will not cause damage even to residential structures of poor quality. (In the writer's judgment, this criterion becomes more conservative in the high-frequency range, and less conservative in the low-frequency range.) Minor plaster damage is expected to occur at about 4.0 inches per second, and more serious damage is expected at about 8.0 inches per second (residential structures). The writer has observed several instances where engineered structures were subjected to vibrations with particle velocities of 10 to 15 inches per second, with no damage occurring, and one instance where a reinforced concrete structure was subjected to more than 25 inch per second at high frequency, with no damage occurring.

For rock and soil slopes, experience suggests that a similar scale can be formulated, but it should probably extend over a larger range, perhaps over three or even four orders of magnitude. There have been a number of recorded instances where unstable slopes have shown movement that appears to correlate in time with very minor vibration levels. And it is not difficult to imagine a hypothetical slope with such characteristics. However, experience suggest that such slopes would show movement even in the absence of vibrations, and that the addition of vibration has changed only the time-displacement history of the movement.

As in the case of man-made structures, it seems that particle

velocities under 2.0 to 4.0 inches per second do not constitute a primary influence on the slope but change only the time history of movement. Whether or not this effect is significant depends on the minimum useful life needed for the slope. In civil construction, the slope may remain exposed for a few weeks only. In a large open pit mine, the slope may have to be kept in a stable condition for many years. Above this, there still lies a very wide range of strength characteristics and influences of other forces and deterioration factors.

At 2.0 to 4.0 inches per second we may expect the occasional falling of loose stones on slopes. At 5.0 to 15.0 inches per second, we may expect the falling of partly loosened sections of rock underground and on above-ground slopes, - sections of rock that might otherwise remain in place. Above 25.0 inches per second we would expect some damage to occur in the relatively unsound rock types that are found in most open pit mine slopes. However, in civil construction it is common to find higher quality rock that will remain undamaged at much higher levels. Much then depends on whether the seismic waves merely pass through a section of confined rock, or whether the waves are reflected at a free boundary at the rock surface. One can often observe sections of sound rock that show no visible signs of damage even after they have been subjected to vibrational particle velocities in excess of 100.0 inches per second. Thus, it is not merely a question of variations in inherent strength, but also a question of the geometric shapes in relation to surfaces of reflection.

Any generalized scale of effects must be considered to be very crude because of the wide range in physical characteristics of rock masses, varying frequency characteristics of the imposed vibrations, and the geometric relationship between the seismic waves and the rock mass.

EVALUATING THE ROCK MASS

We can, then, start with some very broad guidelines to anticipate the effects of various levels of vibration. We must realize, though, that there are probably at least three orders of magnitude difference in the stability of various soil and rock masses. Additional data and/or judgment must be brought to bear on each individual situation in order to arrive at a more refined conclusion.

One approach is to try to evaluate the rock mass in question in advance of its being subjected to shock or vibration. This might include a study of the attitude of weak planes in the rock such as joints and shears, the frequency of occurrence of such planes, and measurement of strength parameters. The last item might include seismic tests in the field to obtain a general evaluation of soundness, and a comparison of P and S wave velocities on laboratory samples compared to those measured in situ to determine how tight or loose the joints and partings in the rock might be. In brief, the evaluation process could vary from a simple field judgment to the sophisticated development of models and a computer analysis.

Another approach is to observe the behavior of the mass in question under the dynamic loads applied to it, try to predict future movement on the basis of past behavior, and hope either to control the behavior or at least avoid loss of life and equipment if it cannot be controlled.

CONTROLLING THE VIBRATIONS

The state of the art regarding blasting effects has progressed to the point where there is no longer any technical difficulty in staying within pre-determined limitations. What those limitations should be, though, is still a matter of considerable judgment and this judgment would be tempered in most cases by economic considerations. What can be done when blasting inside of a building or within a few inches of some delicate utility may not have any bearing on blasting designs for a large open-pit operation. However, it would seem prudent for any operation which is concerned with either slope stability or building response or public response to reduce the vibrations at least to the lowest level which does not require a reduction in hole diameter or charge weight per hole.

If the vibrations have been reduced to the lowest level possible without changing to smaller charges per hole, and it is observed that the vibrations are still contributing to slope problems, then a judgment will have to be made regarding the cost of further reductions compared to the cost and dangers of rock failures.

In the simplest case, this would simply call for pattern shots of one hole per delay, and controlled perimeter blasting as discussed previously. In many cases a pattern of one hole per delay would require a substantial decrease in the scale of the operations, at considerable cost. The suggestion would then be to give serious consideration to the use of very short time intervals in a dispersive pattern consistent with the geometrical shape of the pit and blasting areas. It is recommended that vibration measurements be made to determine the effectiveness of the particular patterns chosen, and to evaluate the response

characteristics of the site. The latter are subject to rather wide ranges, and it is somewhat dangerous to generalize.

Adopting this approach does not require a reduction in the scale of operations. On the contrary, it often suggests the feasibility and practicality of increasing the scale of the operations. In one unusual example, the author revised the blasting operations in a quarry to bring about an increase of more than 100 times in the scale of the operation while reducing the vibration level to less than 1/2 of the level that had previously occurred.

To bring about a reduction in vibrations, we can begin with an approach similar to that for the control of overbreak, that is reduce the concentration of the explosives charges and their confinement. However, further control is usually needed. For further reduction, we have a choice of either reducing the charge weight per delay, or introducing either spatial dispersions or time dispersions into the blasting pattern. With the latter choices we can sometimes arrange the pattern so that the vibration level at the point of interest becomes independent of the charge per delay and is controlled only by the size of any single charge. For large, complex blast patterns, we should further avoid any surface wave enhancement by making certain that the sequential detonation down a given line of holes does not reinforce Rayleigh waves through the material.

The real goal in most cases is to bring about vibration control without increasing the cost of the operation. It is a simple enough matter to reduce vibration levels when we are not concerned about costs. We can simply reduce hole sizes, charge sizes and charge weights per delay. Such an approach may be unacceptable in a marginal operation, and we must use a more complex control technique.

CASE HISTORIES OF VIBRATION EFFECTS ON ROCK

A few case histories will be reviewed quickly to illustrate some instances of known vibration effects on rock masses.

Dworshak Dam, Idaho

At this site, a large underground chamber houses the equipment for crushing quarry rock which is being processed to provide concrete aggregate for the dam. The chamber lies directly under the quarry. Blasting moves progressively closer to the chamber and will eventually leave a thin shell over it. The rock is a granitic gneiss which is in sound condition at the chamber level. To date, vibration levels in the chamber have not exceeded about 5.0 inches per second. As this level was initially approached, two small sections of unreinforced rock (loosened by blasting the access tunnel) were dislodged. Since that time additional blasting at the same intensity has not caused any more rock to fall nor has any permanent displacement occurred.

Manapouri Project, New Zealand

At this site, it was necessary to remove by blasting a natural rock-in-place coffer dam which was 50 ft. high and had only three feet of clearance to the intake structure leading to the underground powerhouse. Penstock gates were protected from blast damage by the use of air curtains. Charges in the coffer dam were arranged in a complex pattern and reduced to minimum practical size, but it was predicted that the intake structure would receive vibrations reaching a level of about 25 inches per second. Measurements showed that this level was reached, but continuous inspections revealed no visible signs of damage to the structure. Foliation in the gneissic rock was favorably oriented in the penstock throats and there was no detection of any rock dislocation. However, one small section of gunite was dislodged from one

of the penstock throats. Thus, a particle velocity of 25 inches per second, occurring at high frequency, was not sufficient to cause visible damage to intact rock or reinforced concrete.

The San Fernando Earthquake

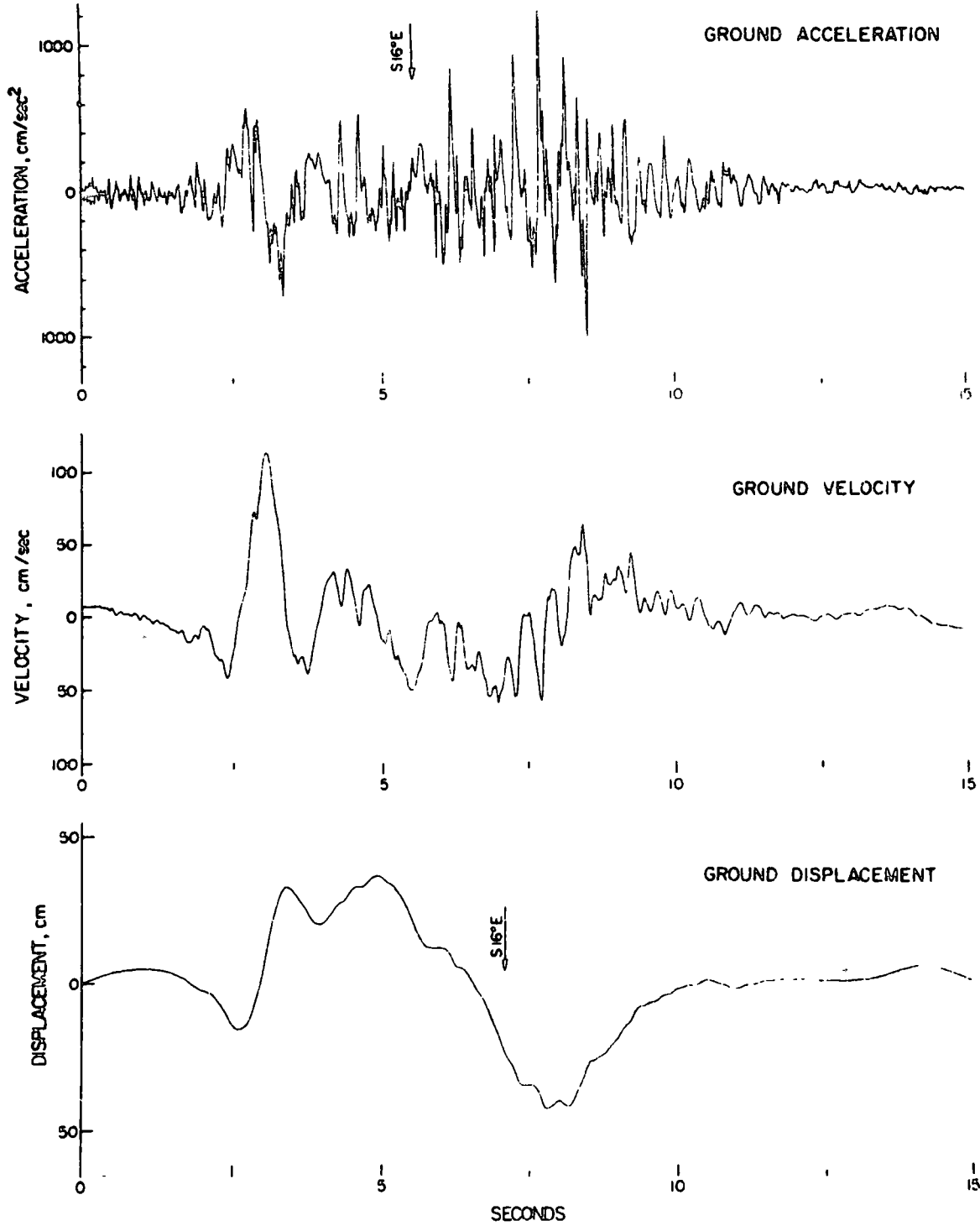
The San Fernando earthquake of February 9, 1971 provided an unusual opportunity to compare some damaging effects of ground shaking on rock slopes at Pacoima Dam to the corresponding ground motions recorded on a strong-motion accelerograph at the dam site, five miles south of the epicenter.

Certain surface damage occurred on the east abutment of Pacoima Dam. The damage was easily observable from a visual examination of the site. One rock slide destroyed part of the spillway outlet and the dam access road in the bottom of the steep-walled canyon. A smaller falling rock mass destroyed part of a tramway. Additional cracking and spalling on a smaller scale were easily identified because of the related cracking, shifting and spalling that were produced in a gunite coating that protected the entire abutment downstream from the dam. The gunite provided a good visual indicator of rock movement. It had been applied as a protective measure against sloughing rock on the steep, weathered abutments.

Seismic refraction tests were conducted to determine the extent of the weathered layer in the abutment. Compressional and shear wave velocities were measured on the surface and between drilled holes to determine strength properties. Comparison of dynamic elastic moduli before and after the earthquake indicated that there had been a loss of strength in the weathered zone.⁽¹²⁾

The highest acceleration was initially reported as a 1.04 g peak recorded on the southeast component⁽¹³⁾. (See the following figure.)

SAN FERNANDO EARTHQUAKE
2/9/71 06:00 PST PACOIMA DAM, CALIFORNIA
S 16° E COMPONENT



S 16° E motion, Pacoima Dam.

A quick perusal of frequency content of the motion shows that peak acceleration did not coincide with the time of peak particle velocity, and that much higher particle velocity occurred at an earlier stage of the motion. Later studies by California Institute of Technology (1971)⁽¹⁴⁾ resulted in a more complete analysis and showed a peak particle velocity of 45 inches per second on the southeast component. Vectorial addition of the three components would give a resultant of about 55 inches per second. Thus, there was very strong shaking at low frequency. Despite this strong motion at the dam, one anomalous result was the survival of the caretaker's home in the bottom of the canyon about 1/2 mile west of the dam and within one mile of the badly damaged Veterans Hospital. It appears that there may have been stronger motion at the higher elevations than in the canyon bottom.

Summary of observations at Pacoima Dam:

1. There was a wide range of strength characteristics, from highly weathered, loose debris to sound, competent rock.
2. Approximately 12 seconds of strong shaking occurred, with peak particle velocities reaching 45-55 inches per second.
3. We must look at the time history of a motion, not merely its peak acceleration.
4. Visible damage occurred in steep, weathered slopes.
5. Changes in elastic moduli were measured in weathered slopes.
6. There did not appear to be any observable or measured changes in physical properties in the competent rock.
7. There appeared to be an anomalous distribution of the strong motion in the area.

Ord River Project, Australia

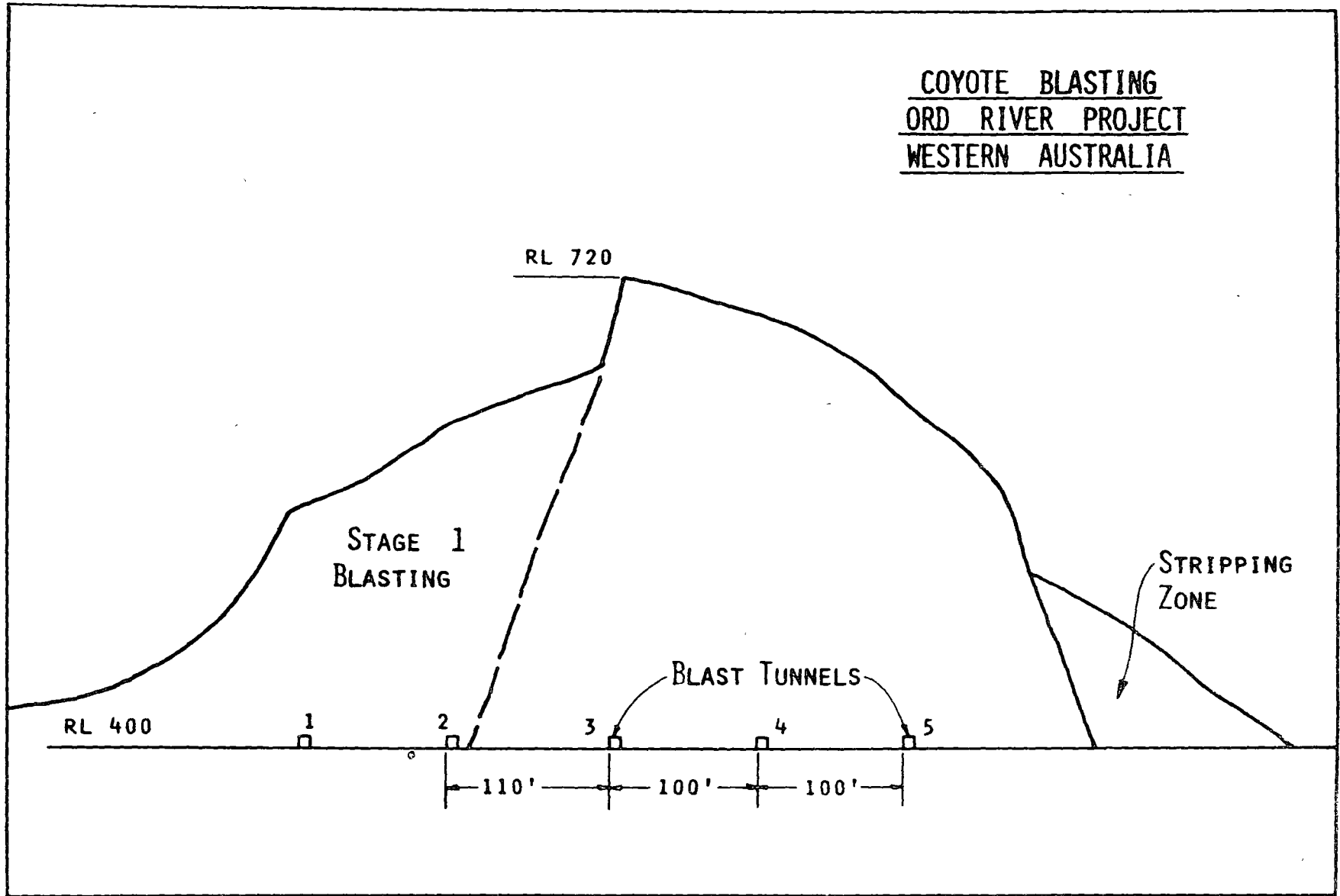
Recently, this writer had an opportunity to make an investigation for the ground fracturing potential of a large-scale blasting operation at the Ord River Project in Western Australia.

Two large blasts of approximately 1,000,000 pounds each were detonated about one year apart. The second blast was the largest, and consisted of a total charge of nearly 1-1/4 million pounds of ANFO loaded in three parallel tunnels, as shown in the accompanying figure. The lengths of the three charged tunnel portions were 213 feet, 329 feet, and 272 feet, respectively. Detonation was initiated with a primacord system, beginning at the portal of the access tunnel. The only timing delay was that due to the velocity of detonation of the primacord itself. Consequently, detonation was occurring simultaneously in the three tunnels, although it began first in the tunnel nearest the portal.

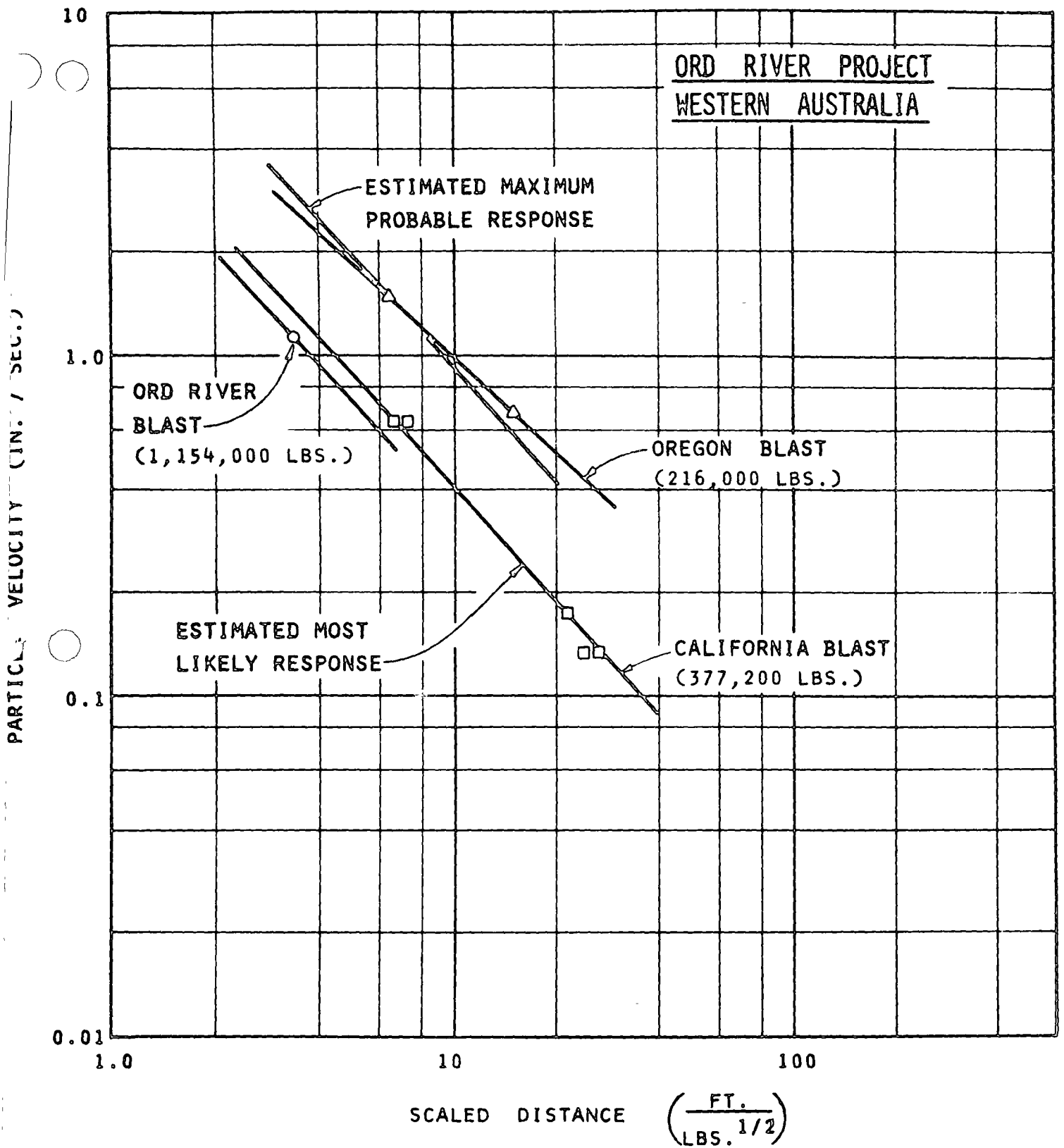
The rock being blasted was a fault block of quartzite, delineated on two faces by branches of a fault. This fault passed through the upstream toe of the dam site 1/2 mile away. There was concern that some displacement might occur on this fault which could cause rupturing of the grout curtain in the dam foundation.

It was this writer's opinion that ground motions could be predicted by upward scaling from data previously obtained for a blast of about 1/3 this size which had been detonated at a site in the western United States, as shown in the accompanying figure. It was predicted that the maximum probable motion would not exceed a particle velocity of 3.0 inches per second at the intake structure at a distance of 4,000 feet from the blast. Considering the site to be relatively stable and inactive, such a ground motion was not considered to be potentially harmful.

COYOTE BLASTING
ORD RIVER PROJECT
WESTERN AUSTRALIA



WOODWARD-LUNDGREN & ASSOCIATES



GROUND RESPONSE TO BLASTING

Prior to the detonation of the blast, extensometers were positioned across the two faults considered to be the most prominent and most likely to undergo displacement if any displacement did occur. One of the extensometers was located within the dam foundation area at a distance of 2,850 feet; the other at a distance of 2,150 feet from the blast, in a line between the upstream toe of the dam and the blasting site. In addition, survey lines were established across the main fault at distances of 950 feet and 2,150 feet from the blasting site.

At the time of the blast, a Sprengnether VS 1200 engineering and research seismograph was stationed at the intake structure, about 4,000 feet from the blast. The recorded ground motion showed a peak particle velocity of 1.13 inches per second, at a level comfortably below the predicted maximum. This value is plotted on the graph used for prediction. A line is drawn through this point at the same slope as that used for prediction purposes, from previous field experience.

Examination of the surrounding area after the blast showed that ground rupture occurred along the ridge line above the charge location for a distance of about 325 feet, giving an angle upward from the charge location of about 38 degrees. This fracturing was controlled by a major joint set. It is this writer's opinion that the fracturing was caused as much by gas venting as it was by the intensity of ground shaking.

No other displacements could be found. Extensometer readings did not change and the survey points checked out after the blast, as close as 950 feet from the blast. The only other observable surface effects were several instances where a few unstable rocks sloughed from cut slopes in the area. The maximum distance for these effects appeared to be about 1/2 mile.

CASE HISTORIES OF VIBRATION CONTROL

Three case histories will be reviewed briefly to demonstrate that vibration control does not necessarily impose additional financial burdens on an operation.

Western Washington College, Bellingham, Washington

This case history will illustrate the use of spatial dispersion employed to allow a delicate blasting operation to proceed at a normal, efficient pace.

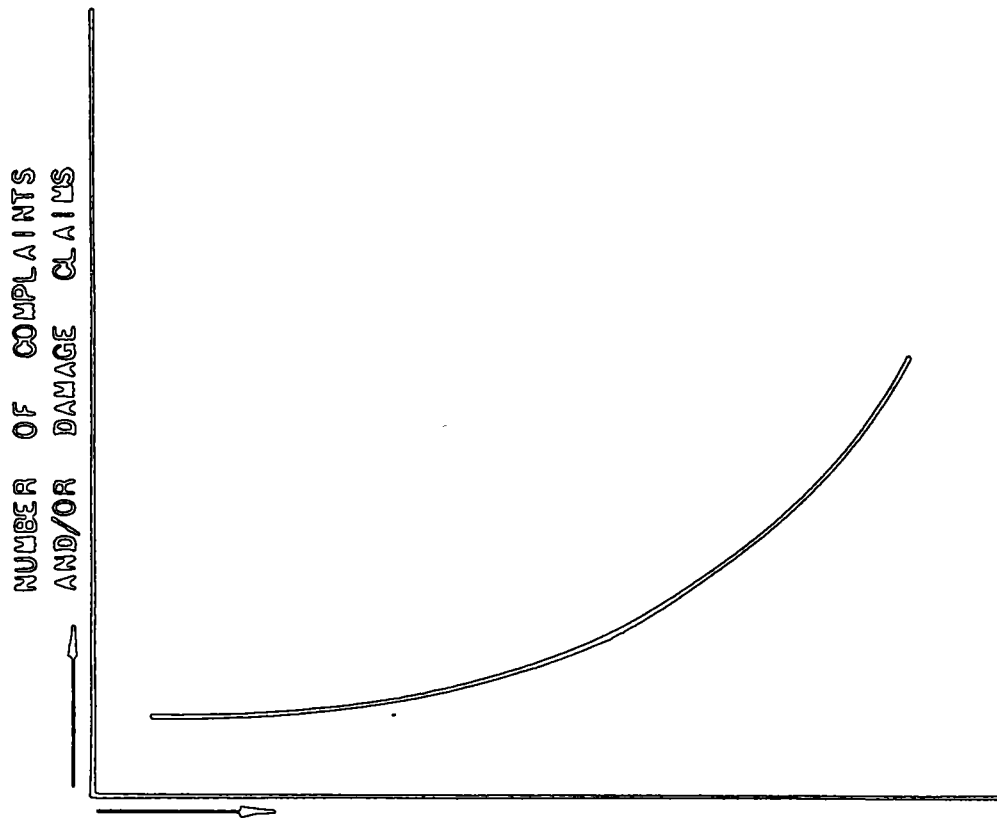
At this site, a building was constructed so that a temporary wall was located against a section of rock, 8 ft. to 12 ft. in depth, which had to be removed at a later stage of construction. The first row of blast holes was only 3 ft. from the wall of the building. Although such small distances are indeed limiting, the major limitation was simply the size of any individual charge that would not cause damage in itself at its particular location. Its action could be considered independent of all other charges, even if others detonated at the same instant of time, - as long as they were so positioned that different travel times were involved for the seismic waves. Thus, ripple firing was arranged in rows running parallel to the building. After the first test shots, the blasts consisted of from 30 to 100 holes at a time and the work progressed as rapidly as if no vibration hazard existed. In further explanation, suppose that charge A is located 3 ft. from the wall, and charge B is also 3 ft. from the wall but 15 ft. from charge A. These can be detonated simultaneously because of the geometric relationship between the charges and the wall.

Quarry Operation, Western United States

At this site, a quarry is located on the edge of a residential area in one of the larger cities of the region. Prior to the

introduction of special control techniques, blasting patterns had been reduced to four or five holes in a single line, loaded with charges of 70 lbs. per hole, and detonated with electric caps so that each hole fired separately. During the last season of this blasting 20 to 30 damage claims resulted and three lawsuits were processed through the courts, - one for over \$90,000.00. An investigation disclosed that it would be feasible to detonate total charges of 10,000 to 15,000 lbs. and not generate any more vibration that had been generated by the 200 to 300 lb. shots. The larger shots would need only to occur every two weeks or so instead of having small shots several times each day. This was expected to bring about an improvement in public reaction to the blasting, due to the reduction of the number of blasts, as illustrated in the accompanying figure, Oriard (1970)⁽¹⁵⁾. A charge weight of 42 lbs. was selected as the charge per hole, and no specific limit was selected for charge weight per delay or total charge. The highest charge weight per delay was 684 lbs., approximately ten times the previous limit. The exact pattern varied from shot to shot, depending on the geometry of that portion of the quarry being mined. The strip being blasted was sometimes "L" shaped, sometimes "U" shaped, sometimes in two separate straight sections. There was no reduction in powder factor.

It was considered inadvisable to use primacord in this urban setting. Millisecond delay electric blasting caps were used. Beginning at one end of a row, the delay numbers first decreased and then increased in a repeating sequence. Each succeeding row was detonated in a later sequence than the row in front of it. The designs prevented the simultaneous firing of any two holes side by side in rows or diagonals, but still maintained the desired control of rock movement. Holes firing simultaneously were kept as far apart as possible with the limitations established by the number of rows and the number of delay periods available.



- A) INCREASING LEVEL OF PERCEPTIBLE PHYSICAL EFFECTS
(VIBRATION, NOISE, SECONDARY SOUND EFFECTS)
- B) INCREASING DURATION OF PROJECT
- C) INCREASING FREQUENCY OF BLASTS

PUBLIC RESPONSE TO BLASTING OPERATIONS

Charge quantities per delay varied from 252 lbs. to 684 lbs. The results suggested that an unlimited number of holes could be detonated. The vibration intensity did not exceed about 40% above that for a single hole. The important result for the operator was the improvement in public reaction. Not a single lawsuit or damage claim resulted.

The Berkeley Pit, Butte, Montana

This case is similar to the preceeding one, except that non-electric initiating systems were used. Consequently, different delay patterns were required.

A review was made of the Berkeley Pit operations in the summer of 1968. Prior to that time, a typical blast in the pit consisted of two rows of 10 holes each, detonating in pairs, that is, two holes per delay. A number of these blasts were recorded to determine typical vibration levels and frequency characteristics.

After a review had been made, it was concluded that it would be feasible to make a ten-fold increase in the size of individual blasts without making any significant increase in the vibration levels. Further, it was anticipated that such a change would be beneficial from the viewpoint of public response to the blasting operations, for the reasons indicated in the preceeding case.

As the revised blasting program began, the number of holes per blast was gradually increased and various delay patterns were tried. Eventually, as many as 250 holes were detonated in a single blast, giving no higher vibration levels than had occurred during the use of the previous method. Several different delay patterns were used, giving several different combinations of delay intervals. A full discussion of the work is beyond the scope of this paper, but the approaches that were used can be

MONITORING ROCK MOVEMENT AND BLASTING

Because it is difficult to predict the behavior of a rock mass, and initial movements are difficult to detect visually, it is advisable to use some form of monitoring device to detect movements and to allow the investigator to study the time history of the movements. If rock movements coincide with blasting activity, the investigator must first determine whether the movements are hazardous or not. If they are considered to be hazardous, he has the choice of changing the blasting technique or reinforcing the rock, or some combination of both.

The accompanying two graphs are illustrations of rock behavior under vibration loading from nearby blasting operations. In the first case, blasting was taking place on a bench above a high canyon wall. At the time of the first blast, a large crack appeared parallel to the canyon wall and rock reinforcement was damaged. Because of time considerations it was necessary to continue blasting without the benefit of replacing the rock reinforcement. Limitations were placed on the blasting and the work proceeded without further event. In this case, an impending rock failure was averted by redesigning the blasting operations.

In the second case, rock movements were being monitored with extensometers as nearby blasting was taking place. During a period when the blasting was discontinued, the rate of displacement decelerated and the rock appeared to be approaching a state of equilibrium. When nearby blasting began again, the movement began to accelerate. In this case, a decision was made to place additional reinforcement in the rock. The combination of added reinforcement and increasing distance from blasting brought equilibrium.

described in general terms. One system used primacord and primacord relay connectors. To work out the pattern, delay times were plotted in absolute time units on a drawing of the drill pattern to work out the best system of timing scatter and to give the desired balance between spacing and burden. Another system giving longer delay times used a non-electric down-hole detonator.

As one example, suppose that it was desired to develop a spacing-to-burden ratio of 2 to 1 and have 5 milliseconds delay between successive detonations. This could be accomplished by using a square drilling pattern and a delay interval between rows that is 5 milliseconds longer than the delay between holes. The actual sequence of detonation then progresses along diagonals with a spacing-to-burden ratio of 2 to 1. The absolute firing times are chosen to avoid simultaneous detonation.

Measurements were made of both compressional wave velocities and surface wave velocities. The primary purpose was to avoid the enhancement of Rayleigh waves in the selection of the delay intervals.

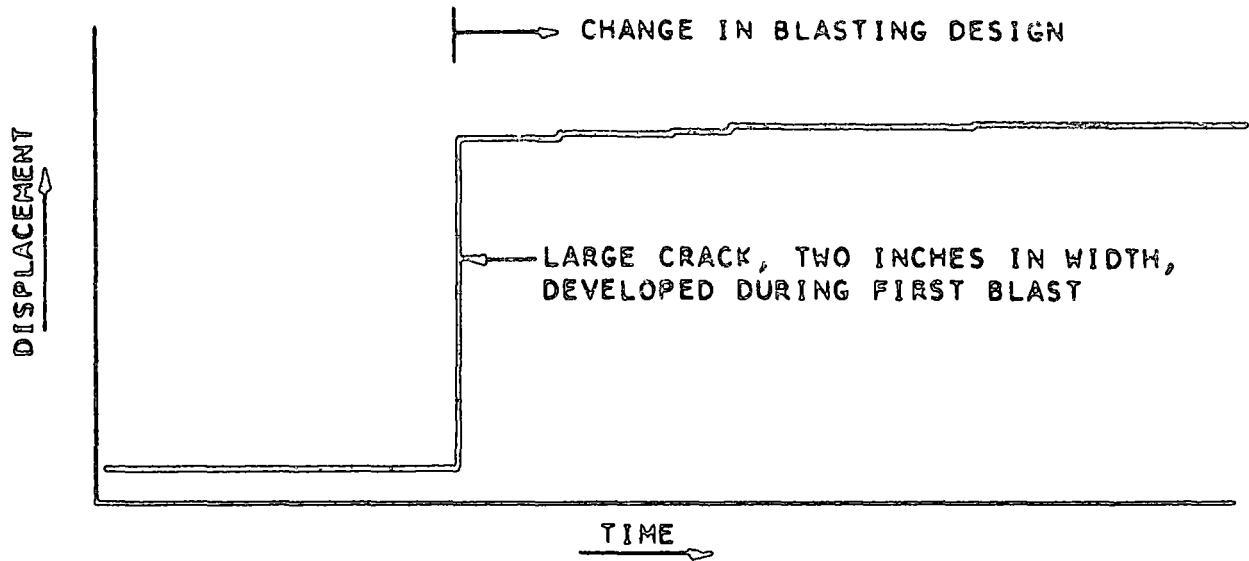


ILLUSTRATION OF BLASTING EFFECTS ON A STEEP, HIGH ROCK FACE

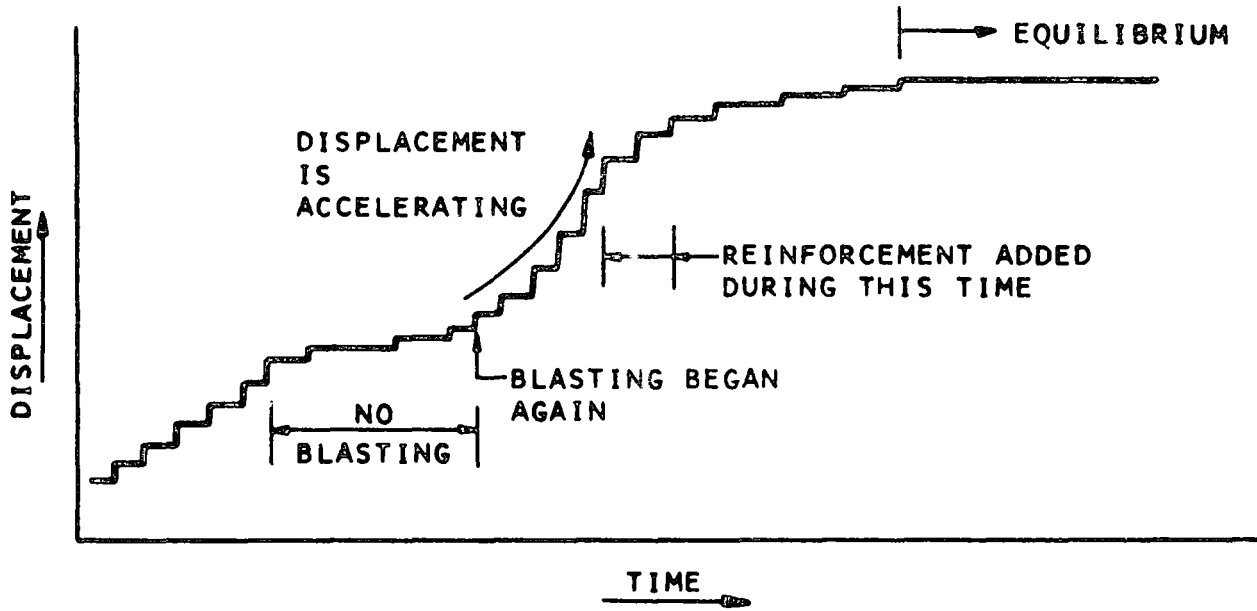


ILLUSTRATION OF BLASTING EFFECTS ON ROCK

REFERENCES

- (1) Saluja, S. S. (1968). "Mechanism of Rock Failure Under the Action of Explosives," Status of Practical Rock Mechanics, Ninth Symposium on Rock Mechanics, A.I.M.E., pp 297-319
- (2) Hino, K. (1956). "Fragmentation of Rock Through Blasting and Shock Wave Theory of Blasting," Proceedings of the First Annual Symposium on Rock Mechanics, Quarterly of the Colorado School of Mines, pp 189-209.
- (3) Duval, W. I., and T. C. Atchison (1957). "Rock Breakage by Explosives," U.S.B.M. Report of Investigations 5356.
- (4) Vortman, L. J. (1963). "Cratering Experiments with Large High Explosive Charges," Geophysics, Vol. XXVIII, No. 3, pp 351-368.
- (5) Nicholls, H. R., and W. I. Duvall (1966). "Presplitting Rock In The Presence of a Static Stress Field," U.S.B.M. Report of Investigations 6843.
- (6) Stagg, K. G., and O. C. Zienkiewicz (1968). "Rock Mechanics in Engineering Practice," John Wiley & Sons, pp 217-223.
- (7) Devine, J. G., et al (1966). "Effect of Charge Weight on Vibration Levels from Quarry Blasting," U.B.M. Report of Investigations 6774.
- (8) Oriard, L. L. (1963). "Utilization of Dispersion Effects to Control Explosion-Generated Ground Vibrations," American Geophysical Union Regional Meeting, Washington State University.
- (9) McEvelly, T. V. Personal communication. From work done by C. Kisslinger and T. V. McEvelly at St. Louis University, 1963.
- (10) Newmark, N. M. (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments," Geotechnique, Vol. 15, pp 139-160.
- (11) Goodman, R. E., and H. B. Seed (1966). "Earthquake-Induced Displacements in Sand Embankments," Journal Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, ASCE, Vol 92, No. SM2.
- (12) Oriard, L. L. and N. T. Mirafuente (1971). "Pacoima Dam: Determination of In Situ Dynamic Elastic Foundation Properties," unpublished report.
- (13) "The San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971," U. S. Geological Survey Professional Paper 733.

These cases are mentioned to illustrate the two general options (1) reduce the scale of blasting, or (2) reinforce the rock, - and to illustrate the point that the measurement of absolute displacement is not always a sufficient basis for a meaningful judgment regarding future behavior of a rock mass. Even the rate of movement can be deceptive over short time intervals. Initial movements during times of stress relief or elastic rebound might appear alarming but will usually decelerate to a condition of equilibrium. The same trend might occur during times of static or dynamic loading. The significance in many cases is determined by the rate of change in the displacement-time history. The absolute displacement may be large, but a deceleration in this motion would suggest an approach to equilibrium. Conversely, absolute displacement could be small, but acceleration of this motion could be a matter of concern. Whether we observe displacement, velocity or acceleration, the observance of the time history of the movement is more informative than the absolute value at any given time.

- (14) Jennings, P. C. (ed.) (1971). "Engineering Features of the San Fernando Earthquake, February 9, 1971," California Institute of Technology.
- (15) Oriard, L. L. (1970). "Blasting Operations in the Urban Environment," Association of Engineering Geologists Annual Meeting, Washington, D. C.
- (16) Oriard, L. L. (1970). "Dynamic Effects on Rock Masses from Blasting Operations," Slope Stability Seminar, University of Nevada.

1111

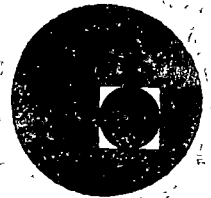
OC

OC

OC



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



VOLADURA DE ROCAS

EXPLOSION CONTROLADA

DR. LOUIS ORIARD

JULIO DE 1976.

CONTROLLED BLASTING

By

L. L. Oriard

Prepared for Presentation at

Workshop on Construction Blasting
for Tunnels

University of Maryland
in cooperation with

ASCE-AIME
Underground Construction Research Council
(Task Committee on Construction Blasting)

November 11-13, 1974

CONTROLLED BLASTING

INTRODUCTION

For the student who is becoming acquainted with controlled blasting for the first time, it would seem desirable to have a set of well-defined rules and procedures to follow, in order to accomplish the skillful execution of controlled blasting with a minimum of experience. Unfortunately, this is not possible to the desired degree because blasting is not an exact science but a technical art, like many other engineering disciplines. Although certain rules of thumb for blasting have evolved over the years, it can be misleading or even dangerous merely to memorize rules. Memorized rules and procedures may assist an inexperienced person in designing the first test shot but he should then be prepared to modify the variables to suit the site conditions. In reality, every shot is a test shot. Very rarely should a designer be satisfied with his knowledge of the field conditions, or satisfied that the conditions would remain constant. For these reasons, it is more beneficial to study the influence of the variables and develop a PHILOSOPHY of control, to be adaptable to varying field conditions. This may require the "unlearning" of certain rules in order to achieve a sufficient adaptability.

APPLICATIONS OF CONTROLLED BLASTING

There are a number of applications of the concepts of "controlled blasting". These would include (1) excavation limits (physical boundaries), (2) fragmentation, (3) rubble

displacement (throw), (4) fly rock control, (5) seismic waves, (6) air waves, (7) explosive excavation, and (8) demolition. In this lecture, due to time limitations, the primary emphasis will be given to the development of a philosophy of control and its application to the first two items. The second lecture will cover seismic waves and air waves.

TREND IN CONSTRUCTION

There is a trend in construction towards blasting on a larger scale. In such construction applications as quarries, highways, large foundations and open cuts, it is usually possible to achieve cost savings by using the new larger drills. With the greater torques and greater down-pressures available in today's drills, large-diameter blast hole drilling is more economical than small-diameter drilling. In underground work, ~~there is a similar trend to larger and deeper holes.~~ The resulting blast designs call for greater explosive concentrations at wider spacings. In contrast, many of the applications of "controlled blasting" call for the use of smaller charges at closer spacings.

ACHIEVING CONTROL OF BLASTING EFFECTS

In general, the reduction of undesirable blast effects (hence "controlled blasting") is achieved through the de-concentration of these effects, that is by spatial and time distributions of the application of the explosive energy.

VARIABLES THAT CAN BE MANIPULATED TO ACHIEVE CONTROL

Spatial Distribution

The explosive energy can be varied within a given hole by varying either the explosive characteristics or the weight

concentration. The blast designer will, of course, select an explosive that he considers appropriate. At times, however, the selection is made on the basis of a single physical property, such as velocity of detonation, whether the explosive be in cartridge or package form, a free-flowing dry blasting agent, or a slurry. However, the application can be controlled by other spatial factors than just the total quantity of explosive. For example, if maximum energy input is desired, it should be remembered that a slurry will be fully coupled to the walls of the drill hole, whereas smaller-diameter cartridges will not. It should be remembered that an explosive charge does not have to be composed entirely of one explosive, it does not have to be continuous (it could be in separate portions, or "decked"), it does not have to be of constant shape, nor do adjacent holes have to be loaded the same. In the art of blasting, "conformity" is not a requisite.

For example,

- 1) The length/diameter ratio of explosive charges can be varied.
- 2) The hole can be chambered, e.g., by jet piercing.
- 3) A cavity can be formed by "springing".
- 4) Charges can be separated vertically, by "deck" loading.
- 5) Energy can be decoupled with small-diameter cartridges.
- 6) Charge emplacement can be varied:

Vertically, by charge length, depth of burial,
subgrade drilling, stemming.

Horizontally, by spacing and burden dimensions,
charge diameter.

A lesson to be learned: unbroken rock does not necessarily mean that there was an insufficient quantity of explosive, or that the explosive was inappropriate for the job. It could merely have been placed improperly or proportioned inadequately.

TIME DISTRIBUTION

The energy of a group of explosive charges can be applied simultaneously, or in a wide variety of timing sequences, of which many are often overlooked. Typical timing mechanisms are available as follows:

° Electric Delays

Long period: Intervals are typically 1/2 second to 1 second, depending on manufacturer.

Short period: Intervals are typically 20 ms (milliseconds) to 250 ms.

Intermediate: Intervals are typically 1/4 second to 1/2 second.

Combination: Often overlooked. Must be compatible electrically.

Non-electric Delays

Timing periods as with electric caps

Surface connectors

Down-hole delays

Combinations

Burning mechanisms, such as fuse, igniter card, etc.

Mechanical switches

Electronic sequential timers

The explosives engineer should be aware of the time scatter or dispersion from "nominal" firing times of blasting caps. There are appreciable tolerances in the actual firing times of most caps, despite claims to the contrary. For most caps, the amount of scatter increases with the length of the time delay. This may be either an advantage or a disadvantage, according to circumstances. For example, this scattering tends to reduce vibrations from blasts of more than one hole per delay, and would be an advantage in that respect. The greater the total delay time, the greater would be the number of holes that could be fired on that delay number. If, however, simultaneous firing were desired for some purpose such as perimeter blasting, a long delay time would not be satisfactory unless an auxiliary system were used (such as detonating card) to insure that all charges on that delay interval actually fired simultaneously.

EXPLOSIVES PROPERTIES VERSUS EMPLACEMENT

There is presently available on the commercial market a rather wide variety of explosives products, with widely different physical properties. Products can be "custom selected" for specific purposes. Because of this, some explosives users have come to over-emphasize the importance of this factor and have neglected to consider others.

One of the physical properties about which information is usually given by manufacturers is the velocity of detonation. It is generally held that an increase in detonation velocity

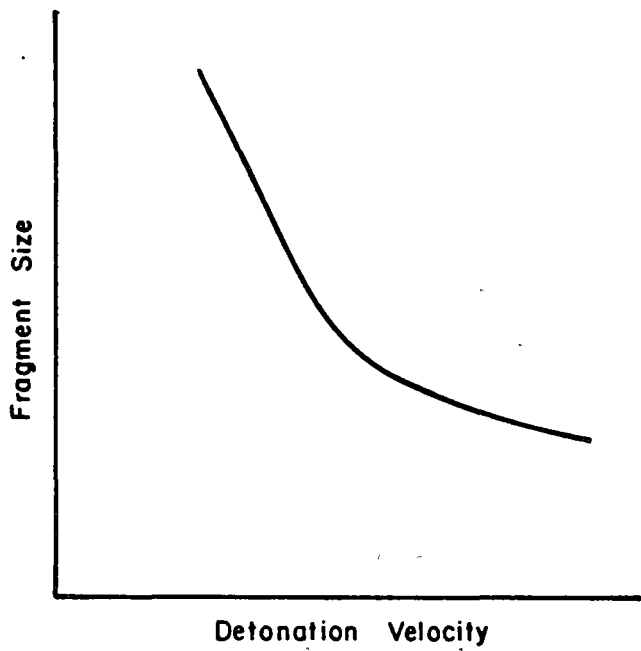
will increase the ability of the explosive to fragment rock. However, it is significant that the most notable change takes place from low to medium velocities. Going from high to very high velocities produces relatively little additional benefit. It is probable that the relationship is related in some fashion to the ratio of acoustical impedances of the explosive and the rock. The following graph illustrates this relationship.

Just as important is the total amount of energy in the charge. An increase in this energy will increase the degree of fragmentation, as shown on the graph. This tells us that we can improve fragmentation even if we have no choice in the selection of the explosive if we merely increase the explosive quantity. This helps to explain why certain blasts have been very successful even when it appeared that the explosive was not appropriate for the work.

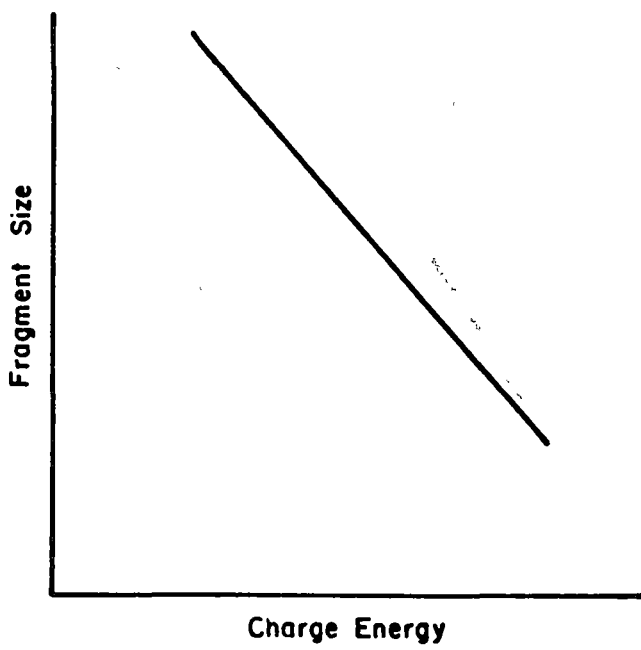
Charge emplacement is equally important. Both the volume of broken rock and the fragment size are critically dependent on the burden depth, as shown in the accompanying sketch.

GEOLOGICAL FACTORS

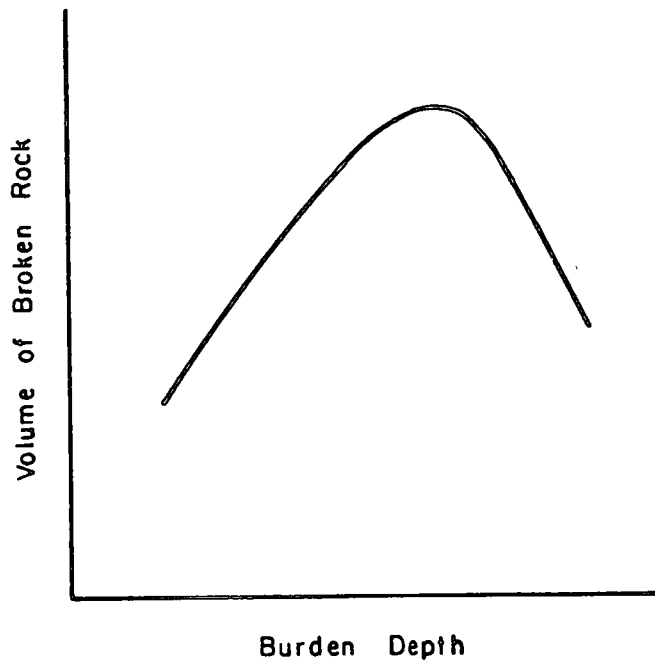
There have been numerous efforts to evaluate the geological factors that determine the response to blasting. One such study deals particularly with tunnel blasting and is appropriate for discussion at this workshop. This study was conducted in Norway and is reported in an article entitled, "On the Resistance to Blasting In tunneling", by Bergh-Christensen and Selmer-Olsen. It is my understanding that Dr. Brekke will be discussing this study in greater detail, so only a few general comments will



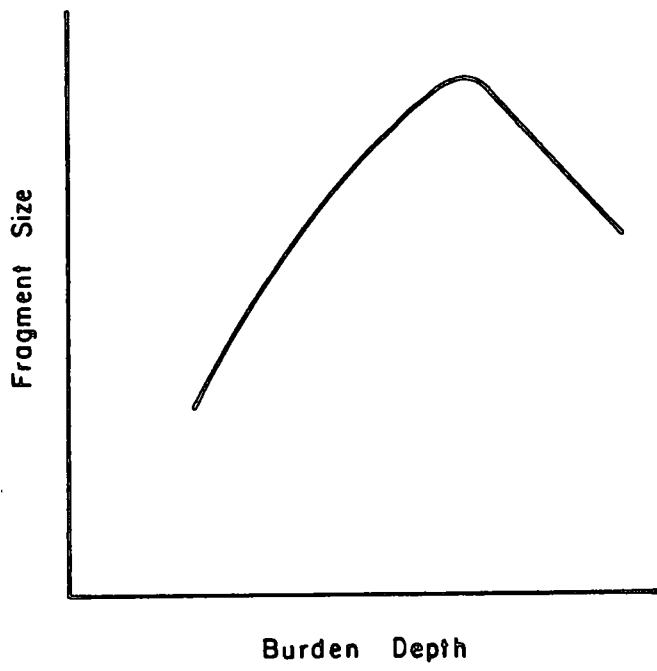
Effect of Detonation Velocity on Fragment Size



Effect of Total Charge Energy on Fragment Size



Effect of Burden Depth on Rock Volume



Effect of Burden Depth on Fragment Size

be made at this time. It was concluded in this study that the factors which had an influence on resistance to blasting were numerous and complicated. Nevertheless, a laboratory index was developed, based on the following: (1) sonic anisotropy of the rock, (2) lowest tensile strength, (3) specific gravity, and (4) average number of primary joints intersecting the volume of one round. There were three general rock types which consistently presented difficulties in blasting. The first consisted of rocks with high specific gravity, high intergranular cohesion, and a random orientation of the mineral grains rendering the rocks physically anisotropic. Typically they have high tensile strength and very low brittleness values. Examples are certain gabbros, greenstones and breccias. The second category of rocks showed very high brittleness values and low tensile strength in all directions. In this category were certain granites, gneisses, schists and marbles. The third category was characterized by a considerable content of flaky or fibrous minerals in parallel layers, such as mica, chlorite and asbestos.

Another important conclusion of the study was that the mere increase in specific charge (powder factor) caused proportionately little increase in advance of the tunnel round. For example, a 40% increase in the powder factor would increase the advance of the round by only five percentage points, say from an advance of 80% to an advance of 85%. (It is well known that an increase in the powder factor will increase the degree of fragmentation - not to be confused with advance of the round.)

BLASTING TO GRADE

Let us discuss a few typical blasting problems and illustrate the need for developing a philosophy.

First, let us consider a requirement to excavate a rock mass to a horizontal boundary (design grade). A common rule of thumb would suggest that there is a need for subgrade drilling in the amount of $1/3$ the hole spacing. Occasionally one also hears reference to a less acceptable "rule" that subgrade drilling should be 10% of the hole depth. Neither of these rules provides an explanation to the student of the factors he should consider in design. Rather, he should try to gain an appreciation for the influence of the geological factors, and the explosive factors. Memorizing the "rule" will then be unnecessary and inadequate.

The explosive action at the bottom of a drill hole tends primarily to form a crater, although the crater will be asymmetrical if the rock burden is asymmetrical. The question then becomes, "How deep must the craters be in order that no unbroken rock remains above the desired grade elevation?" In average massive rock, the depth of subgrade drilling needed to produce these flat craters below grade is about $1/3$ the hole spacing. However, in rock which has prominent horizontal partings, breakage may take place horizontally with no need for any subgrade drilling. If rock layers are alternately soft and hard, breakage may even extend downward into a softer zone. At the other extreme are certain vertically-jointed,

tough rocks where the subgrade drilling may have to be as much as 1/2 the hole spacing. It is important to study the rock fabric, variations in rock strength (anisotropy), and the direction and prominence of joints or other weak planes.

Sometimes overlooked is the concept and control of smoothness of the final surface. If the surface is to be covered with concrete, smoothness could be just as important as minimum elevation clearance. If such smoothness is desired, one should keep in mind when planning the blasts the following principle: the final surface is, in effect, a series of contiguous, flat craters; if a greater number of small-diameter holes are used, the final surface will be proportionately smoother. That is to say that a smoother surface is obtained with a larger number of small, closely-spaced craters. A rougher surface is obtained with a smaller number of large, widely-spaced craters.

Regarding the explosives characteristics, more intense bottom breakage is achieved with a high-density, high-velocity, fully-coupled explosive which is initiated at the bottom of the hole. Whether or not this should be part of the design depends on whether too much or too little breakage is occurring at the bottom.

BLASTING IN CAP ROCK

Breaking the top portion of the rock mass is often more difficult than breaking the bottom portion. It is especially difficult if a cap of hard, massive rock is found only in the

top portion, overlying a softer zone. Explosive energy tends to be dissipated into the softer zone, leaving the cap rock relatively unbroken. A common error is made when the explosives engineer chooses merely to extend the explosives column into the collar zone. Very often this leads to violent throwing of rock not necessarily accompanied by adequate breakage. The problem usually is not an insufficiency of explosive energy but rather an inadequate distribution or emplacement of the explosives. An effective solution can usually be found in one of the two following techniques, depending on the rock jointing, and the spacing and diameter of the holes. One approach is "deck loading". With this technique, charges are placed at two or more levels or "decks" in the hole, separated by inert stemming material. In this way, a separate small charge can be placed near the collar of the hole in order to break the cap rock, but is limited in size so as to avoid over-blasting and flyrock. If the primary blast holes are of large diameter and widely spaced, it may be necessary to drill "satellite" holes and place additional small charges in them. Satellite holes are usually small-diameter holes drilled at intermediate locations between primary blast holes.

PHILOSOPHY

The point deserving of repetition is that the explosives engineer needs to be flexible in his thinking, constantly alert to changing field conditions, and not restricted to

routine patterns and rules. Memorizing certain formulae for blast design tends to make "constants" out of certain factors that more correctly should be regarded as variables which are in constant need of re-evaluation. Many bad blast designs have been used because the explosives engineer was either guided or restricted by published rules or recommendations, either selected by him or imposed on him.

PERIMETER CONTROL

In many applications, there are substantial benefits to the exercise of careful perimeter control, such as those relating to the integrity of the remaining rock, and those relating to the cost of concrete needed to replace over-excavated rock. Without this control, the rock may be shattered by the shock waves or loosened by the venting of explosive gases.

Because of the many variations in project requirements and geological conditions, it is difficult to specify what approach is best, and how it should be applied. Nevertheless we can discuss a few general principles.

The first factor requiring control is the drilling. A large percentage of over-excavation in sound rock may be attributable to poor drilling control. This requires special attention in tunneling where drilling is more difficult to control than in above-ground excavations.

PRE-SPLITTING

One common method employed in perimeter control is called

"pre-splitting" or "pre-shearing". In this method, holes are drilled along the perimeter of the excavation. Small-diameter explosives charges are loaded into these holes and detonated simultaneously ahead of primary blasting, thus generating a crack or shear along the perimeter. The size and spacing of the perimeter charges is dependent, of course, on the rock characteristics. In addition, a decision must be made as to what effort is considered to be appropriate for the project in question, in terms of cost and benefit. If concrete is to be poured against the final surface, more effort will be expended to obtain a sound, smooth surface. In other cases, there may be only a need to avoid slope failures, so that a rougher, looser rock surface can be tolerated.

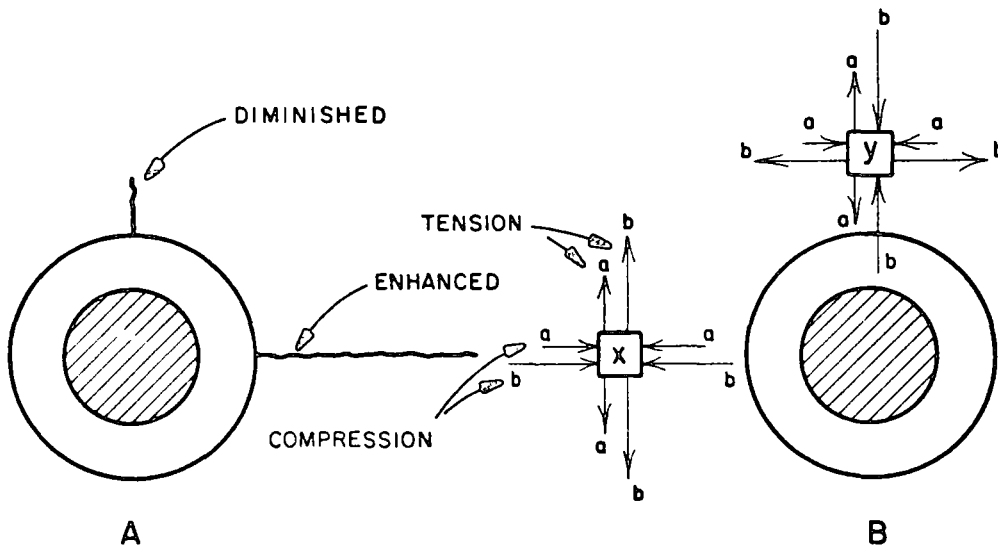
If an explosive charge is in full contact with the walls of the drill hole, it is said to be fully coupled. When such a charge is detonated, a very high-pressure shock wave strikes the walls, usually crushing the rock for a distance of 1 to 3 charge radii. The expanding gases try to expand the hole and cause radial cracks to appear as the perimeter is placed in tension.

In the pre-splitting method, the shattering is eliminated by de-coupling the charge. That is, an annular ring of air surrounds the cartridge. Ideally the charge does not touch the rock. Although the damaging effect of the shock wave is thus largely eliminated, the expanding gases continue to work on the rock. And if two adjacent holes are detonated simultaneously, there is a preferential growth of the radial crack connecting the two holes, in preference to other directions.

For illustration, refer to the accompanying sketch. Assume that the decoupled charges A and B detonate simultaneously. Stresses are developed at particle locations x and y. At location y, the stresses "a" (radiating from charge A) oppose the stresses from B, such that a crack does not develop. At location x, the stresses from A enhance those from B. The compressive stresses are not sufficient to cause the rock to fail. However, the rock is much weaker in tension (by a factor of about 10) and a tensile crack between the two charges is preferred over any other direction. In addition, this crack is given further preference after it once begins to form. Less energy is required to extend a crack than to develop a new one.

In the design of patterns for pre-splitting, the explosives concentration is a function of (1) the ratio of the hole diameter and charge diameter, and (2) the surface area of the pre-split plane (excavation boundary). With typical 5/8 in. to 3/4 in. charges in a 2-1/2 in. to 3 in. hole, the charge concentration is of the order of 0.07 to 0.10 lbs. per square foot of perimeter surface area.

The most difficult portion of a perimeter to preserve in the desired condition is the "shoulder" formed at the perimeter, in the collar zone of the pre-split holes. Quite often, extra holes are drilled to shallow depths in this zone to assist in the formation of rectangular corners in the rock. These holes may be loaded or left unloaded, according to the



Crack propogation enhanced in
rock web between holes

Pre - Splitting - Stress Distribution

circumstances. When not loaded, they are usually referred to as "guide" holes. These work best when drilled within five diameters of loaded holes. Beyond that distance, the crack propagation may not be noticeably influenced by the existence of the guide hole.

Existing stress fields in the rock have an important influence on crack propagation during pre-splitting. If these in-situ stresses are oriented away from the pre-split plane, cracks may be favored in that direction and the pre-splitting results will be unsatisfactory. Under these conditions, it may be necessary to place the holes closer together or to use a different technique for the perimeter blasting, such as "smooth" blasting, or "smooth wall" blasting (discussed later).

It is desirable to have the pre-split holes detonate simultaneously. For this reason, it is common practice to connect the holes with detonating cord to insure simultaneous detonation. If the holes are initiated with blasting caps, a certain amount of timing scatter can be expected, depending on the cap design.

There has been much discussion over the benefits of pre-splitting as a method to bring about vibration isolation, that is to prevent vibrations from passing effectively beyond the pre-split plane. Such assumed benefits may not in fact exist and the concept should be regarded with conservatism. In most cases, a semi-infinite burden exists and/or horizontal in-situ stresses are present. In such cases, the pre-split crack im-

mediately closes and presents little more barrier to vibrations than would typical joints and shear planes in the rock. Such conditions are typical of underground work. Conditions might be quite different where limited burdens exist, such as highway cuts on side hills. Under these conditions, a different type of problem exists. Sometimes a large pre-split shot will cause the permanent displacement of a large mass of rock, leaving a large, open crack and disturbed rock. Further drilling and blasting may be restricted because of this disturbance. The open crack will serve as an effective vibration isolator for the rock immediately adjacent to the crack on the opposite side from future blasting. However, this barrier is very limited and the isolated zone is very limited. Charges placed below the level of the bottom of the crack will pass undiminished below the crack and continue through the rock in a normal fashion.

If it is desired that pre-splitting be used to develop a vibration barrier in a semi-infinite rock burden, it is possible to blast with heavier charges than normal (or use more than one row of charges) to produce a fractured zone. Again, it should be remembered that seismic waves will be diffracted around this zone so that its influence is limited.

In connection with vibration problems, it should not be overlooked that the pre-split blast itself is capable of causing an unacceptable vibration. Because of the excessive confinement, the pre-split blast will usually generate the largest amount of vibration for a given amount of explosive.

SMOOTH BLASTING

Smooth blasting is similar in concept to pre-splitting, except that the charges are detonated after the primary blasting. In the ideal case, the primary blasting has been done and the rock excavated to the last row of holes. Then a separate blast is detonated as the last delay in a larger blast. If the latter technique is used, there should be some adjustment in powder factor and timing to give the greatest amount of free movement to the perimeter blasting. In smooth blasting, it is customary to reduce the spacing between holes to approximately 80% of the burden. Holes are fired simultaneously (or in groups, if a vibration problem exists) and charges can be reduced slightly below those used for pre-splitting.

Both pre-splitting and smooth blasting usually produce good results in massive rock. Smooth blasting usually is capable of reducing venting damage in highly jointed or fractured rock.

Smooth blasting has a benefit if strong in-situ stress fields are causing pre-split cracks to travel in the wrong directions. The primary blasting removes the burden and relieves most of the in-situ stress, so that the smooth blasting no longer has the same unfavorable conditions imposed.

If smooth blasting is taken to mean a completely separate blast fired after the primary round, it is a costly procedure for tunnel practice, and not often used. In hard, massive rock, no special technique is usually needed. In loose, jointed rock,

the stand-up time of an exposed roof is a problem, so it is not desirable to drill and blast a separate round for the perimeter. A compromise is to fire sections of the perimeter simultaneously as the final round.

MODIFICATIONS TO PERIMETER BLASTING TECHNIQUES

~~It would be misleading to propose that pre-splitting or~~ smooth blasting methods must follow certain, prescribed patterns. There are as many variations as the rock conditions and the imagination of the explosives engineer will allow. The plans should be tailored to the conditions and the purpose of the blasting. For example, there are far different needs for perimeter smoothness in an open pit mine than there are for a structural excavation where concrete will be poured against the excavated rock surfaces. In the latter case, smoothness and precision are important because of the cost of the concrete and the need for structural integrity. In the former case, and many others, there is only a need to prevent slope failures. Thus, perimeter blasting could rightly consist of very large charges placed in widely spaced holes. The perimeter charges may be modified by diameter, length, position, density, strength, etc. Conditions can vary even within a single hole. One quick approach to modified perimeter blasting is to use a very-low-density bulk blasting agent, consisting of a mixture of ANFO and expanded plastics. If higher density is satisfactory or needed, requirements may be met with low-density slurries. Going to the other extreme, we may find that con-

ventional cartridges are too large where extreme caution is required. In such cases, holes can be drilled very close together, leaving a narrow web to be broken with detonating cord.

CONCLUSION

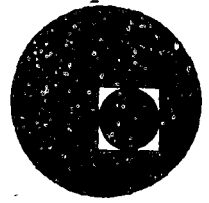
The chief purpose of this lecture is to try to develop a reasonable philosophy about controlled blasting. In recent years, a number of rules and formulae have been developed, leading many people to believe that blasting is approaching the state of being an exact science. Unfortunately, this is not true. Blasting is still a complicated technical art, even if the state-of-the-art has improved greatly in recent years. If we try to simplify this art too much, we degrade the art and greatly increase the chances for either poor results or dangerous results.

The lecture is intended to review the concept that many variables exist and we should remember them as variables. It seems that we tend to convert a variable to a constant when some rule of thumb is developed for it. There is a need for the explosives engineer to remember how these variables influence blasting results, so that he can be adaptable in the field and be ready to meet the ever-changing conditions.





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



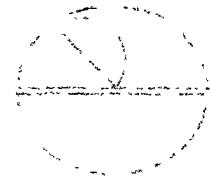
VOLADURA DE ROCAS

RAPID DAM CONSTRUCTION USING THE DIRECTED BLASTING
 METHOD

DR. LOUIS ORIARD

JULIO DE 1976.

WOODWARD-CLYDE CONSULTANTS
 CONSULTING ENGINEERS, GEOLOGISTS AND ENVIRONMENTAL SCIENTISTS



Palacio de Minería
 Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
 Tels: 521-40-23 521-73-35 5123-123

RAPID DAM CONSTRUCTION USING THE DIRECTED BLASTING METHOD

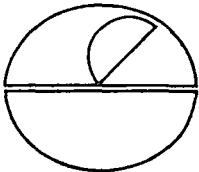
By

Lewis L. Oriard⁽¹⁾, Hans M. Ewoldsen⁽²⁾ and Arshud Mahmood⁽³⁾

Prepared for Presentation at

Second Iranian Congress of Civil Engineering
Pahlavi University, Shiraz, Iran, May 3-7, 1976

- (1) Consulting Principal, Woodward-Clyde Consultants,
2140 W. Olympic Boulevard, Los Angeles, California 90006, USA
- (2) Vice President, Woodward-Clyde Consultants, International
Darya-Noor Avenue, 7th Street, #49, Tehran, Iran
- (3) Project Engineer, Woodward-Clyde Consultants,
2140 W. Olympic Boulevard, Los Angeles, California 90006, USA



WOODWARD-CLYDE CONSULTANTS

CONSULTING ENGINEERS, GEOLOGISTS AND ENVIRONMENTAL SCIENTISTS

RAPID DAM CONSTRUCTION USING THE DIRECTED BLASTING METHOD

A B S T R A C T

Knowledge of explosive excavation technology has been limited in the past to a relatively small number of geotechnical specialists in only a few countries. However, the attractive application of this technology to civil construction and mining is expected to generate wide interest throughout the engineering profession.

Directed blasting is a form of explosive excavation in which there is a controlled throw of the ejecta, usually with the intent that the ejecta will serve a specific function such as that of an embankment dam. Where this method is suitable, it can offer great savings in time and cost of construction. It is particularly attractive in remote areas where conventional construction methods would typically require the slow and expensive moving of many men and large quantities of equipment under difficult conditions over long periods of time. This article discusses the directed blasting process, conditions of applicability and site selection criteria. Also, there is discussion of the physical properties of ejecta as it relates to dam construction, and a discussion of the effects of ground motions, air waves and water waves generated by large blasts.

RAPID DAM CONSTRUCTION USING THE DIRECTED BLASTING METHOD

By

Lewis L. Oriard⁽¹⁾, Hans M. Ewoldsen⁽²⁾, and Arshud Mahmood⁽³⁾

INTRODUCTION

Explosive excavation is the use of high explosives as a construction tool to produce an excavation by fracturing and ejecting large volumes of rock or soil. It is an alternate method to the conventional blasting and hauling methods commonly used to move rock and soil on civil projects. The use of large, concentrated explosive charges may offer substantial benefits when excavation is a major portion of project activity. The two most common advantages are speed and economy.

There is a wide range of potential applications of explosive excavation techniques. These would include ejecta (blasted-in-place) dams, overburden removal, harbors, canals, waterway connections, highway cuts, railroad cuts, and the widening and deepening of existing water channels. In some of these applications, the soil or rock materials ejected from the excavated area serve no useful function, and there is a desire simply to scatter or dispose of these materials. In other applications, such as the construction of ejecta dams, the ejected material has a specific function, and it is necessary to control the direction and distance through which this material moves so that it may be deposited in the necessary manner. This type of explosive excavation is called directed blasting.

(1) Lewis L. Oriard, Consulting Principal, Woodward-Clyde Consultants

(2) Hans M. Ewoldsen, Vice President, Woodward-Clyde Consultants-International

(3) Arshud Mahmood, Project Engineer, Woodward-Clyde Consultants

DIRECTED BLASTING APPLICATIONS

The use of directed blasting as a rapid construction technique is especially attractive in situations where time is of great importance. An emergency flood control dike, a new water storage dam for a rapidly developing area, or an urgently needed cofferdam during hydraulic construction can all be built by directed blasting. The structures can be designed to be either pervious (for graduated flood control) or impervious (for longterm water use). Both temporary and permanent types can be built suitably. The rapidity of construction is such that the construction time for a medium-sized dam can be reduced to a single construction season. This may represent a reduction in construction time by as much as several years.

SUITABLE REGIONS

Inaccessibility of a rugged, mountainous region often limits the choice of sites for dam construction. Such a region would be quite suitable for directed blasting construction as the labor, machinery and materials required to be transported are greatly reduced. The time and money spent on building access roads or developing living areas for construction crews can be saved. Sheer remoteness of an otherwise suitable and accessible site may also necessitate consideration of a rapid alternative.

The quantities of construction materials, machinery and fuel required for conventional dam construction are so large that resources in many regions in the world could be greatly strained. In such areas a technique eliminating or greatly reducing the long-term resource commitment would save the scarce material resources for other uses. Skilled labor force is another valuable resource that is in short supply in many regions and needs to be conserved. Although this resource is mobile, it is not

easily transportable and requires incentives for transfer to inhospitable or unattractive areas.

A region in which directed blasting is used must also be safe for use of explosives. Areas that are sensitive due to defense reasons, are highly urbanized or otherwise restricted for detonating explosives may not be suitable for this method.

THE DIRECTED BLASTING PROCESS

1. The Explosive Failure Mechanism

When an explosive charge is detonated, the material surrounding the charge is subjected to a nearly instantaneous, very high temperature and pressure as the shock front enters the medium at the velocity of detonation of the explosive (Ref. 1). This pressure varies with the explosive, generally being in the range of 0.2 to 1.0×10^6 psi. This shock front will pulverize the surrounding material for a short distance depending on the characteristics of the medium. As the pressure wave passes through the medium, a compressive pulse travels to the nearest free face or internal boundary where it is reflected in tension. The tensile strengths of most rock-like materials are only a small fraction of their compressive strengths, so the material will fail more readily in tension. The tensile failure produces an effect described as tensile slabbing or spalling. The surface particles move upward and outward with a velocity equal to the sum of the wave particle velocity and the velocity imparted by the release of compressional stresses (Ref. 2). When a surface layer has spalled off, material beneath it experiences the same phenomena and the process is repeated as the rarefaction phase is propagated downward from the surface. As the fragmented material rises, it is no longer able to contain the explosion gases, and surface venting occurs, releasing the fragments to assume free ballistic tra-

jectories (See Fig. 1).

2. Depth of Burial

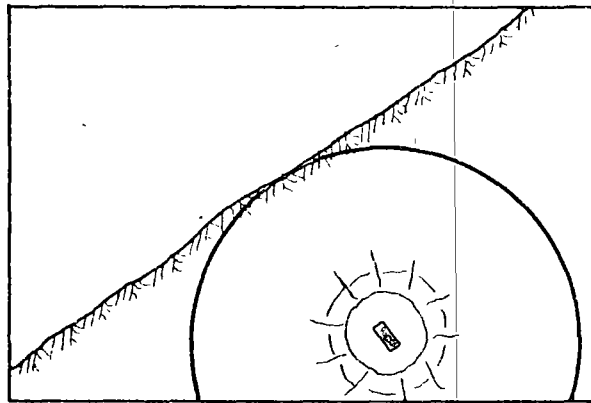
For a given explosive buried in a given material, the size of the explosive charge and its depth of burial will determine how much of the material is ejected and how much remains in the crater zone (See Fig.

2). A charge which is buried at shallow depth has less fallback material, but is not necessarily performing at optimum capacity. The optimum depth of burial is that which produces the largest volume of ejecta in the desired position. This may require a depth of burial which produces some fallback. A burial which is too deep may only fracture the rock in place without producing the required ejecta.

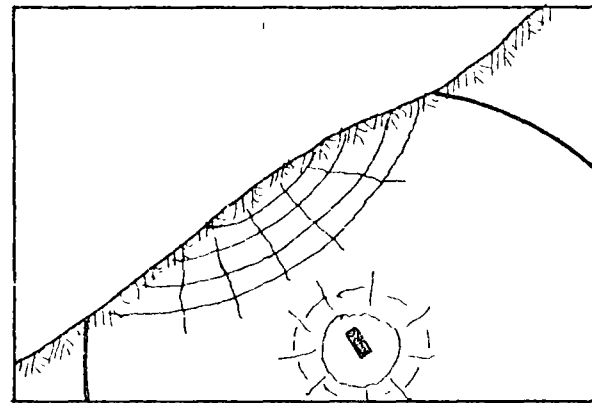
3. Direction Control

When a concentrated explosive charge is placed beneath a plane surface and detonated to produce a crater, there will be a velocity distribution at the ground surface in the general form illustrated in Fig.

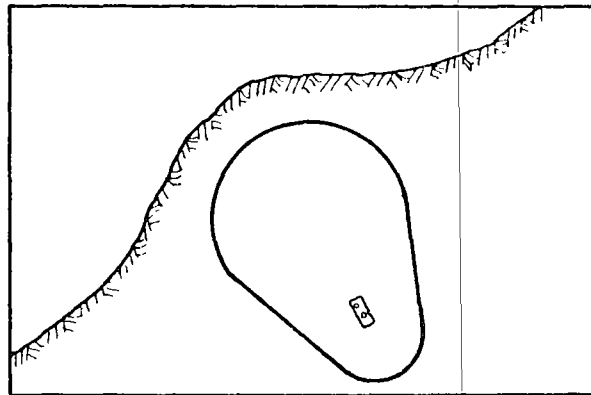
3. In the usual case, this would cause too much scatter of the ejecta, if the ejecta were to be used for dam construction. However, if the ground surface were not planar, but concave, as shown in Fig. 4, the velocity distribution would be changed to the form illustrated. Thus, we see a principle for controlling the direction of throw, and this control can be accomplished either by making use of a naturally concave surface, or by forming such a surface with the use of auxiliary charges. The auxiliary charges can be detonated either as a separate blast or in the same blast but at an earlier instant of time. In the case of rapid embankment construction, we need to impart a greater horizontal component to the trajectories. This is done under a horizontal surface by the asymmetrical emplacement of the charges, as seen in Fig. 5. For a sloping ground surface, the charges may be placed either symmetrically



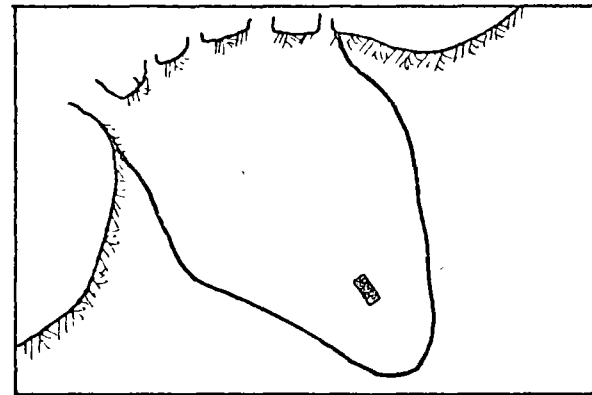
A) Compressive Stress Wave reaches surface.



B) Rarefaction phase begins. Tensile spalling begins.

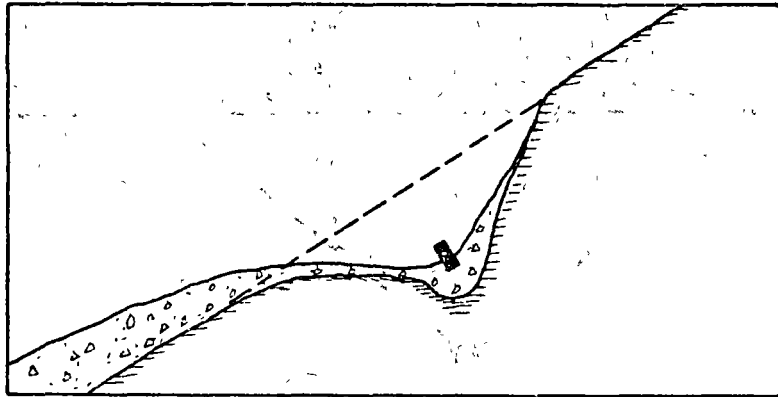


C) Gas acceleration develops

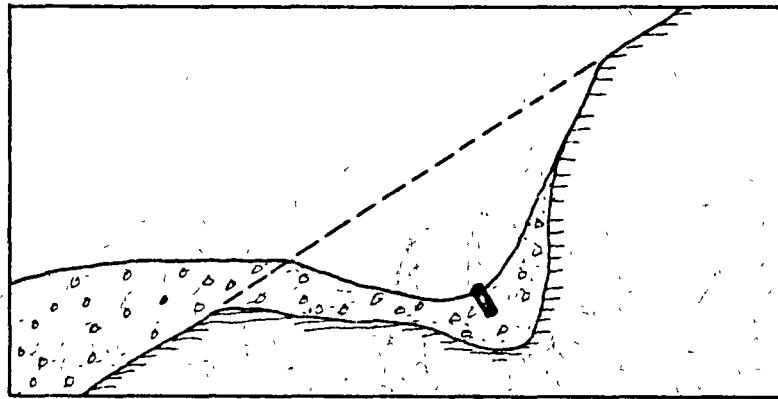


D) Surface venting occurs.

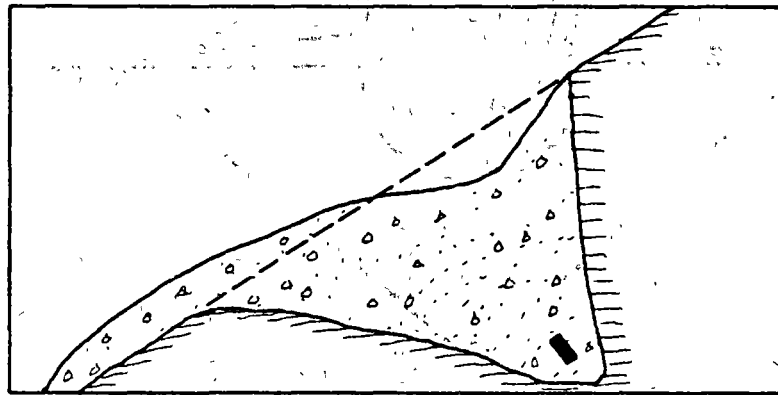
Figure 1. EXPLOSIVE CRATERING



A) Shallow Burial



B) Optimum Burial



C) Deep Burial

Figure 2. EFFECT OF VARYING CHARGE DEPTH.

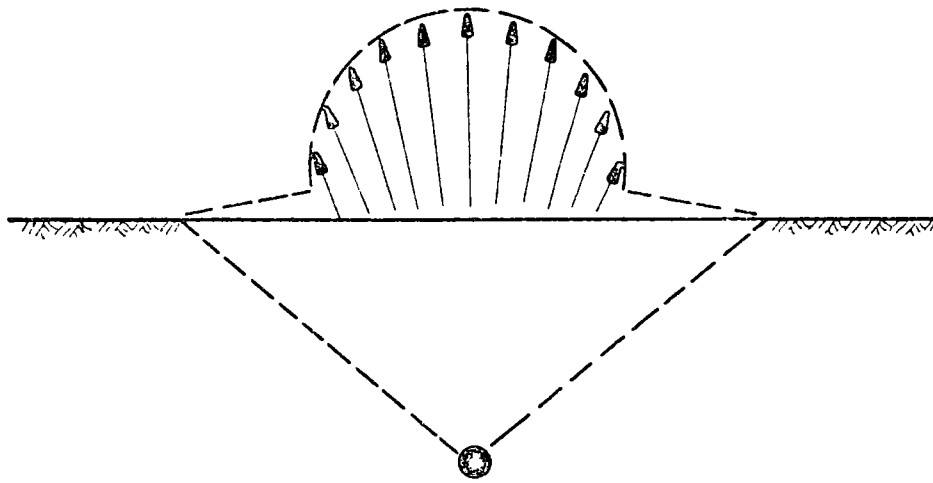


Figure 3. VELOCITY DISTRIBUTION FOR PLANE SURFACE.

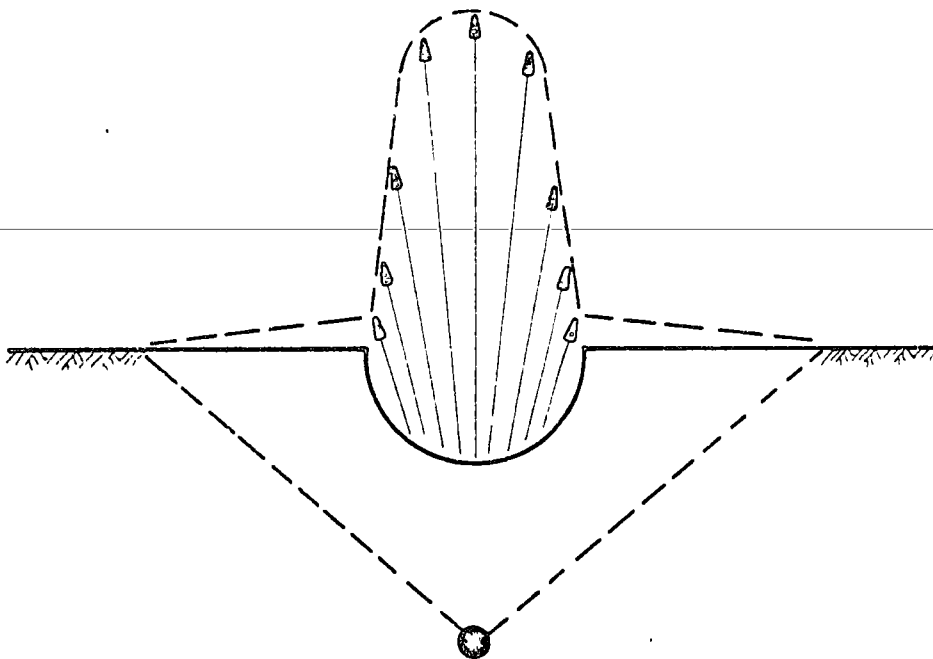


Figure 4. VELOCITY DISTRIBUTION FOR CONCAVE SURFACE.

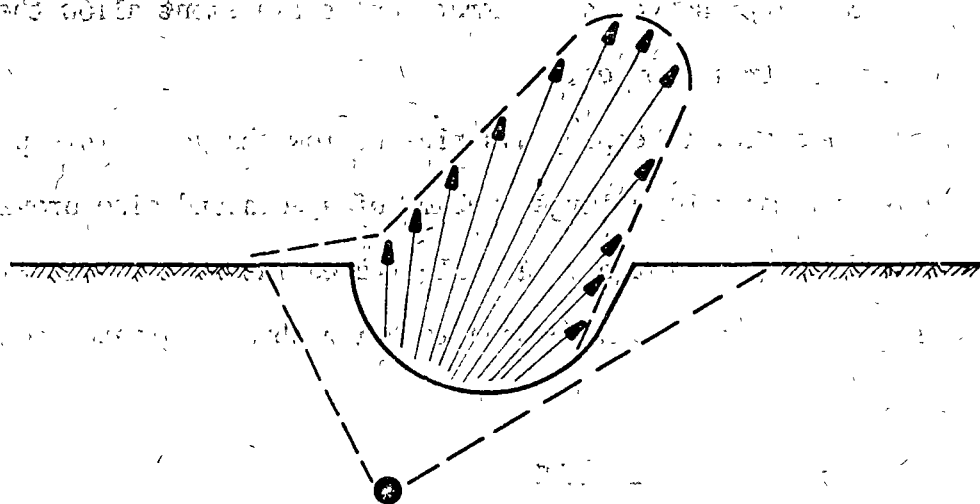


Figure 5. VELOCITY DISTRIBUTION FOR ASYMMETRICAL PLACEMENT OF CHARGE

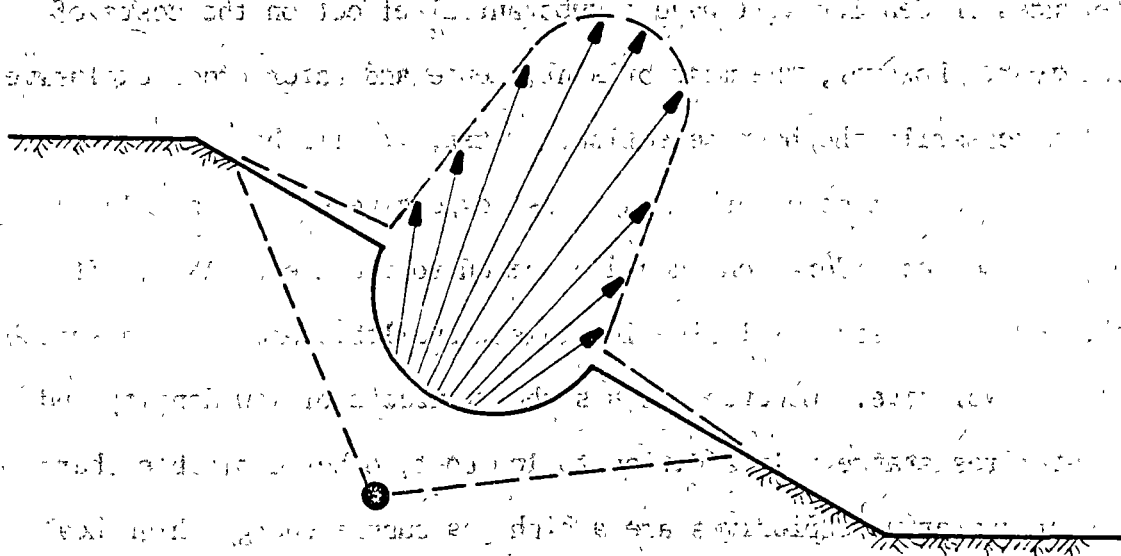


Figure 6. VELOCITY DISTRIBUTION FOR SYMMETRICAL PLACEMENT OF CHARGE BEHIND SLOPING SURFACE.

as in Fig. 6, or asymmetrically, depending on the desired amount of horizontal velocity and the slope of the surface. Combining a sloping surface, an auxiliary charge and asymmetrical emplacement allow the necessary control of trajectories.

It is customary to employ a series of row charges. This provides for easier movement of a larger volume of ejecta and also provides additional directional control. As illustrated in plan view in Fig. 7, a series of row charges can be used to bring about a greater concentration of ejecta.

4. Selection of the Explosive

The selection of the explosive is an important factor in directed blasting. Cost of explosives often represents a major portion (about 78% Ref. 6) of the total cost of blasting. There are large variations in the costs of explosives and some have characteristics that are unsuitable for certain field conditions, such as the presence of water. Also, great differences in density will have a substantial effect on the costs of emplacement. However, the most brisant, dense and water-proof explosive is not necessarily the best selection. Often, it will be too expensive and may not perform more work than a less expensive explosive. In most cases, serious consideration should be given to the use of ANFO. It is the least expensive explosive ingredient available and makes a suitable cratering explosive. However, it has the drawbacks of low density and poor water resistance. In addition to low cost, other desirable characteristics of cratering explosives are a high gas bubble energy, high heat of detonation, a suitable impedance ratio for the medium in which they will be detonated, and a detonation pressure below about 150 to 200 kbar.

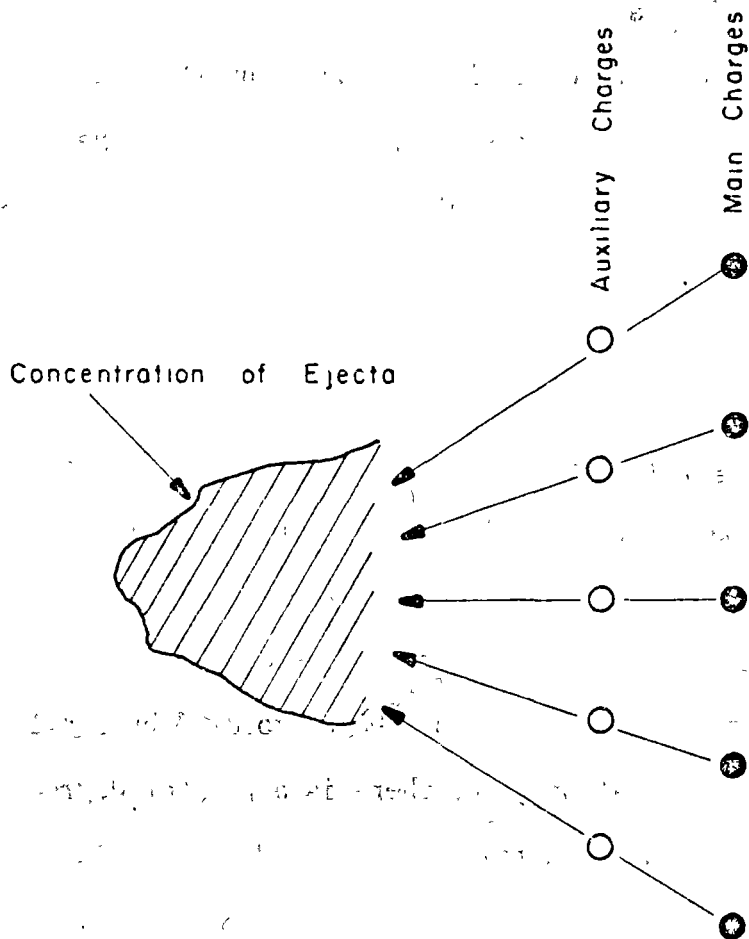


Figure 7. THE USE OF ROW CHARGES TO OBTAIN GREATER VOLUME AND GREATER CONCENTRATION OF EJECTA.

The quantity of explosive will depend on various explosive and site parameters. Representative explosives consumption would be in the range of 1.5 to 3.0 pounds per cubic yard.

PROPERTIES OF EJECTA

1. Particle Size Ranges for Ejecta

The characteristics of ejecta are determined strongly by the medium itself, in addition to the explosive and blasting parameters. The characteristics of the medium will determine not only how much material can be ejected by a certain weight of explosive, but the particle size distribution as well. Of course, these comments apply to rock particles, as soil particle distribution is not greatly affected. Probably the single most important factor affecting particle size distribution is the jointing in the rock. Other factors that have an influence are density, seismic wave velocity, fabric strength and isotropy. When rock rubble is produced by the detonation of large, concentrated charges used for directed blasting, the particles are somewhat coarser than those produced by small-diameter charges in structural excavations, but there is a greater degree of fragmentation than that produced by quarrying with the "coyote" blasting method, where large charges are placed in small tunnels and detonated. Directed blasting produces good fragmentation because the relatively high powder factor produces good primary breakage and because a considerable amount of secondary breakage occurs during the ejection process. The fragmentation is comparable to that produced by standard quarrying techniques for rockfill dams.

In cases where surface exposures are poor, it is possible to study joint patterns using borehole photography. Figure 8 illustrates a case where joint patterns were determined from borehole photography and compared to rubble size following a large crater blast (Ref. 2). A more

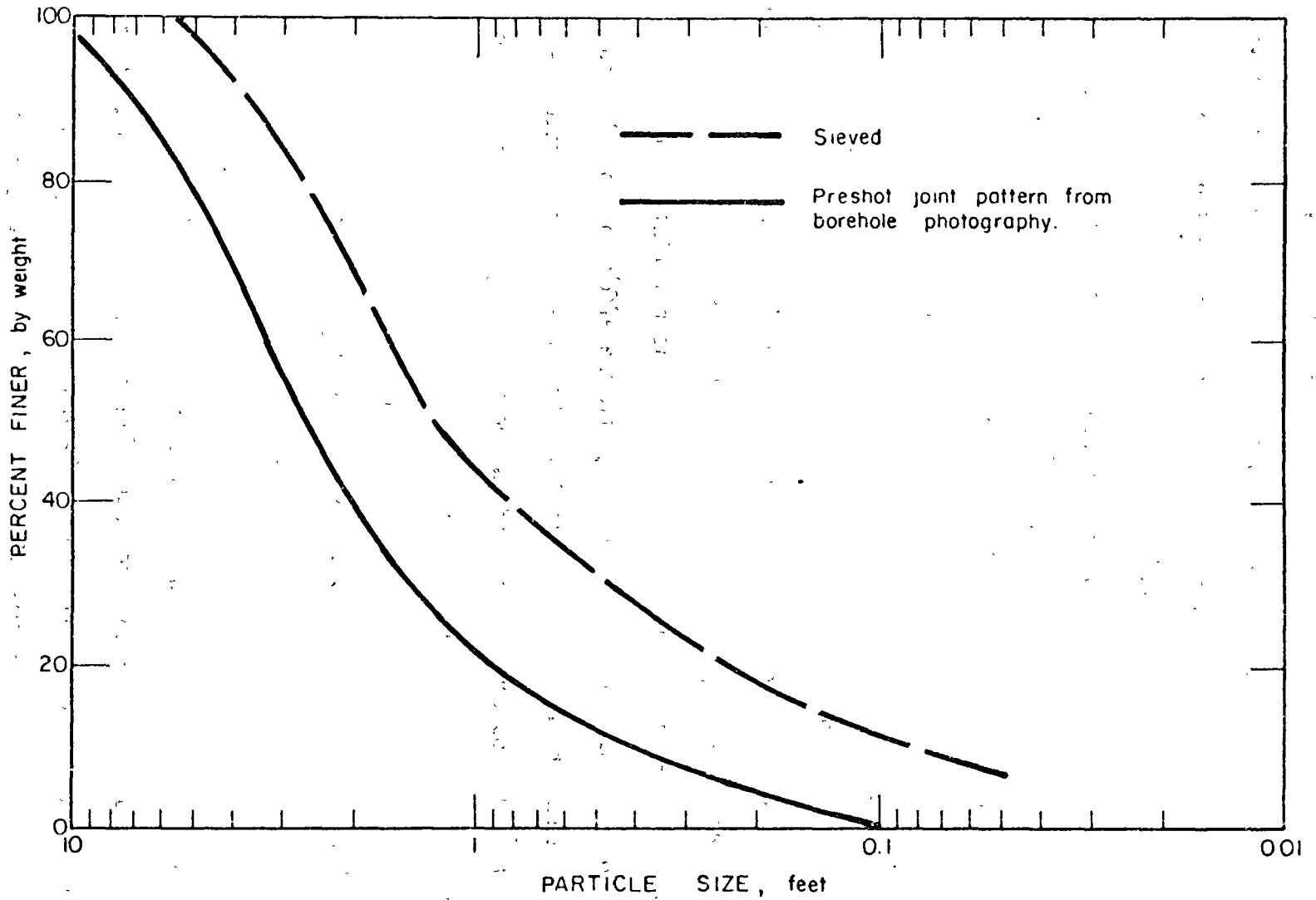
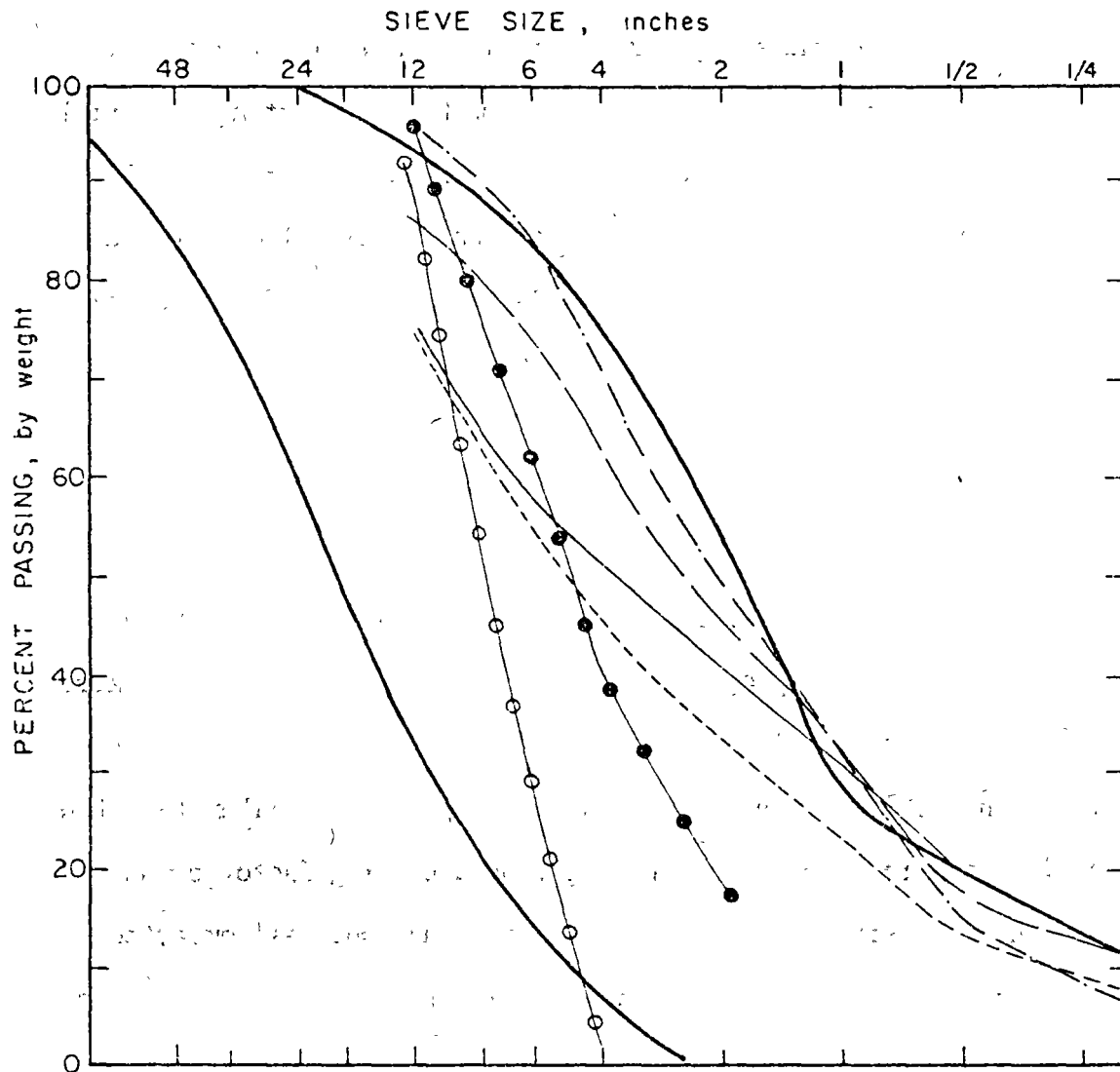


Figure 8. GRADATION CURVES FOR PRE-SCHOONER DELTA CRATER RUBBLE.

general range for rubble gradation is shown in Fig. 9. Superimposed on the same figure are gradation curves for several rockfill dams constructed from rock types which were moderately-to-highly jointed, blasted by conventional methods and compacted in the embankments (Refs. 3, 4).

2. Bulking Factor and Density

When rock or soil materials are loosened in place by blasting, there is a substantial increase in the volume of the material. The percentage increase in volume is usually called a bulking factor. For many well-blasted materials, this increase will be of the order of 50%. Thus, a limestone with an in-place density of 165 pcf might have a density after bulking of about 110 pcf. The reader might expect that this bulking would be typical of material cast into a new position by directed blasting. However, ejected material undergoes a substantial recompaction when it falls into its new position. The loading on this material varies according to its position in the new mass, and the effect of this loading varies according to the type of material. For some, the compaction is greatest near the bottom center, and is least along the outer periphery. For others, there is relatively little difference. Nevertheless, the density of the ejecta mass will often approach or even exceed that of comparable material placed by various conventional mechanical methods. For example, a rockfill ejecta dam was constructed in Russia in 1966 on the Almaatinka River in Kazakhstan. The rockfill was expected to have a density of only 1.95 tons per cubic meter (110.5 pcf), but had instead a density of 2.33 tons per cubic meter (132 pcf) (Ref. 5). That is, the bulking factor was only about 24% instead of the expected value of about 50%. Test pits showed that the density increased downwards, and later observations showed no settlement. Similarly, rock ejecta generated by blasting on the Vakhsh River in 1968 (Ref. 6) was found



LEGEND

- GILLHAM DAM, processed fill (plus 3 inches), Before Compaction
- GILLHAM DAM, After Compaction
- - - - NEW MELONES DAM
- RIRIE DAM
- · - · - CARTERS DAM
- · · · · COUGAR DAM
- General range for gradation of explosive excavation rubble

Figure 9 GENERAL RANGE FOR RUBBLE GRADATION COMPARED TO SEVERAL COMPACTED ROCKFILL DAMS.

to have a bulking factor of only 30%.

In comparison, bulking factors of the order of 30-36% are typical of rockfill dams constructed by conventional mechanical methods. Depending on the nature of the material, the method of blasting, the method of compaction, and processing to reject certain particle ranges, the distribution of bulking factors for conventional rockfill dams would frequently fall in the range of 15% to 50%. An example of a hardrock fill formed by conventional methods is that of Cougar Dam (Portland District of the U. S. Corps of Engineers) (Ref. 3), where bulking factors were in excess of 40%. Bulking factors are strongly dependent on the quantity of fine particles present. These fine particles fill the voids between coarser particles, adding to the total weight, but not increasing the volume in proportion. This produces a fill with greater density. For example, a fill composed of fresh sandstone and processed to remove minus 3 inch material, compacted in place at Gillham Dam, had a density in the range of 83-104 pcf, giving a bulking factor of about 75%. At the same site, ~~quarry-run weathered sandstone was compacted~~ to produce a density in the range of 128-137 pcf, giving a bulking factor of only about 24% (41% greater density).

The final density profile for a mass of rock or soil formed by directed blasting will vary according to such factors as the type of material, the falling height, the depth of the formed embankment, and whether the material falls into water or onto dry land. Nevertheless, experience to date shows that fills which are constructed by directed blasting can be used as hydraulic structures. Furthermore, the final design can take into account such factors as planned settlement of soil fills, and the emplacement of clay blankets on the upstream faces of pervious rock fills.

OVERTOPPING DISASTERS

There have been quite a few cases of natural landslides which have blocked the flow of rivers or streams, where rising waters eventually overtopped the embankments to cause rapid erosion and downstream flooding. These disasters have caused some persons to conclude that ejecta dams would be similarly unsafe. However, such a conclusion does not take into account the obvious necessity of designing facilities to accommodate floodwaters, just as would be done for any earth or rockfill dam constructed by conventional methods. Any conventional embankment dam could be overtopped with disastrous consequences unless spillway or diversion facilities were provided. Except for such cases as certain seepage dams, one would expect the need for similar facilities for ejecta dams. Whether these facilities would be constructed before blasting or after blasting would depend on such factors as stream flow and the length of time required to complete construction.

GENERAL SITING CRITERIA FOR EJECTA DAMS

Once the applicability and regional suitability has been determined, specific dam locations can be chosen. The initial selection procedure is identical to that for a conventionally constructed dam, and should include such considerations as an adequate supply of stream water and expected demand for water use, in the case of a storage dam, the need for flood control in the case of a flood control dam or the construction usefulness of a cofferdam. In addition to the criteria used for siting conventional dams, some additional hydrological and economic factors need to be evaluated. An otherwise suitable location in which the water flow is too large or too strong to maintain dry conditions for a long time should be considered for blasted construction. Economic studies should also include a cost comparison between conventional and

rapid, blasted construction. Cost per m³ of material placed by blasting may be only 30 to 70 percent of the cost for conventional means (Ref. 6). The cost of material, labor and saving in time has to be considered. The time saving is both in the construction man-days and the overall number of seasons.

LOCAL TOPOGRAPHY AND GEOLOGY

High mountain valleys and gorges are suitable sites for rapid dam construction. Directed blasting can dislodge material from valley walls for direct and accurate deposition on the stream bed. The stream banks should also be steep and high for effective accumulation of fallback after the explosion. Concave valley walls and banks increase the accuracy with which the blasting can be directed.

The dam material available in the banks should be suitable for explosive excavation and for general dam building. This material should not be easily erodible. The strength and hardness of rock should be such that it gives a suitable gradation of fallback material. Strong, ~~hard rock will generally break into blocky, angular pieces,~~ and weathered rock into less angular pieces. The permeability of a dam formed entirely from hard rock particles would be suitable for a flood control dam but might be too high for a water storage dam. The permeability can be controlled by applying a clay blanket to the upstream face. A consideration of local geology should also include assessment of quarries for clay, riprap and gravel needed for facing, slope protection and drainage filters. If a clay deposit is available at the site, the possibility of direct deposition with blasting should be explored. Grading would be necessary to spread the clay evenly.

The stream bed and valley wall foundation should have adequate

bearing capacity for carrying the high, rapidly applied loads without large, detrimental settlements. The foundation layers should not be easily erodible. Some foundation preparation can be done in the form of stripping and removal of organic or compressible layers.

CONSTRUCTION CONSIDERATIONS FOR EJECTA DAMS

As for conventional dams the site should be suitable for appurtenant structures such as spillways and outlets. Also, suitable locations for cutoff trenches should be available. The construction of spillways and discharge outlets can be done before or after the blasting. If constructed before blasting, the appurtenant structures should be strong enough to withstand the shock wave or material impact. The resistance to material impact can be increased by covering the structures with a properly designed soil cover.

An important construction decision is whether the rock is to be dropped in a dry streambed or in water. Streams with low dry-season flow and topography suitable for diversion works can easily be dried for convenient foundation preparation. The rock can, however, be effectively dropped in water also.

Another construction consideration is the necessity of safety for an operation such as blasting. Personnel with expertise should be available during construction for supervision. Restrictive environmental or safety requirements could place severe limitations on the work and produce significant cost and feasibility problems.

OPERATIONAL FACTORS

The dam should be analyzed for the during-operation conditions before site selection can be finalized. The following analyses, necessary for conventional dams, should be included:

- . Seepage estimate across embankment and between embankment and structures,
- . Stability, including seismic stability,
- . Quantity and erosive action of water over spillway and through outlets.

BLAST EFFECTS BEYOND THE EXCAVATION ZONE

Under certain conditions, it may be necessary to evaluate the effects transmitted beyond the immediate zone of excavation. These might include ground motion and landslides, air waves, water waves and missiles, dust and gases, depending on the nature of the project, and the potential that these blast effects might have for generating either concern or damage.

1. Ground Motion

All explosive detonations in soil and rock generate vibrations that are transmitted beyond the zone of excavation. These may be of concern if there is a possibility of damage to structures, or an undesirable reaction from persons living in the vicinity of the project.

Vibrations generated by blasting can be represented by an equation of the form (Ref. 1):

$$V = H \left(\frac{D}{W^{1/2}} \right)^{-B}$$

Where: V = peak particle velocity
 D = distance
 W = charge weight per delay
 B = slope
 H = y intercept at unity scaled distance.

The slope and intercept represent the level of motion that can be expected at any given location. These are strongly dependent on the site characteristics, as well as the blasting parameters. Figure 10 shows data from several large blasts to illustrate typical ranges of results.

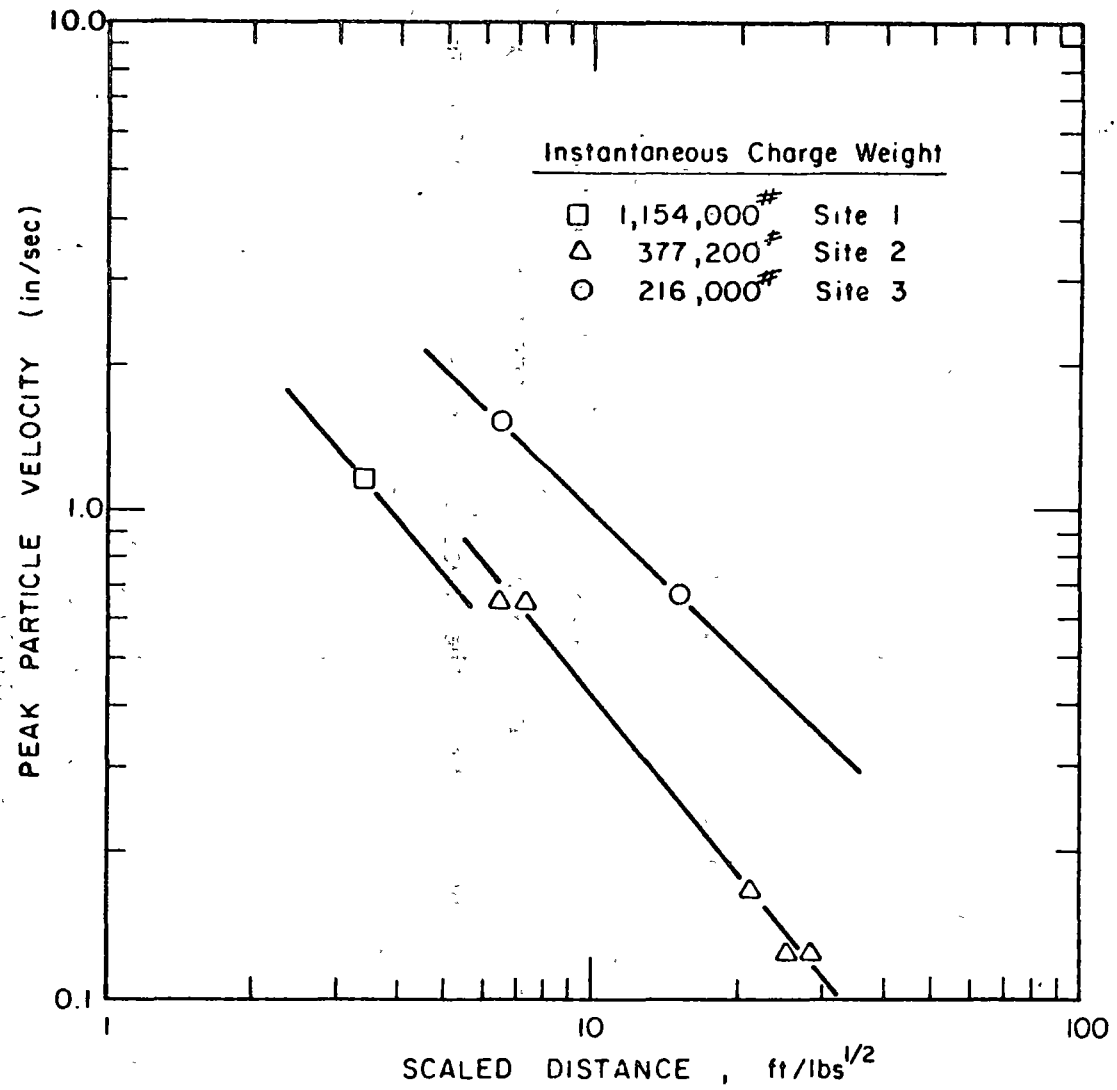


Figure 10. GROUND MOTION GENERATED BY LARGE BLASTS AT THREE SITES.

There is a large range of peak particle velocities which could be considered as a limitation to a particular blast. Residential structures may receive minor plaster damage in the range of 2 to 4 inches per second, whereas a steel storage tank designed to withstand ground motion may be able to withstand as much as 200 inches per second. In a highly populated region, the sensitivity of people would require consideration, because the average person will often regard vibrations to be "severe" at a small fraction of the level that would be required to cause damage to his home (Ref. 6).

At the site of an ejecta dam it would be necessary to evaluate the effects of ground vibrations and the loading of ejected material on any pre-existing structures, such as spillways, diversion tunnels, and the like. Depending on limitations imposed by any pre-existing facilities, there might be a need to make use of a blasting design which incorporates a larger number of smaller charges detonated in succession, rather than a few larger charges. Clearly, the question of blast effect limitations should be evaluated before designing a blast, so that the necessary limitations can be incorporated into the design.

2. Air Waves

Airblast overpressures may be estimated by considering the overpressure expected for a free air burst and modifying these results according to the depth of burial of the charge. As an example, Fig. 11, (Ref. 7) shows the calculated airblast overpressures for a free air burst of 100 tons, and Fig. 12 (Ref. 8) shows the transmission factor for a subsurface burst. In addition, these estimates must be modified for specific meteorological conditions. Of particular concern are such conditions as temperature inversions and wind shears, which can cause atmospheric refraction and reflection.

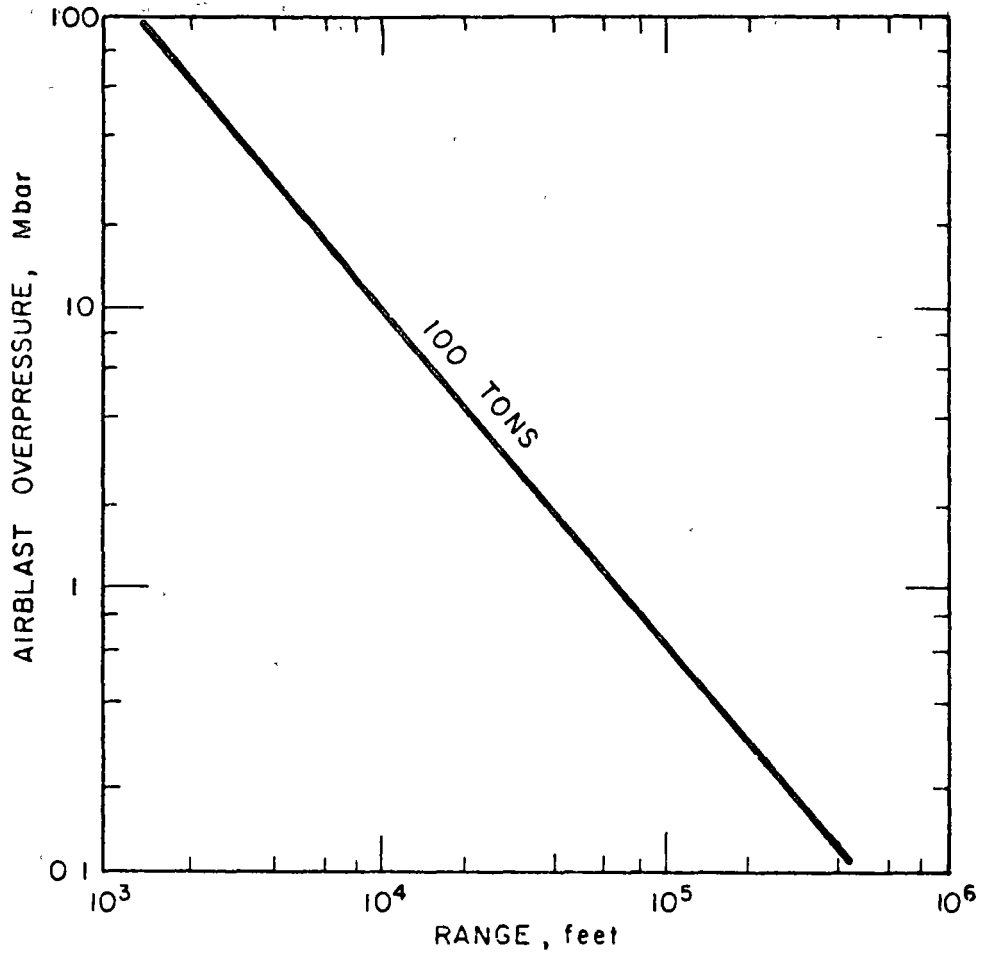


Figure 11 OVERPRESSURE FOR FREE AIR BURST OF 100 TONS

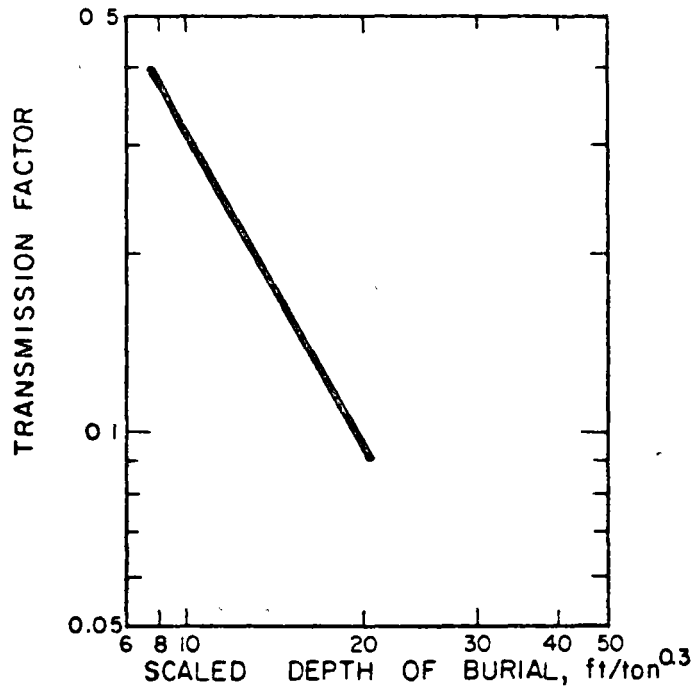


Figure 12. TRANSMISSION FACTORS vs SCALED DEPTH OF BURIAL.

WOODWARD-CLYDE CONSULTANTS

Damage from airblast is a function of impulse. The time history of a pressure wave is as important as the peak pressure. For large blasts, where the waves are characterized by low frequencies, damage to large windows (such as store windows) may occur at around 0.04 to 0.05 psi, and damage to small windows at about 0.15 to 0.5 psi.

3. Water Waves

At certain sites, it may be necessary to consider the effects of water waves, if there is a possibility of adverse effects from these waves, whether they be compressional waves transmitted through the body of water to a nearby underwater structure, swimmers or marine life; or surface waves which could cause structural or erosional damage.

The air-filled organs in the human body are susceptible to damage from underwater shock waves, although precise values for maximum tolerance have not been established. It is desirable to remove all persons from the water in the general vicinity of an underwater blast. Neither have exact criteria been established for marine life, partly because of the wide range of susceptibilities. Those marine forms containing air-filled organs are relatively susceptible, whereas oysters and other types having no swim bladders are practically invulnerable.

Just as in the case for ground-borne vibrations, various structures have widely varying sensitivities to shock waves in water. In most cases, structures found at civil construction sites are engineered structures whose characteristics are known. Thus, it is usually possible to estimate the dynamic responses of these structures to underwater shock. Peak pressures and impulses can be estimated on the basis of charge weights, distances and depth of burial beneath the water.

At a remote site, water surface waves may be of much greater con-

cern than underwater shock. Surface waves may be capable of causing considerable erosional or impact damage. In populated areas, there can be damage to waterfront installations, boats and equipment, as well as onshore damage from wave run-ups. One needs to evaluate the potential of these waves to inundate, to displace, to impact and to erode. The first step is to estimate wave heights on the basis of empirical data, then to evaluate potential effects at the specific site in question.

COMPUTER MODELING

In addition to the experience gained from controlled experiments and construction practice, there have been some recent advances in efforts to model the explosive excavation process for computer processing (Ref. 12). Modified from nuclear cratering experience, there is now a two-dimensional finite difference code that can be applied to the use of chemical explosives. The code calculates the effects of impulsive loading of solid media for underground and cratering applications. However, additional work is needed to develop a code that can provide for the physical discontinuities and instabilities in typical rock media and predict their behavior in a more precise fashion.

CONCLUSIONS

Directed blasting as a rapid construction technique is useful in situations where time is of importance. Inaccessible regions with scarce construction resources are particularly suited for this method. The directed blasting process and the properties of ejecta are well enough understood for safe application and should not be compared to overtopping disasters or natural landslides. The optimum depth of explosives burial is that which produces the largest volume of ejecta in the desired position. A combination of sloping surface, auxiliary charges and asymmetrical emplacement allow control of ejecta trajectories. In selecting explosives,

serious consideration should be given to the less expensive ones which are often suitable.

Consideration of siting criteria should include economy, local topography and geology, and construction and operational factors. Blast effects beyond the excavation zone, including ground motion, air waves and water waves should be evaluated. At present no numerical technique capable of considering physical discontinuities is available. The knowledge of techniques and processes is, however, sufficient for design and construction of ejecta dams.

ACKNOWLEDGEMENTS

This paper was prepared under the Professional Development Program of Woodward-Clyde Consultants.

REFERENCES

1. Oriard, L.L., "Blasting Effects and Their Control in Open Pit Mining," in "Geotechnical Practice for Stability in Open Pit Mining, Proceedings of the Second International Conference on Stability in Open Pit Mining, Vancouver, B.C., Nov. 1971, Society of Mining Engineers, of AIME, New York, 1972, Library of Congress Catalog Card No. 72-86923.
2. Johnson, Maj. S.M., Explosive Excavation Technology, Rpt. #21, U. S. Army Nuclear Cratering Group, June 1971.
3. Fischer, J.F., "A Method for Predicting Final Rubble Size in Explosive Excavation", U.S. Army Engineer Nuclear Cratering Group, Livermore, California, Rpt. NCG/TM 69-5, April 1970.
4. Hammer, D.P., and Torrey, V.H., editors, "Test Fills for Rockfill Dams", Office, Chief of Engineers, U. S. Army, March, 1973.
5. Oriard, L.L., Unpublished report on gradation curves and bulking factors for Ririe Dam, 1975.
6. Ignatyuk, G.L., "Rockfill Dam Construction in the Soviet Union with the Use of Directed Blasting", Dixieme Congres des Grands Barrages, Montreal, 1970.
7. Arid, R.S., Leontyev, O.A., Mariupol'skii, A.L., and Savel'ev, V.P., "Vzryvnaia Plotina Baipazin skogo Gidrovzla na Vakhsha", Gidrotekhnika; Melioratsiia, No. 7, July 1968.
8. Oriard, L.L., "Blasting Operations in the Urban Environment," Association of Engineering Geologists Annual Meeting, Washington, D.C., October 23, 1970, Bulletin A.E.G., Vol IX, No. 1, Winter 1972.
9. Reed, J.W., "Airblast from Cratering Explosions," in Proceedings of the Third Plowshare Symposium, April 21, 22, and 23, 1964, University of California, Davis, Lawrence Radiation Laboratory, Livermore and San Francisco Operations, U.S. Atomic Energy Commission, Rpt. TID-7695.
10. Reed, J.W., "Microbarograph Measurements from Underground Tests (U), Sandia Laboratories, Albuquerque, New Mexico, Rpt. WT9006, December 1964 (CRD).
11. Day, W.C., et al., "Project TUGBOAT, Explosive Excavation of a Harbor in Coral, U.S. Army Engineer Nuclear Cratering Group, Livermore, California, Rpt. TR-23 (to be published).
12. Heusinkveld, M., Bryan, J., Burton, D., Snell, C., "Controlled Blasting Calculations with the TENSOR74 Code", U.S. Department of Commerce, February 1975.

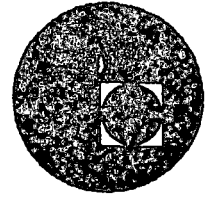


o

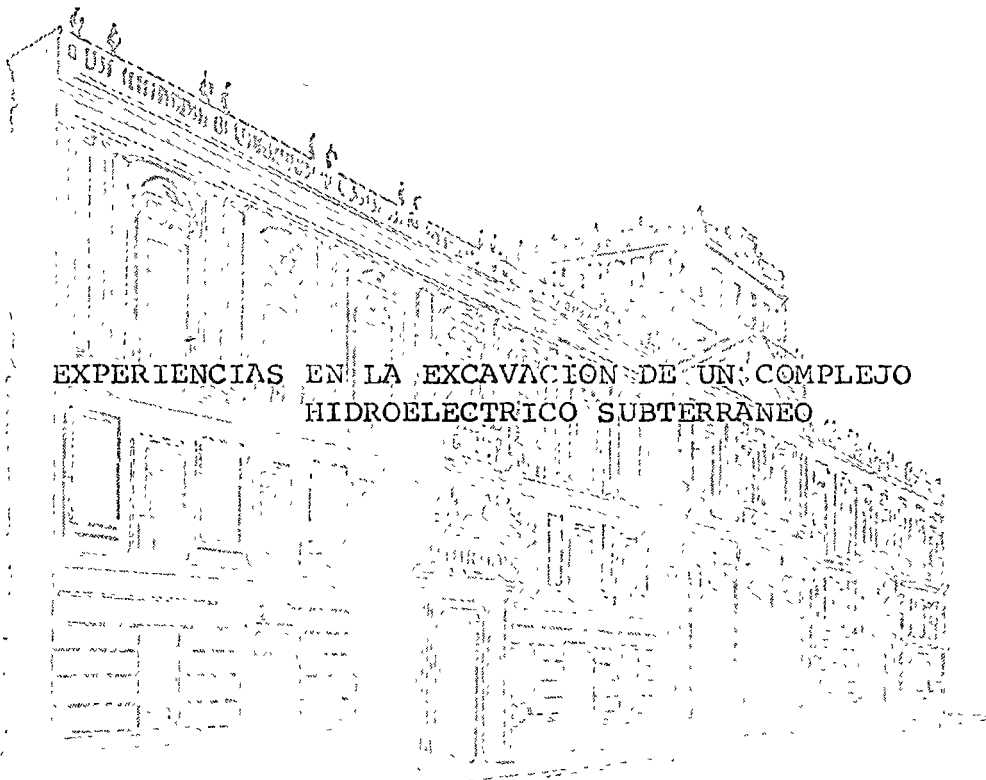




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



VOLADURA DE ROCAS



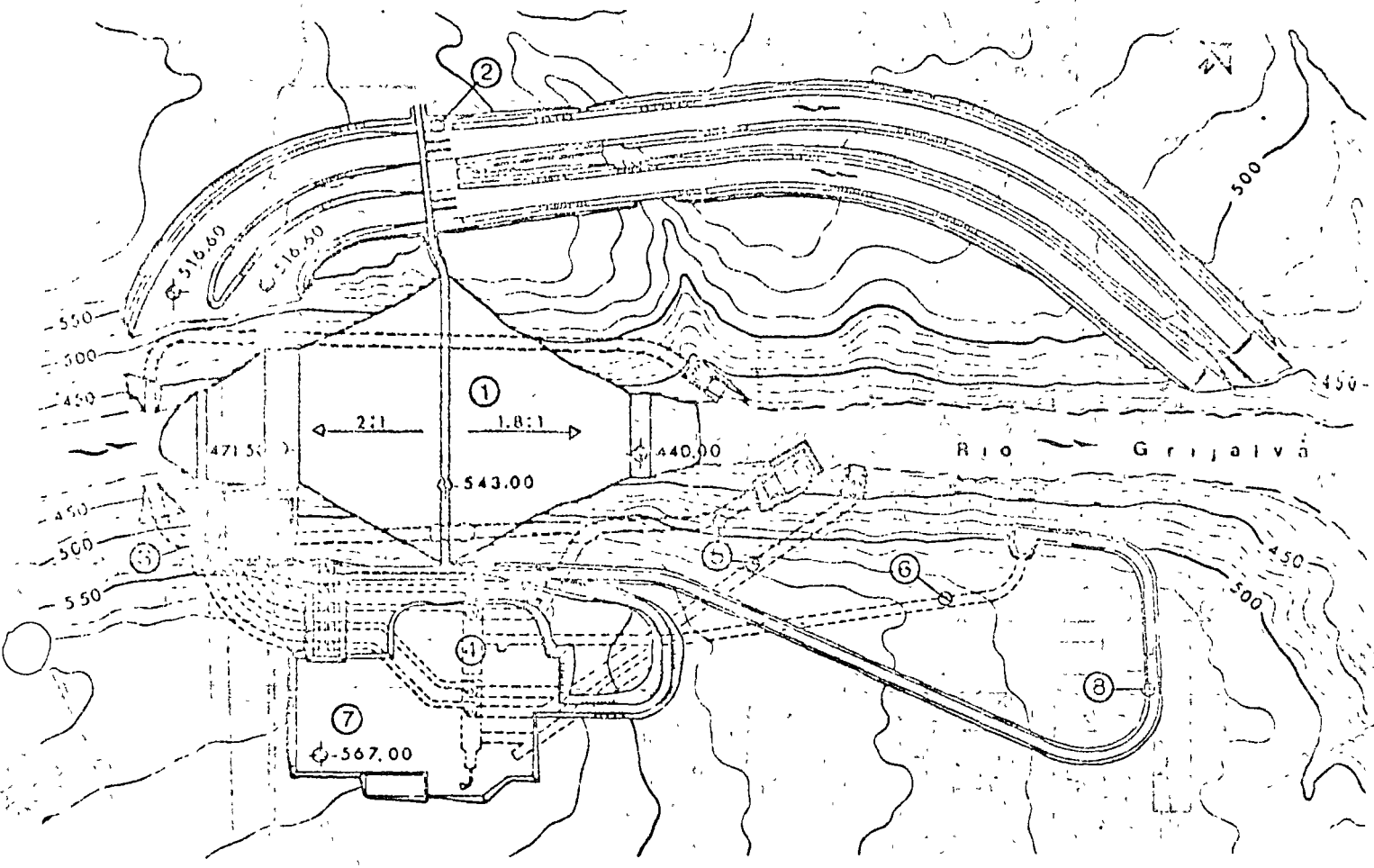
EXPERIENCIAS EN LA EXCAVACION DE UN COMPLEJO
HIDROELECTRICO SUBTERRANEO

ING. JORGE HUIDOBRO LLABRES

JULIO DE 1976.

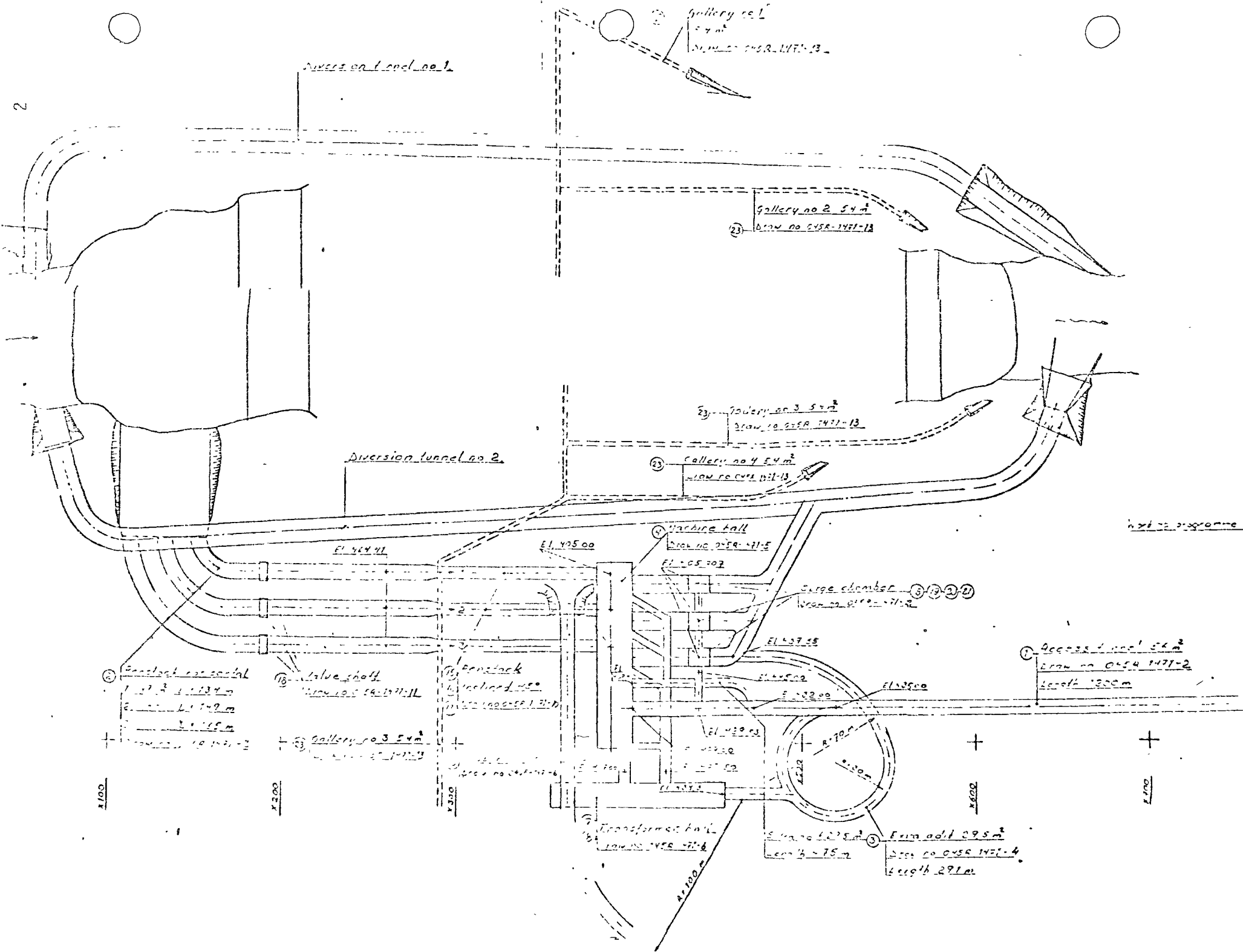
Faint, illegible text at the top of the page, possibly a header or title.





0 50 100 150 m.
 Escala

- ① CORTINA
- ② V. RTADOR
- ③ OBRA DE TOMA
- ④ CASA DE MAQUINAS
- ⑤ TUNEL DE DESFOGUE
- ⑥ TUNEL DE ACCESO
- ⑦ SUBESTACION
- ⑧ CAMINO



Access to road no. 1

Gallery no. 1
54 m²
Draw no. 0458-1471-13

Gallery no. 2 54 m²
Draw no. 0458-1471-13

Gallery no. 3 54 m²
Draw no. 0458-1471-13

Gallery no. 4 54 m²
Draw no. 0458-1471-13

Diversion tunnel no. 2

Machine hall
Draw no. 0458-471-5
El. 425.00

Surge chamber
Draw no. 0110-471-2

Access to road 54 m²
Draw no. 0454-1471-2
Length 1200 m

Backlock for road
1. 2.3 x 1.23 m
2. 2.3 x 1.2 m
3. 2.3 x 1.2 m
4. 2.3 x 1.2 m

Valve shaft
Draw no. 04-1471-11

Pensack
Draw no. 04-1471-11

Gallery no. 3 54 m²
Draw no. 04-1471-13

Transformer hall
Draw no. 0458-471-6

Exim adit 29.5 m²
Draw no. 0458-1471-4
Length 29.1 m

El. 4100

El. 4200

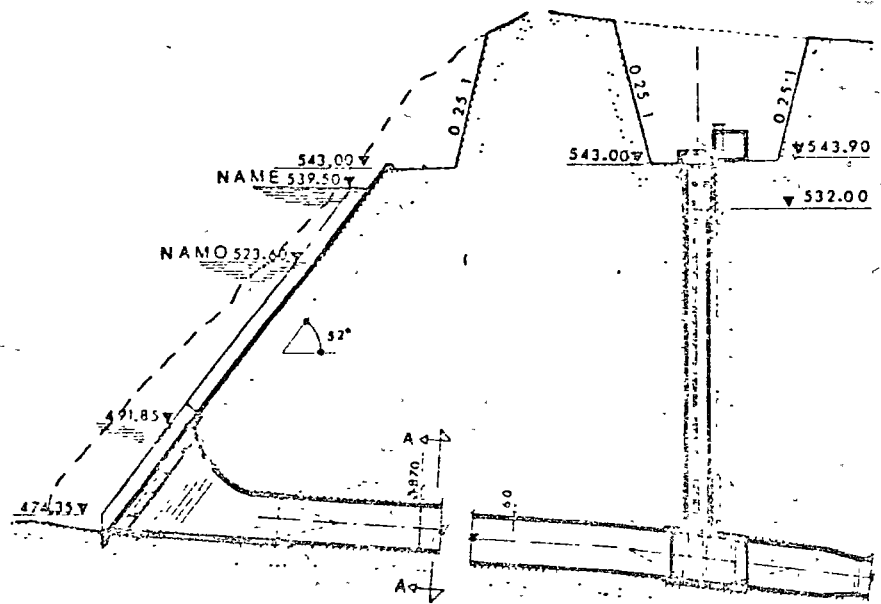
El. 4300

El. 4400

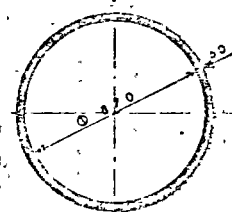
El. 4500

El. 4600

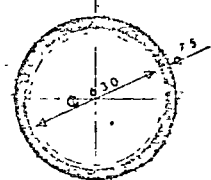
Word to programme 1



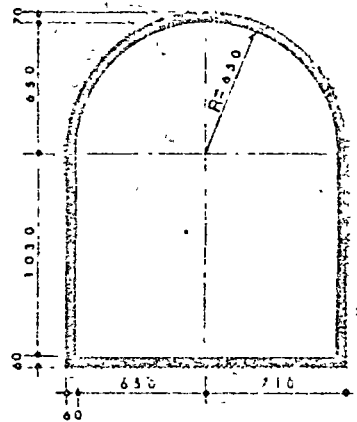
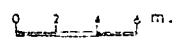
perfil longitudinal



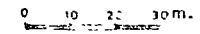
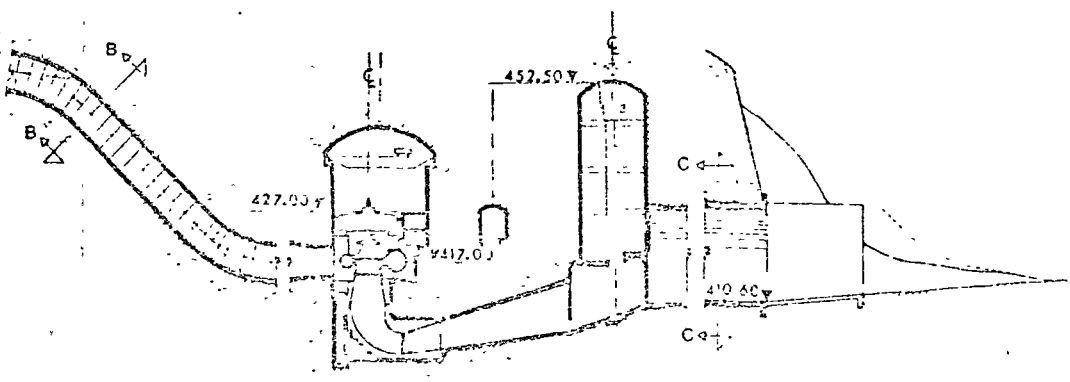
CORTE A-A

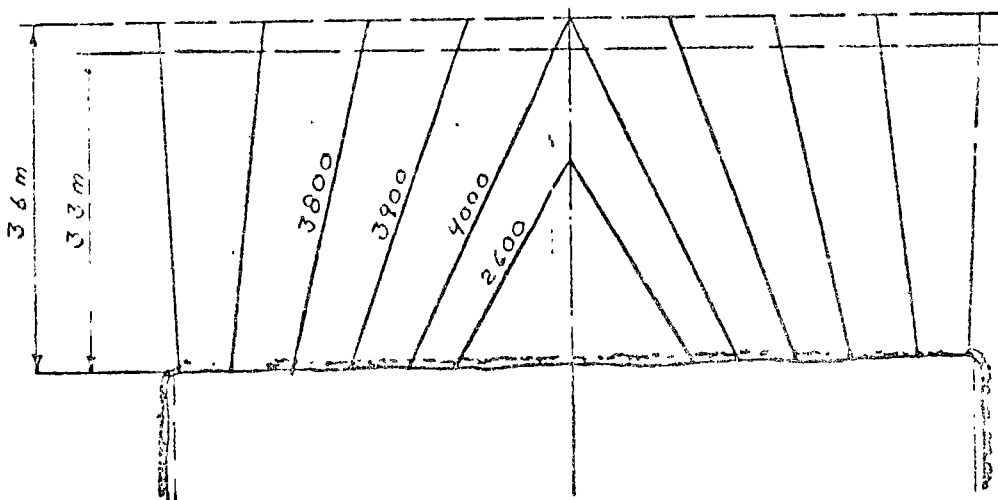
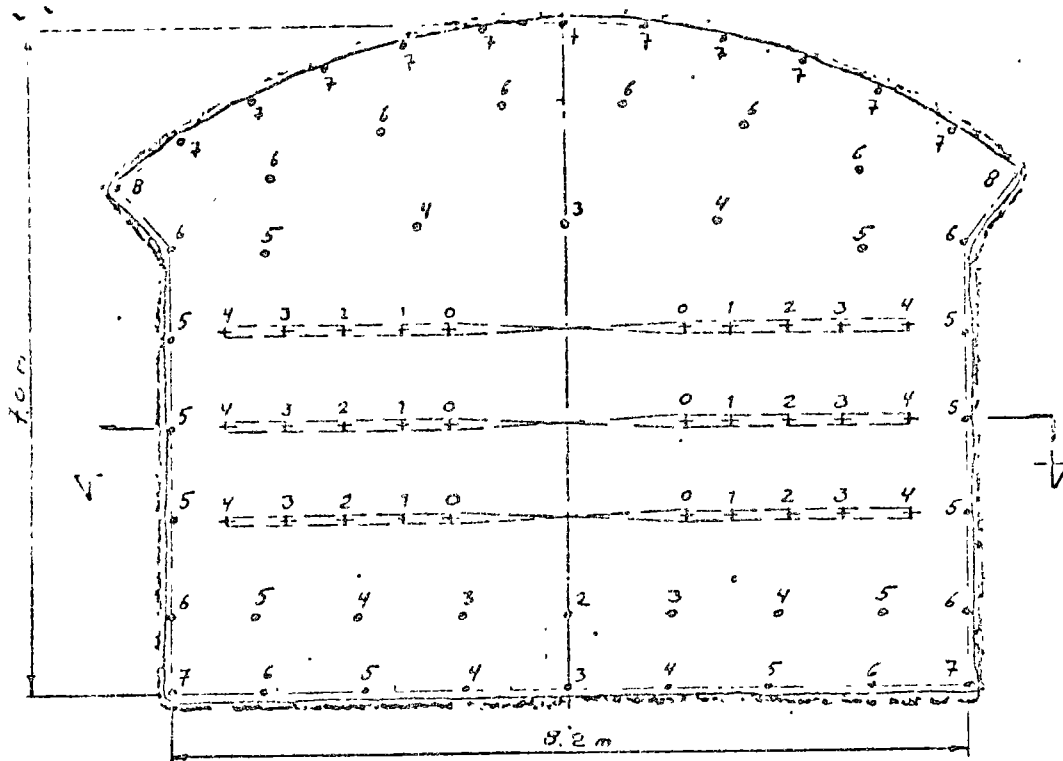


CORTE B-B



CORTE C-C

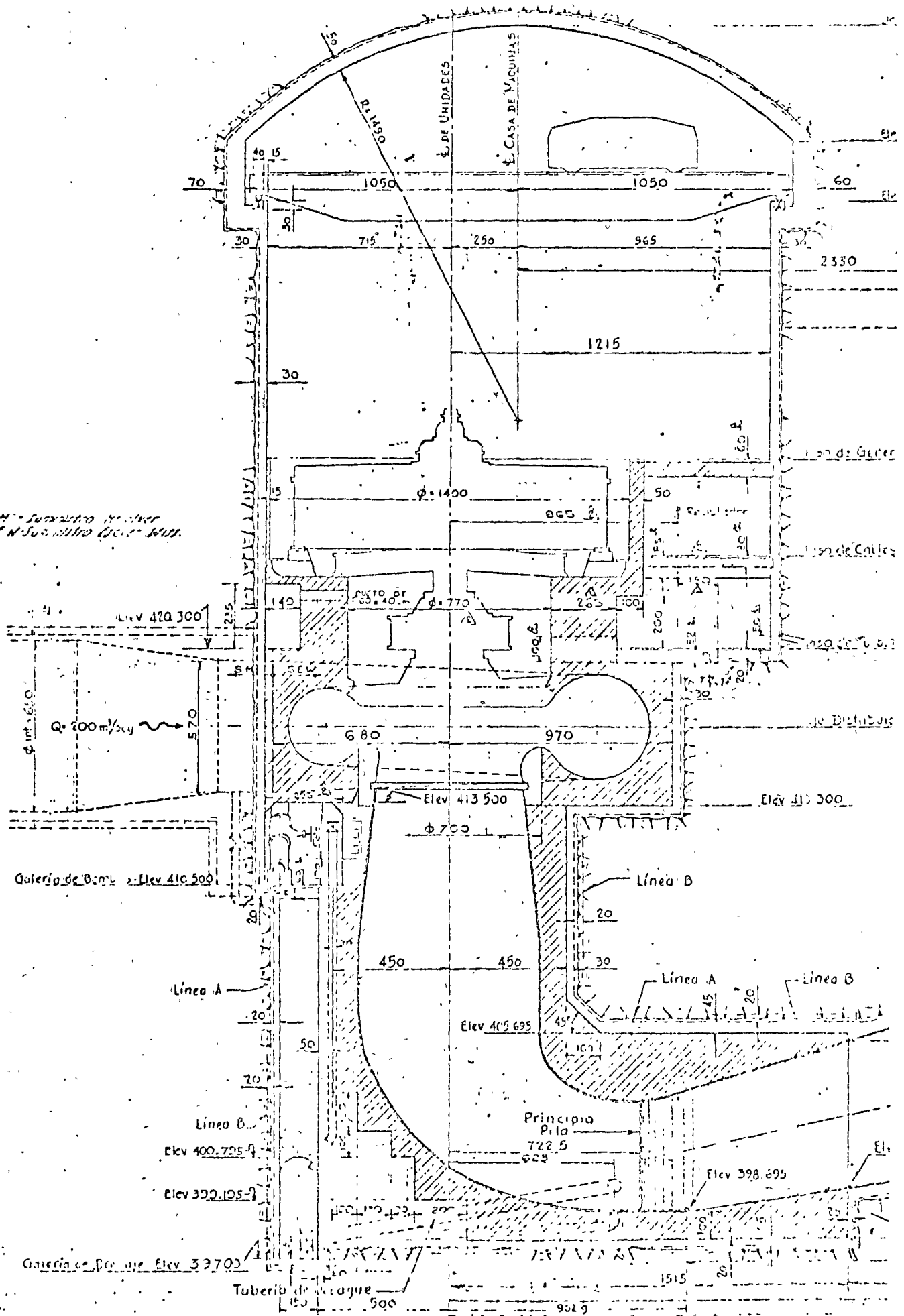


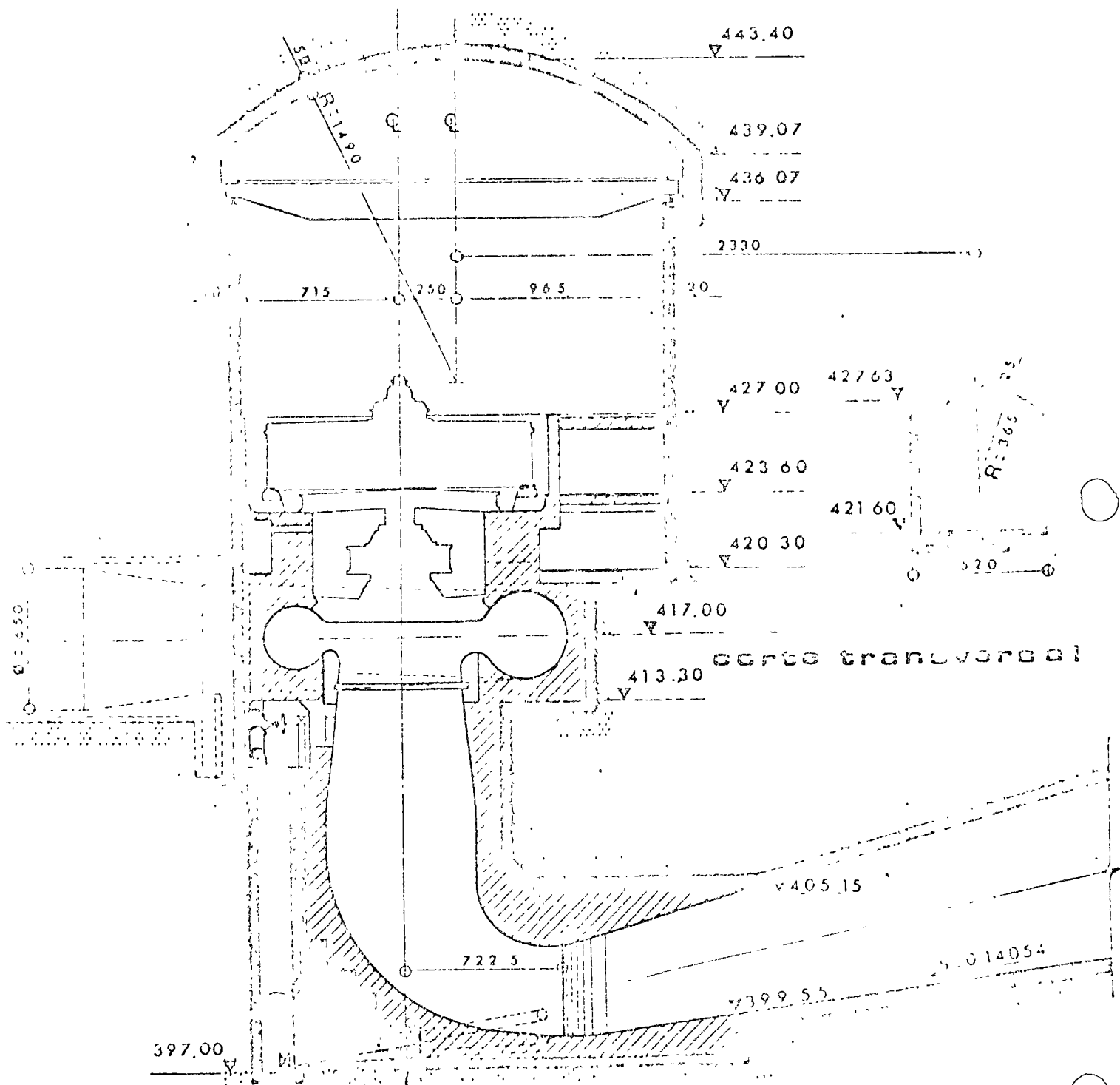


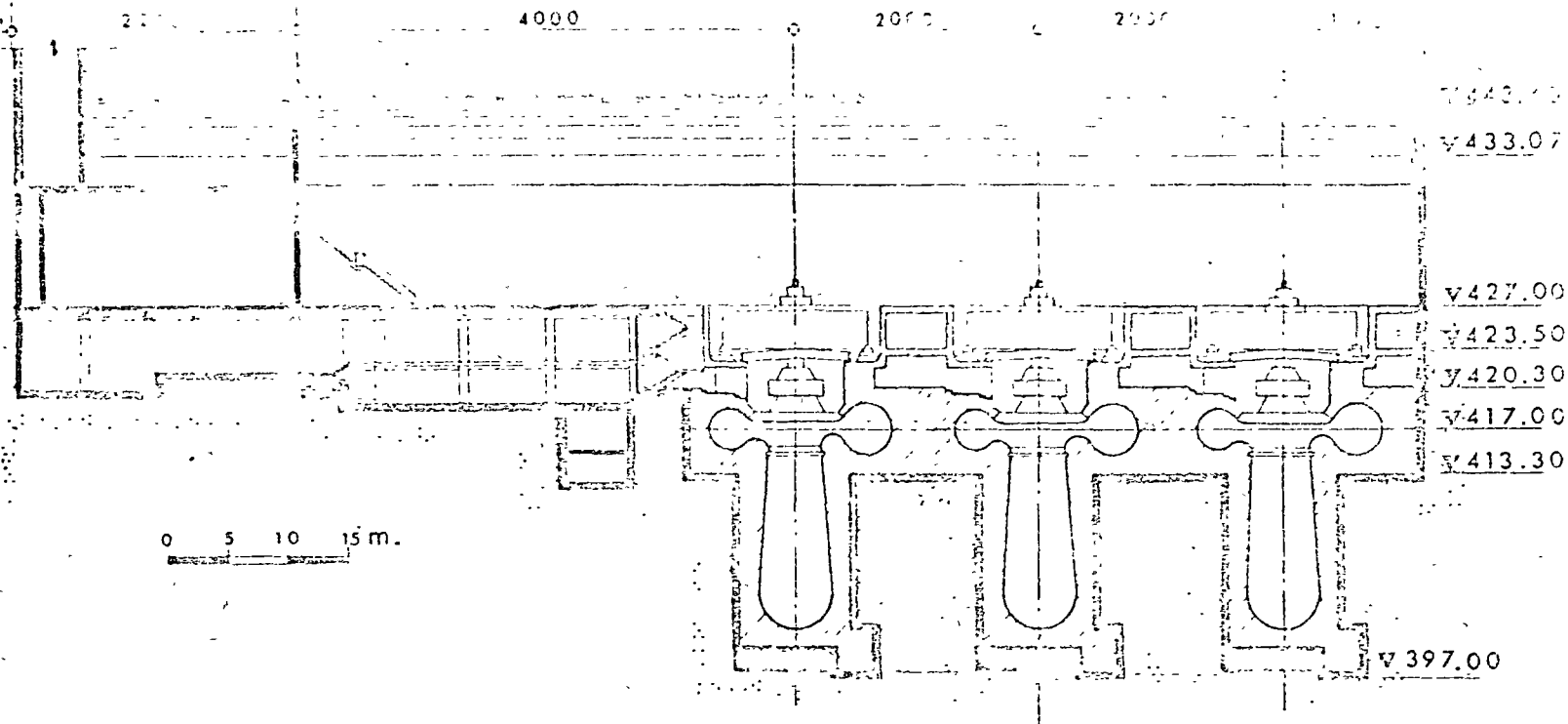
Data for excavation

Tunnel length	= 1200 m
Cross section	= ~56 m ²
Drilled depth	= 3.6 m
Estimated advance	= 3.3 m
No of drill holes /round	= 80
Tot. drilling /round	= 287 m
Vol of sol. rock /round	= 185 m ³
Specific drilling	= 1.55 m ³ /m ³
Explosives /round	= 260 kg
Explosives /m ³	= 1.40 kg
No of rounds	= 364
No of drillers	= 2+1

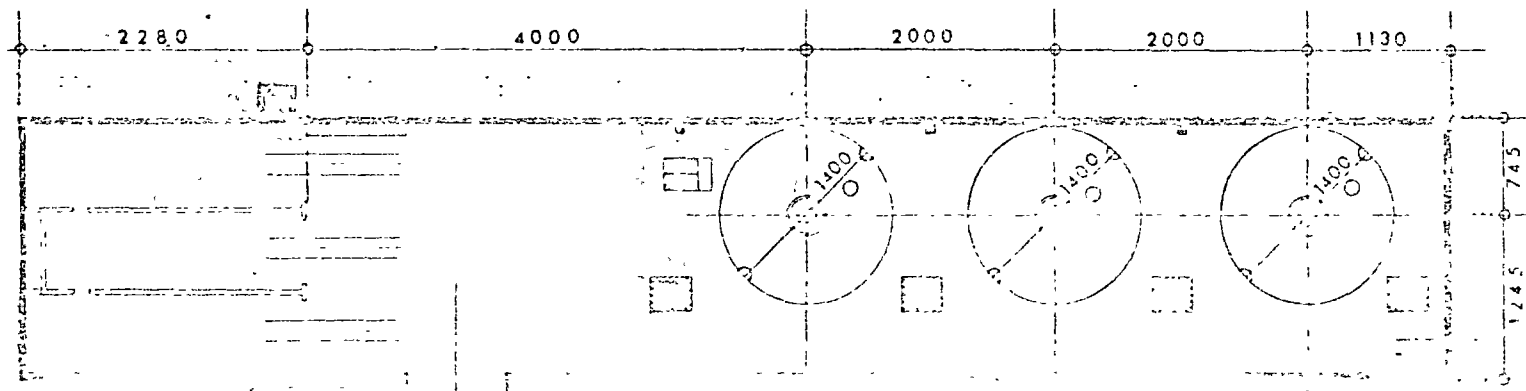
CH - Sanatorio de...
I N Sanatorio de...



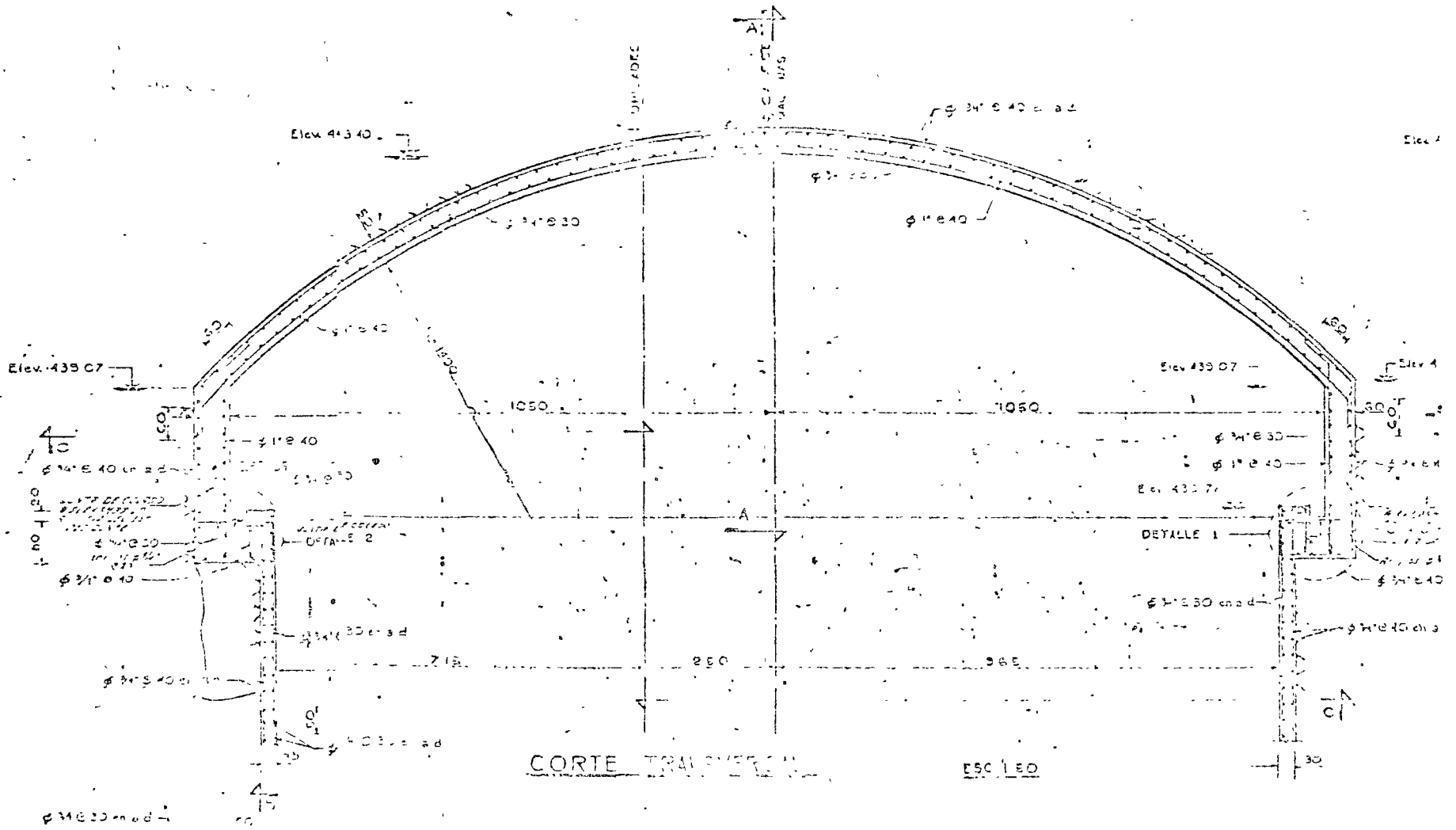


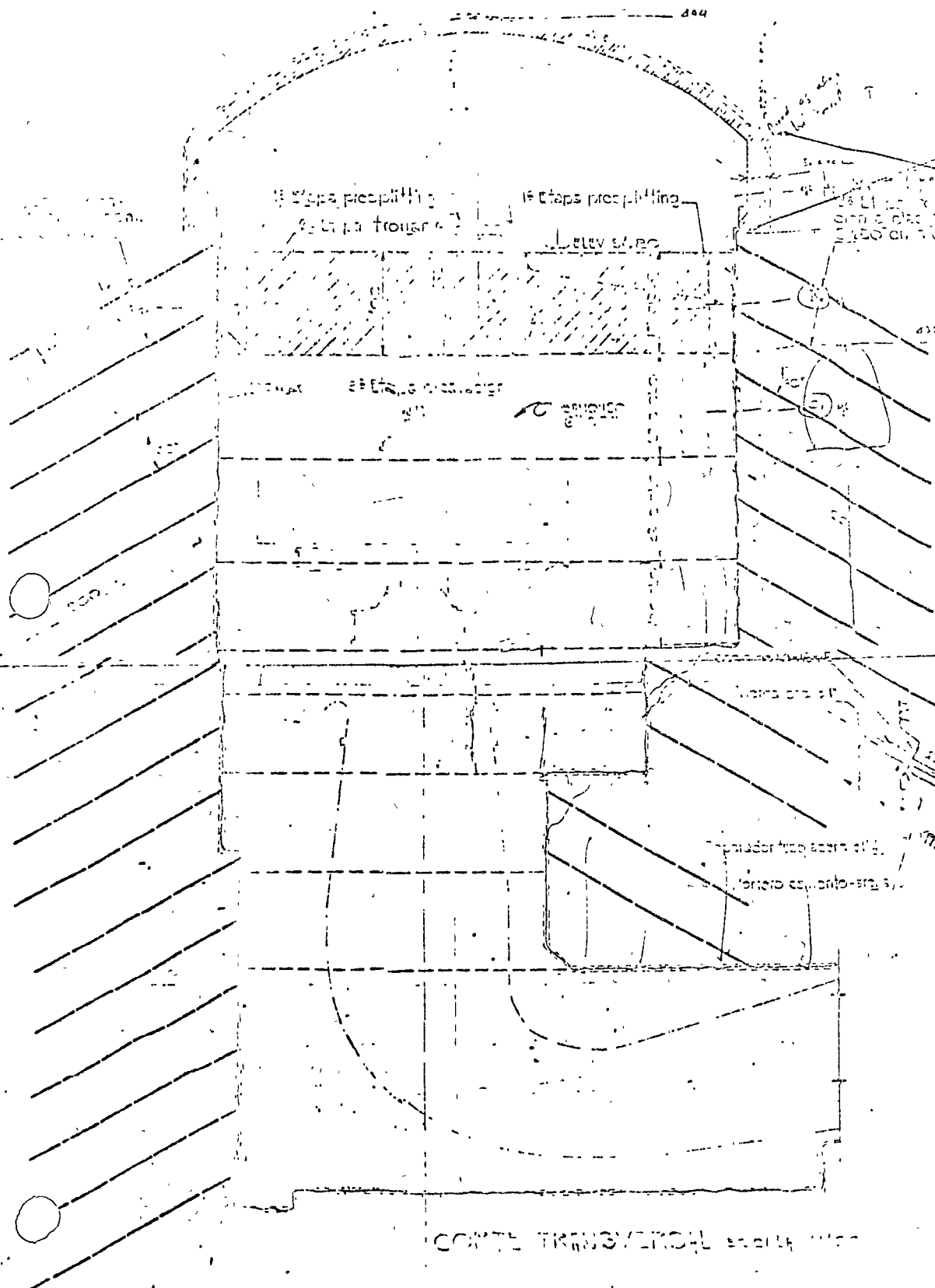


longitudinal section



plan of generators elev. 427.00

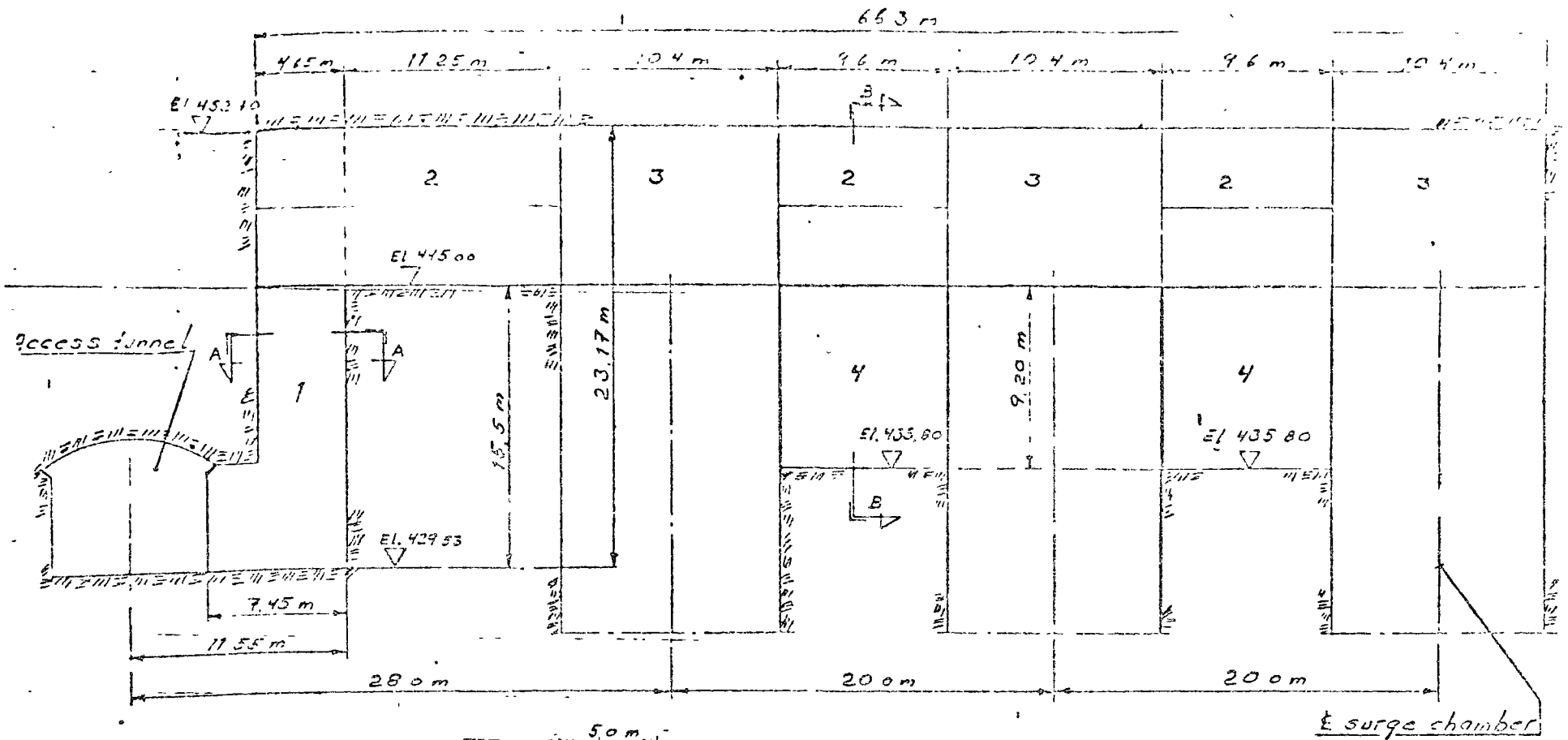




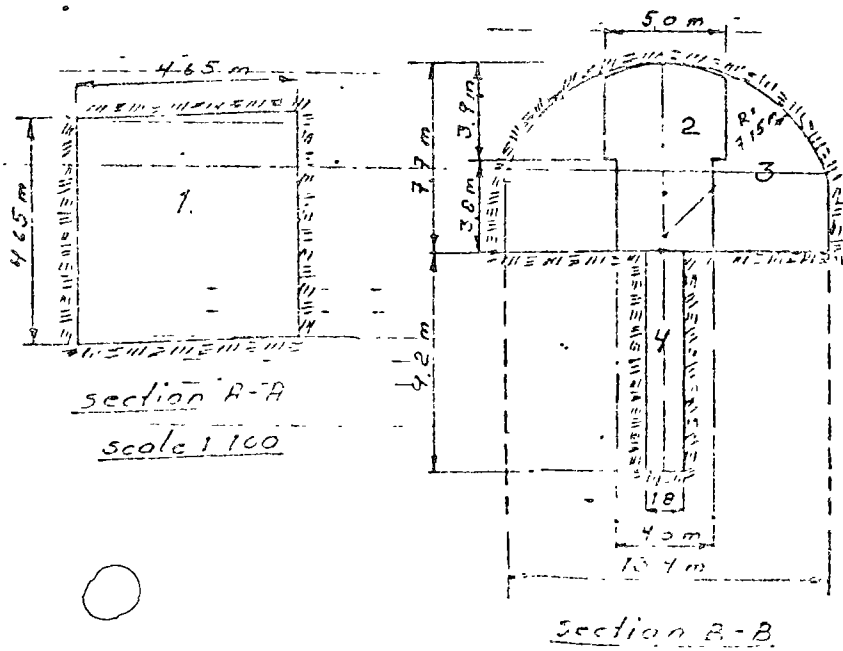
CORTE TRANSVERSAL

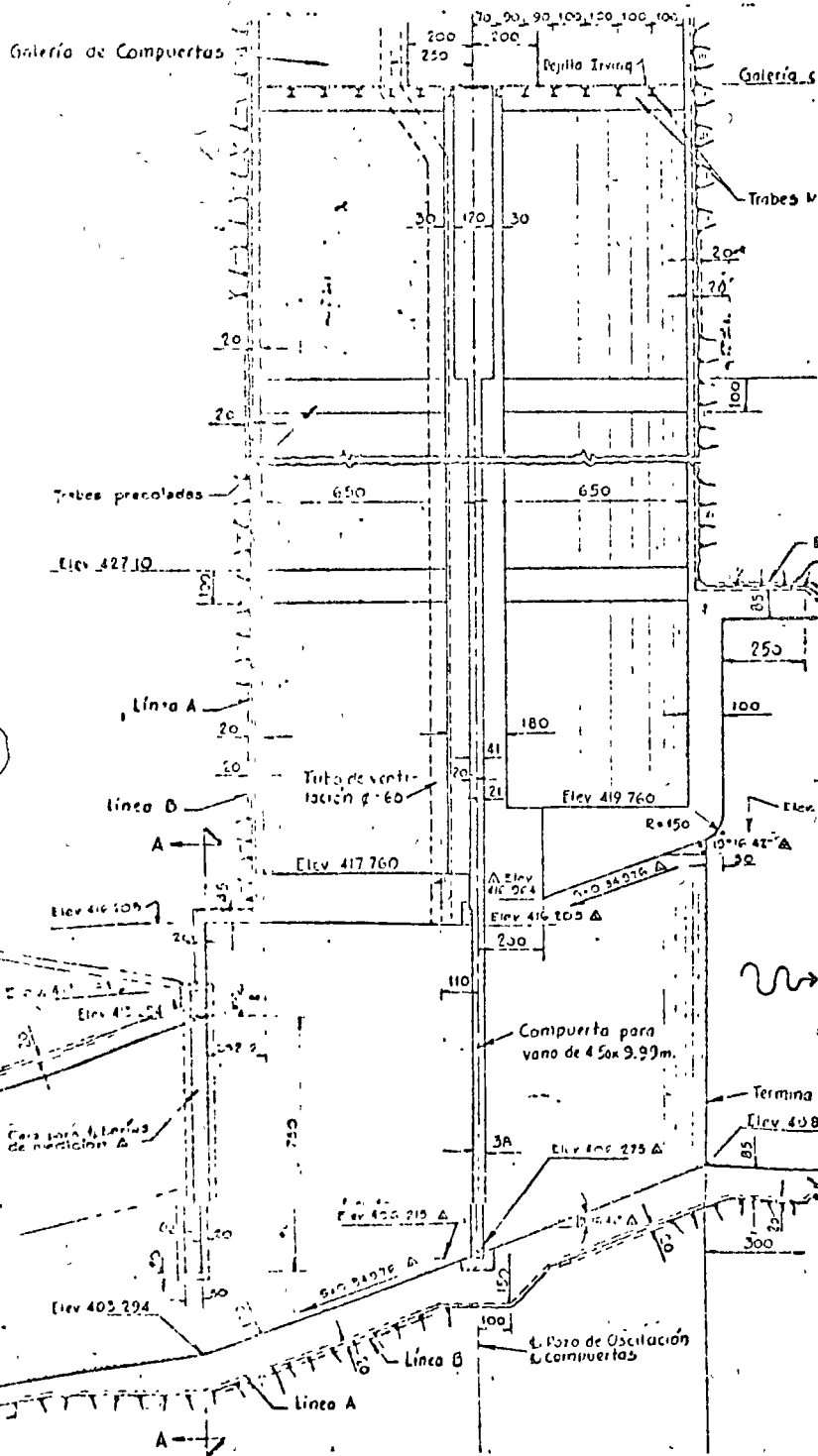
1. En el interior de la cámara de
 las etapas precipitantes se
 instalará un sistema de
 calefacción eléctrica para
 mantener la temperatura de
 las etapas a 15°C.

NOTAS:
 1. Las elevaciones en m.
 2. Las elevaciones en m.
 3. Las elevaciones en m.
 4. Las elevaciones en m.
 5. Las elevaciones en m.
 6. Las elevaciones en m.
 7. Las elevaciones en m.
 8. Las elevaciones en m.
 9. Las elevaciones en m.
 10. Las elevaciones en m.

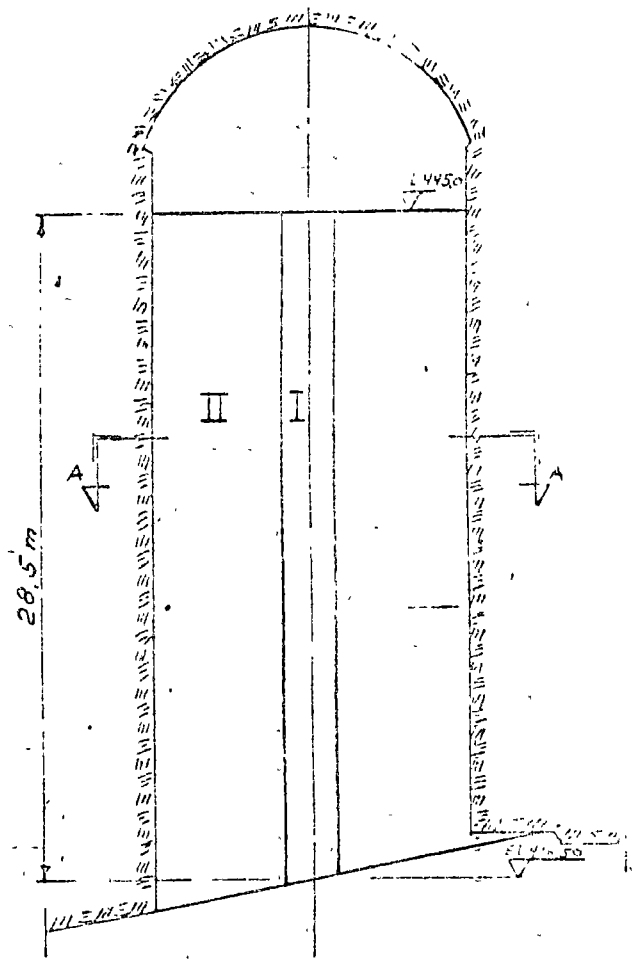


Longitudinal section
 scale 1:200

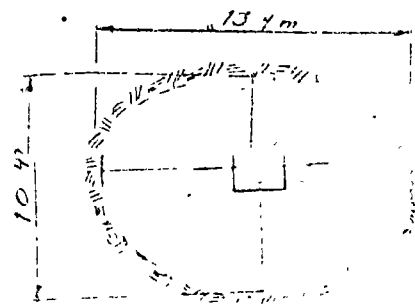




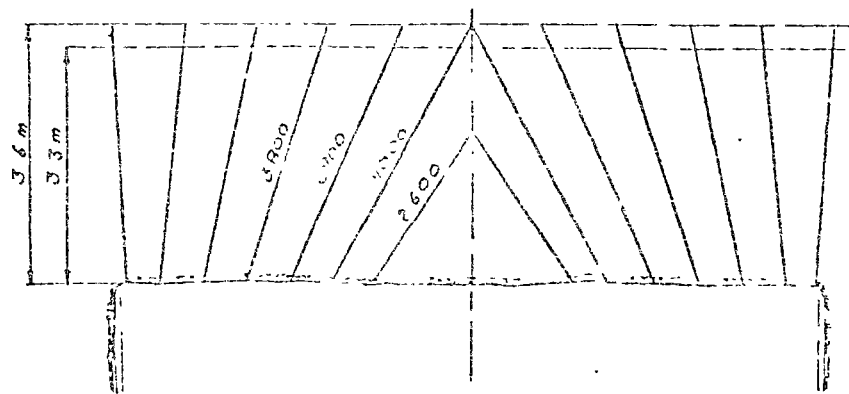
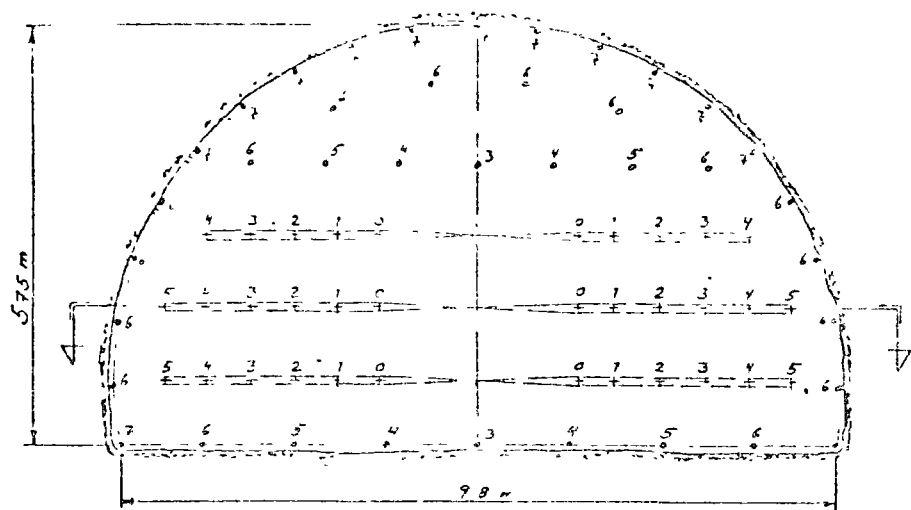
Surge chamber
scale 1/200



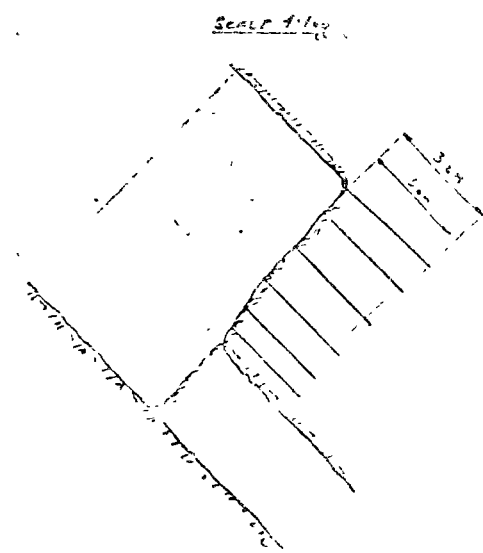
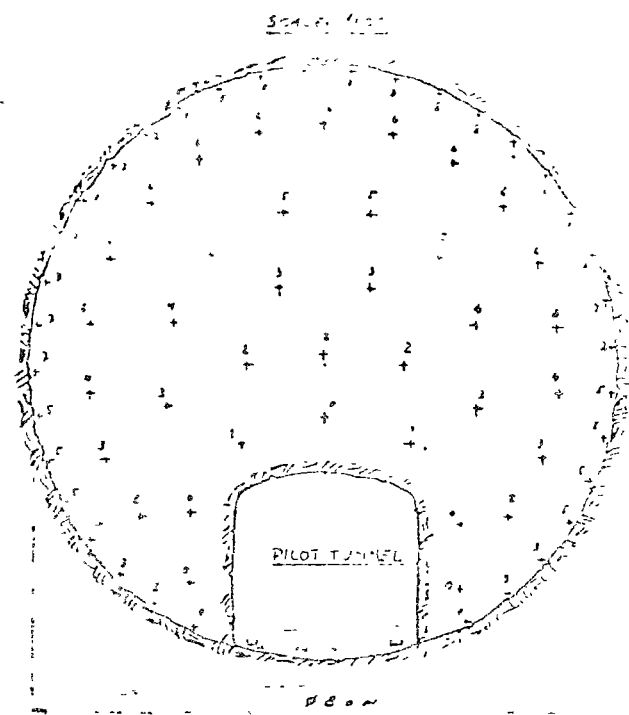
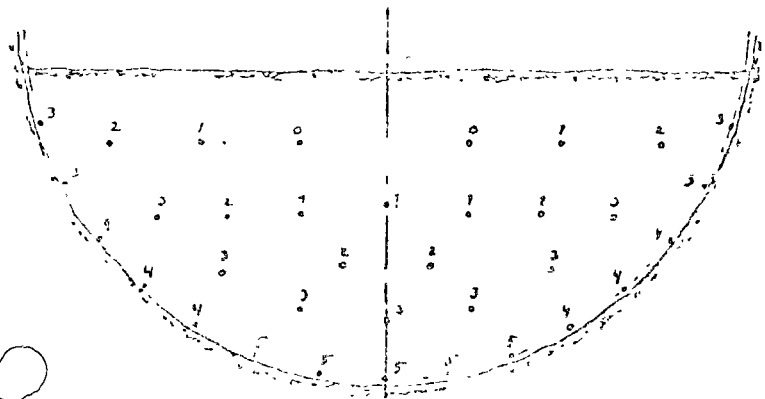
Total excavated cross section 110.3



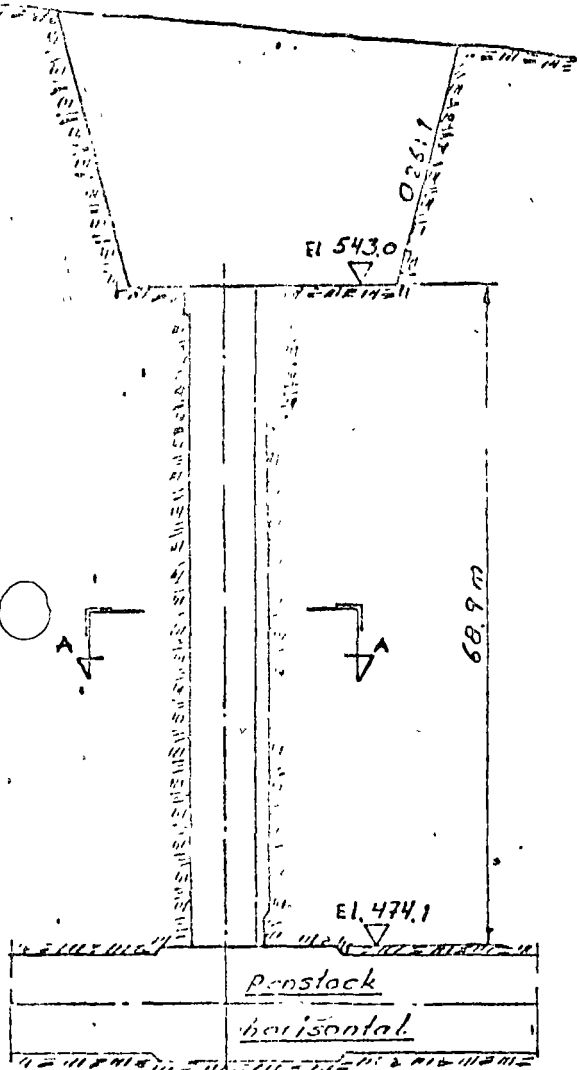
Scale 1/200



II.



Valve shaft

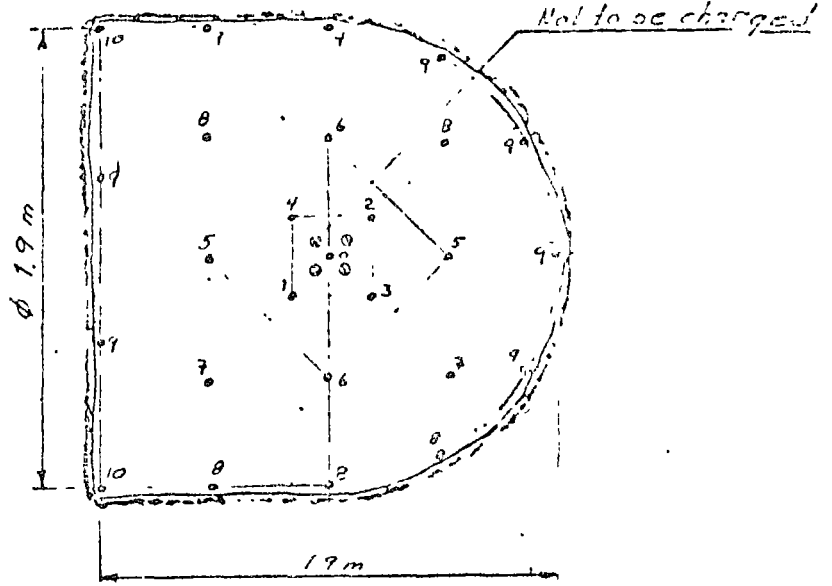


Scale 1:500

tot. excavated cross section = 70 m²

I drill. pattern for the raise.

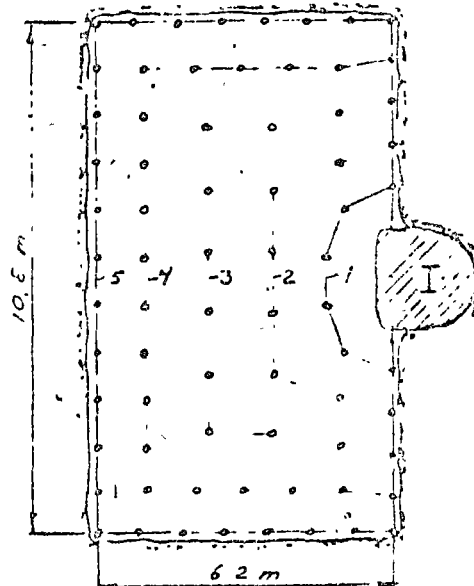
scale 1:20

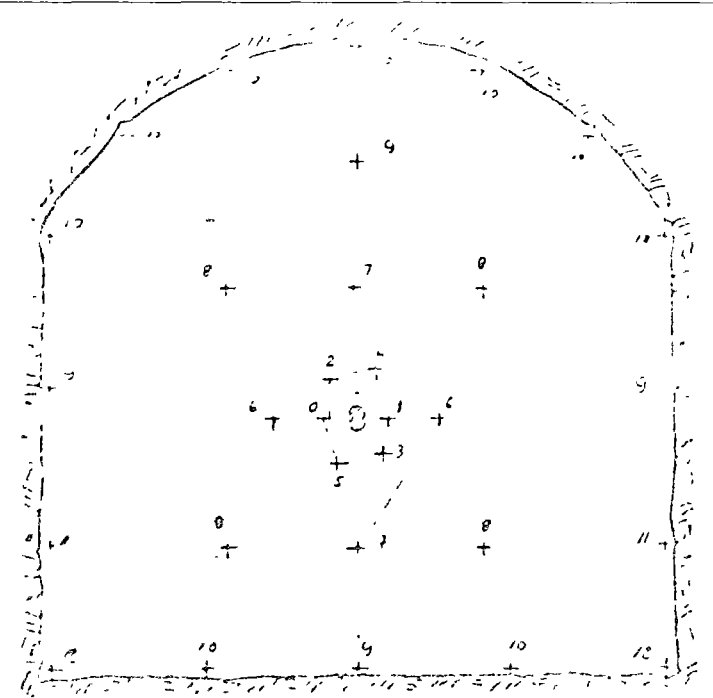
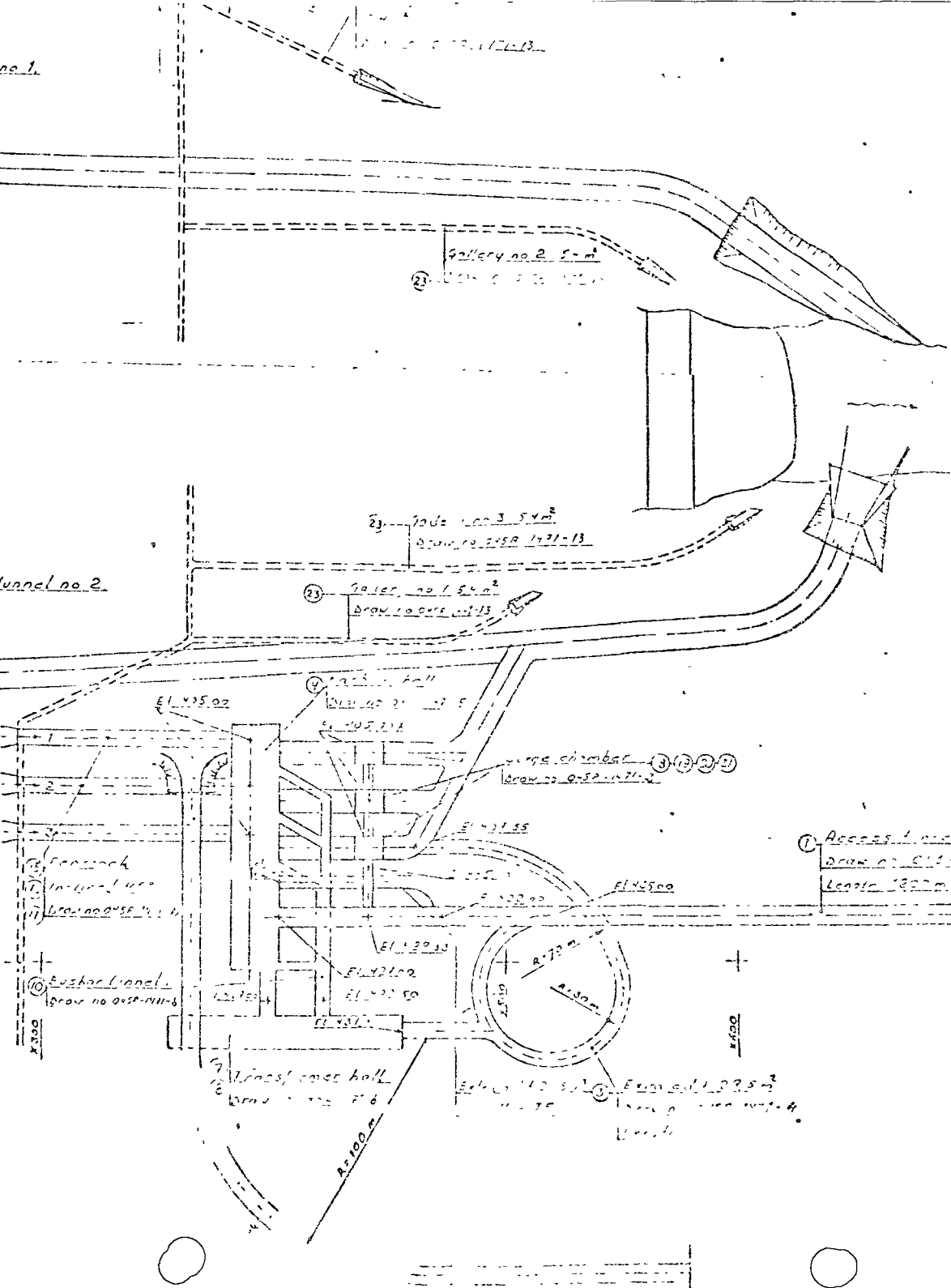


Drilling platform see draw. RZ.322

II stoping.

scale 1:100





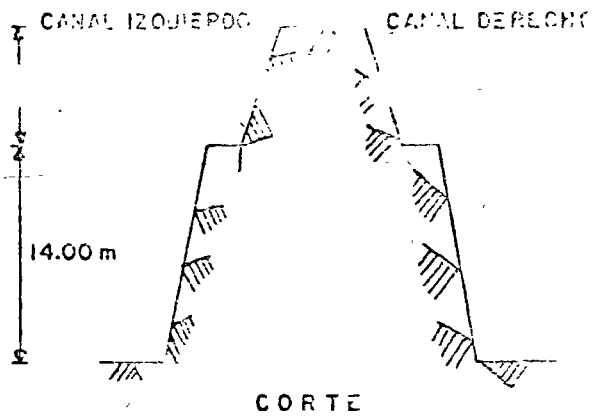
DATA FOR EXCAVATION OF GALLERY 1.3.4

TUNNEL LENGTH	M	~ 965
CROSS-SECTION	M ²	54
DRILLED DEPTH	M	24
ESTIMATED ADVANCE	M	2.2
NO. OF DRILLHOLES	-	31-2 = 57%
TOTAL DRILLING/ROUND	M	75.4
VOLUME OF SOLID ROCK	M ³	12.0
SPECIFIC DRILLING	M ³ /M	67
EXPLOSIVES CONSUMPTION	KG	40.0
EXPLOSIVES PER M ³ SOLID ROCK	KG/M ³	3.3
NO. OF DRILLERS	-	3

TIME SCHEDULE

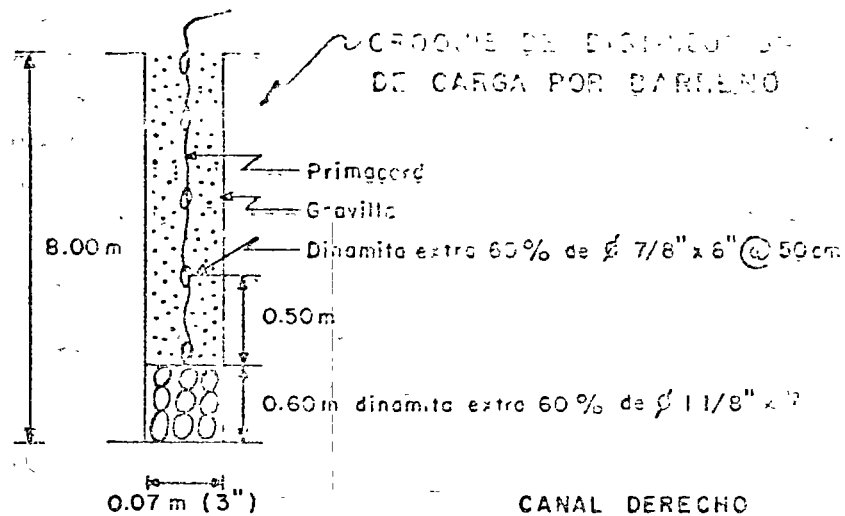
SET-UP TIME FOR DRILLING	MIN	15
DRILLING	MIN	85
SET-UP	MIN	30
REMOVE THE DRILL EQUIP	MIN	10
START VENTILATION	MIN	20
SCALING	MIN	10
MUCKING (LM 60)	MIN	50
LEAVING WORK	MIN	20
TOTAL TIME FOR A ROUND	MIN	240

P R E C O R T E

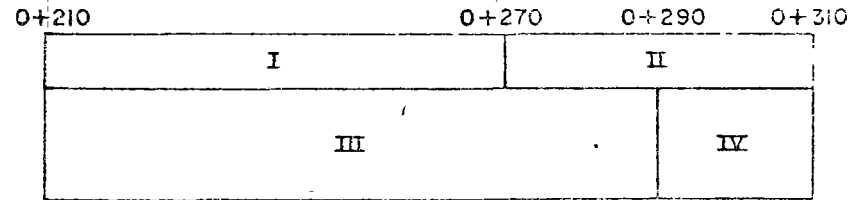
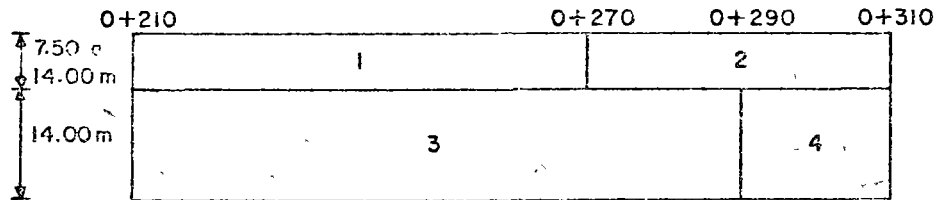
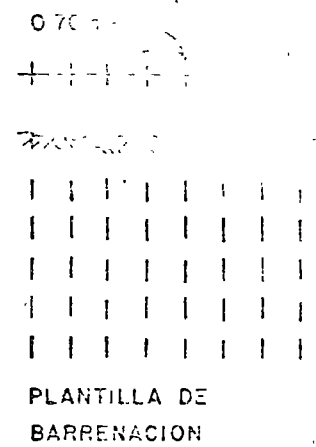


CORTE

CANAL IZQUIERDO
(Pared derecha)



CANAL DERECHO
(Pared izquierdo)

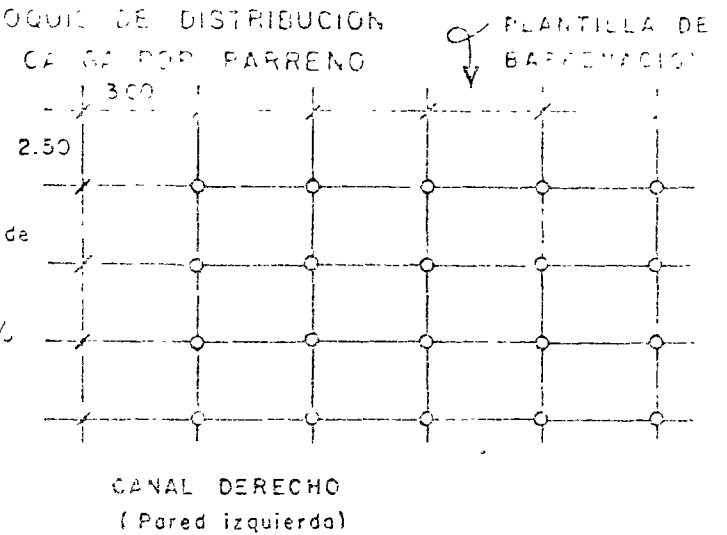
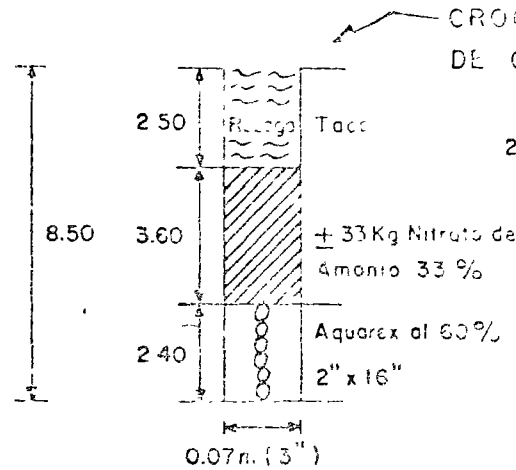
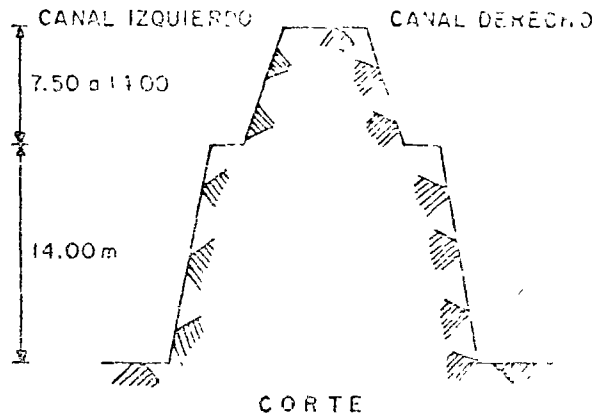


VISTA DE FRENTE

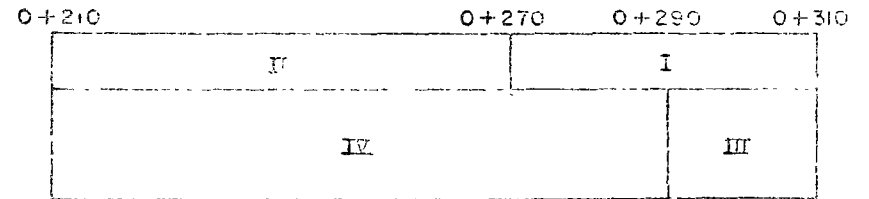
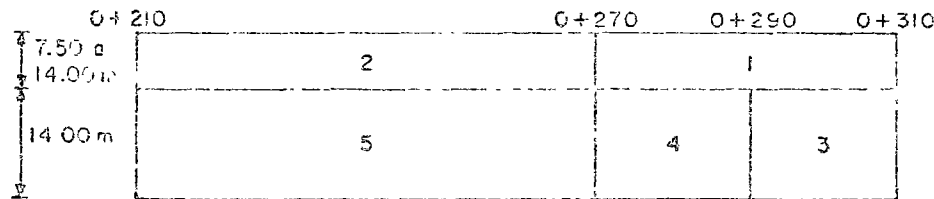
SUP. PRECORTADA	FECHA	DENSIDAD DE CARGA Kg/m ²	DIAMETRO BARRENO Pulg.	SEPARACION/BARRENO m
I	ENE/71	0.650	3	0.70
2	16-17 JUN/71	0.360	3	0.70
3	4 AGO/71	0.500	3	0.70
4	5 AGO/71	0.490	3	0.70
I	DIC/70	0.650	3	0.70
II	4 AGO/71	0.500	3	0.70
III	5 AGO/71	0.490	3	0.70

504-01

E A N O U E O



CANAL IZQUIERDO (Pared derecha)



BARRIL	FECHA	DENSIDAD DE CARGA Kg/m ³	DIAMETRO BARRIL Pulg	SEPARACION/BARRIL m
I	1-15 JUL/71	0.480	3	2.50 x 3.00
2	15-31 JUL/71	0.520	3	2.50 x 3.00
3	6-14 SEP/71	0.475	3	2.50 x 3.00
4	15-28 SEP/71	0.500	3	2.50 x 3.00
5	15-30 SEP/71	0.500	3	2.50 x 3.00
I	1-3 AGO/71	0.500	3	2.50 x 3.00
II	15-30 JUL/71	0.550	3	2.50 x 3.00
III	1-24 AGO/71	0.525	3	2.50 x 3.00
IV	25-30-4 SET/71	0.530	3	2.50 x 3.00

GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION

EXP. NO.

SUBGERENCIA OBRAS HIDRAULICAS

FECHA: 16 de febrero, 1972

OFICINA DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES

AUGUSTO RUDIN 265, MEXICO 19, D. F.

ASUNTO: P.H. Angostura, Chis.

TELEFONO: 563-37-00

Excavación del vertedor

EXPERIMENTACION SOBRE DIFERENTES SISTEMAS DE VOLADURAS EN LA EXCAVACION DEL VERTEDOR, EN LA P.H. "LA ANGOSTURA", CHIS.

I. ANTECEDENTES

Durante los meses de diciembre de 1971 y enero de 1972 se realizaron ensayos con diferentes sistemas de voladuras en la excavación de los dos canales del vertedor en la P.H. "La Angostura", Chis. Estos ensayos se efectuaron con objeto de optimizar el procedimiento de excavación con las siguientes finalidades:

- a) Lograr el máximo aprovechamiento del material producto de excavación para su empleo como enrocamiento en la construcción de la cortina de la misma Planta Hidroeléctrica.
- b) Obtención de la máxima cantidad de fragmento de roca clasificados como Nos. 4, 5 y 6, con atención especial en la obtención de material No. 6. (Ver nota 1 al final del inciso).

Las dimensiones de los materiales son las siguientes:

Material	Tamaño mínimo	Tamaño máximo
No. 4	-	50 cm
No. 5	15 cm (menos de 20%)	100 cm
No. 6	-	Cuyo peso sea ≥ 1 ton (mín. 10%)

- c) Causar el menor daño posible al macizo de roca en la vecindad de las paredes que constituyen los canales vertedores, tratando de reducir los problemas de estabilidad a corto y largo plazo.

De acuerdo con lo anterior se experimentó en un tramo del canal de llamada entre las estaciones 0 + 000 a 0 + 270, en el cual la roca es de estructura y calidad física semejante. La localización se presenta en las figs. 1 y 2.

Se utilizaron las siguientes "plantillas de barrenación" para explotación de bancos de roca a cielo abierto:

- A.- Cuña central
- B.- Cortinas o hileras (balconeo)
- C.- En forma de "V"

En las figs. 3, 4 y 5, puede verse la distribución de barrenos de estos sistemas, así como, la secuencia de tiempos de detonación de



DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBDIRECCION OBRAS HIDRAULICAS
 OFICINA DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO RODIN 265. MEXICO 19. D. F.
 TELEFONO: 565-37-00

EXP. NO.

FECHA: 16 de febrero, 1972

ASUNTO P.H. Angostura, Gts.
 Excavación del vertedor

las cargas de explosivo colocadas dentro de los barrenos. Previamente a la excavación a cielo abierto se efectúan precortes en las paredes de los canales.

NOTA.- Se ha dedicado atención especial en la obtención de material No. 6, que es el de mayor tamaño y cuya explotación se dificulta por las condiciones estructurales del macizo de la roca caliza, que tiene estructura masiva (arrecifal) con espesor de 10 m a 15 m en la parte superior y estructura estratificada hasta el fondo de los canales (30 m a 40 m desde la superficie del terreno). El espesor de los estratos de caliza varía desde 10 cm a 100 cm y existen capas de lutita de 1 cm a 20 cm de espesor interestratificadas con la roca.

La caliza arrecifal generalmente se encuentra alterada y tiene un porcentaje alto de conductos de disolución lo cual dificulta la obtención de bloques de roca cuyo peso sea \geq que 1 ton.

En la zona de caliza estratificada la dimensión de los bloques de roca está limitada en una arista por el espesor de los estratos, lo cual también crea problemas en la obtención de bloques con peso \geq 1 ton.

2. RESULTADOS DE LOS ENSAYES

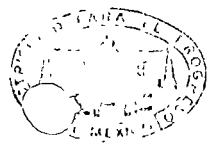
2.1 En la Tabla No. 1 se indican los volúmenes de materiales Nos. 4, 5, 6 y desperdicio, obtenidos con los sistemas de voladuras ensayados.

TABLA NO. 1

Planchilla de barrenación	No. de ensayos	Volumen excavado m ³	Explosivo utilizado kg/m ³	Material obtenido en %			
				Desperdicio	No. 4	No. 5	No. 6
Forma de "V"	5	28419	0.423	50	38	8	4
Cuna central	9	70172	0.425	44	45	10	1
Cortinas	29	125237	0.416	24	56	17	3

NOTAS.

- a) El volumen excavado es medido en banco.
- b) El material clasificado como "desperdicio" corresponde al almacenamiento conocido como No. 3 en la Obra.
- c) El % de los materiales obtenidos por cada voladura se determinó



GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBGERENCIA OBRAS HIDRAULICAS
 OFICINA DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO RODIN 269, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO 563-37-00

EXP. NO.

FECHA: 16 de febrero, 1972

ABUNTO. P.H. Angostura, Chis.

Excavación del vertedor

3.

contando el No. de vehículos que transportaron el material a los diferentes bancos de almacenamiento, de manera que debe tomarse con cierta reserva puesto que el volumen así medido es solo aproximado.

Estos datos fueron proporcionados por el Ing. Raúl Perlasca, quien está a cargo de estos trabajos por parte de la C.F.E.

2.2 Observaciones sobre los datos presentados en la Tabla No. 1

- a) El sistema de voladura de bancos de roca que produce mayor porcentaje de los materiales requeridos es el de "cortinas".
- b) El sistema de voladura en forma de "V" es el que produce bloques de roca de menores dimensiones, pues se aumenta la fragmentación al producirse el choque físico de los bloques al ser lanzados en trayectorias que se cruzan.

3. DAÑOS A LA ROCA EN LA VECINDAD DE LAS PAREDES DE LOS CANALES

- a) Efectos sobre la roca debidos al procedimiento de excavación.

Durante la excavación de los canales han ocurrido movimientos del núcleo central de roca en dos zonas localizadas entre las estaciones 0 + 210 a 0 + 250 y 0 - 130 a 0 - 230, causados por impulsos dinámicos provenientes de la detonación de los explosivos empleados en la excavación. Esta conclusión se hace de acuerdo con el análisis del movimiento de uno de estos bloques descrito en el informe R-03-72 del 14 de enero de 1972 elaborado por esta misma Sección de Mecánica de Rocas.

Los movimientos del núcleo central de roca ocurrieron en zonas donde la excavación de ambos canales se encontraba a niveles diferentes, de manera que el empuje de los explosivos se produjo contra un bloque de roca del núcleo central relativamente delgado y de poco peso, el cual se encontraba descontinuado hacia alguno de los canales, así fue como el bloque localizado entre las estaciones 0 + 210 a 0 + 250 se desplazó hacia aguas abajo y hacia el canal derecho y el bloque ubicado entre las estaciones 0 - 130 a 0 - 230 se desplazó hacia aguas arriba y hacia el canal izquierdo. El desplazamiento en ambos bloques fue sobre una superficie plana coincidente con los planos de estratificación (que tienen un echado aproximadamente de 7° hacia aguas abajo y hacia la margen derecha del río) y sobre estratos delgados (1 cm a 10 cm) de lutitas que se encuentran interestratificadas con la caliza. Estos planos de des-



AGENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBGERENCIA OBRAS HIDRAULICAS
 OFICINA DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AGUSTO RUDIN 265, MEXICO 19, D.F.
 TELEFONO 563-17-00

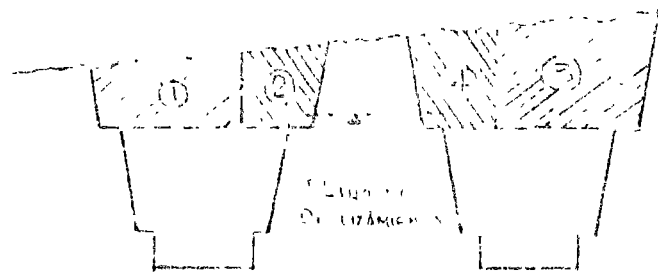
EXP. NO.

FECHA: 16 de febrero, 1972

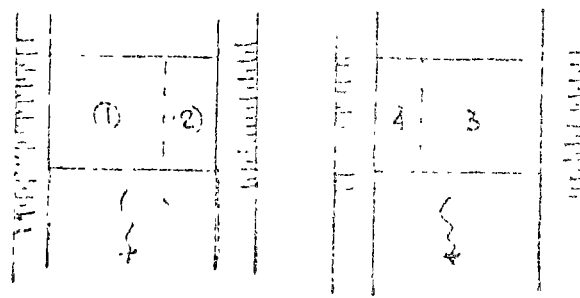
ASUNTO: P.H. Angostura, Cl. 5.
 Excavación del vecedor

lizamiento están localizados a profundidad variable entre 0.1 y 3 m desde la superficie del terreno. En los dos casos el desplazamiento máximo fue aproximadamente de 50 cm en dirección perpendicular al eje de los canales.

En las dos zonas de movimiento la excavación se efectuó con la secuencia indicada en el siguiente croquis:



CANAL DERECHO CANAL IZQUIERDO
 CORTE



PLANTA

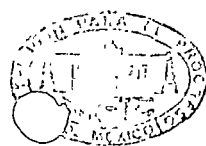
① y ③ Se utilizaron los tres tipos de plantillas de barrenación.

② y ④ Plantilla tipo "cortina"

Nótese que al efectuar la voladura No. 4 utilizando el sistema de "cortinas", el empuje provocado por los explosivos resulta en dirección perpendicular a la pared del núcleo central, lo cual provocó el desplazamiento de dicho núcleo.

b) Medición del daño causado a la roca por los explosivos.

Durante el mes de enero 1971, se realizó un estudio geofísico de refracción sísmica sobre las paredes de la casa de máquinas, con objeto de determinar el espesor de roca dañado por los explosivos en la vecindad de las paredes de la sala. Se utilizó la técnica



GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBGERENCIA OBRAS HIDRAULICAS
 OFICINA DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO RODIN 265, MEXICO 19, D. F.
 TELEFONO: 563-37-00

EXP. No.

FECHA: 16 de febrero, 1972

ASUNTO: P.H. Angostura, Chis.
 Excavación del vertedor

5.

de microsísmica y únicamente se midió la velocidad de transmisión de ondas longitudinales.

Las mediciones se efectuaron en sitios representativos de los sistemas de voladura empleados en la excavación de dicha sala, que son iguales a los sistemas utilizados en la excavación de los canales vertedores. Aún cuando la calidad física de la roca en la zona de casa de máquinas es superior a la de la zona de vertedores y las condiciones de frontera de las paredes de ambas estructuras son diferentes, puede considerarse que los resultados del estudio de la casa de máquinas son aplicables, con las reservas del caso, a la roca de las paredes del vertedor.

Los resultados de estas mediciones se presentan en la Tabla No. 2.

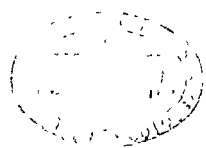
TABLA NO. 2

Tipo de voladura	Pared	Elevación m	α_1 m/seg	α_2 m/seg	α_1/α_2	Espesor de roca dañada, cm
Cuña central	aguas arriba	434	800	2100	0.38	40
Cuña central	aguas abajo	434	900	2000	0.46	40
Forma de V	aguas arriba	428.4	1700	2100	0.81	25 a 30
Forma de V	aguas abajo	428.4	1800	2300	0.78	20 a 30
Cortinas	aguas arriba	428.4	1600	2600	0.62	20 a 25
Cortinas	aguas abajo	428.4	1200	2000	0.60	20 a 25

α_1 y α_2 = Velocidad de transmisión de ondas longitudinales en la roca dañada y en la roca sana respectivamente.

3.1 Observaciones sobre los datos presentados en la Tabla No. 2.

- a) Puede verse que el sistema de voladura que produce el espesor mínimo de roca dañada en la vecindad de las paredes de la excavación es el de "cortinas" (balconeo).



OFICINA GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUPERINTENDENCIA OBRAS, HIDRAULICAS
 OFICINA DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AV. JUSTO RODIN 265. MEXICO 19. D. F.
 TELEFONO. 565-37-00

EXP. NO.

FECHA: 16 de febrero, 1972

ASUNTO: P.H. Vigostura, C.F.E.
 Excavación del vertedero

6.

- b) Aún cuando la velocidad de transmisión de la onda longitudinal en la zona dañada por los explosivos es menor en el caso del sistema de "cortinas" que en el caso de sistema en "V", se ha interpretado como consecuencia de que la roca es más resistente en la zona donde se excavó utilizando el sistema de "cortinas" y por lo tanto la amortiguación de las ondas de choque fue menor.

4. RECOMENDACIONES

- 1) Se recomienda efectuar la excavación de los canales vertederos empleando el sistema de "cortinas" en tramos no mayores de 20 m de longitud, que abarquen el ancho total del canal, en vista de que es el sistema con el cual se logra el máximo aprovechamiento del material producto de excavación y el que produce menor empuje sobre la roca y por lo tanto menor daño a la misma en la vecindad de las paredes de la excavación.
- 2) Para la excavación de la última etapa de los canales vertederos que es de sección rectangular de 7 m de alto por 20 m de ancho, se pretende utilizar un procedimiento de excavación que además de reunir los requisitos indicados en 1.a, 1.b y 1.c, se dañe al mínimo la roca del fondo de los canales.

En reuniones efectuadas en esta Oficina con el Ing. Guerrero Arcocha de la Cia. de explosivos Dupont, con objeto de llevar a la práctica el procedimiento de excavación más adecuado que reúna los requisitos indicados en el párrafo anterior se acordó ensayar el sistema de "cortinas" con las siguientes variantes:

- a) Desplazar hacia arriba la "carga de fondo" y hacer el terminado del piso de proyecto mediante un pequeño corte utilizando tractor "bulldozer".
- b) Efectuar el encendido del explosivo al centro o en el extremo superior de los barrenos, utilizando un cebo de alta presión detonante, como se indica en el siguiente croquis.



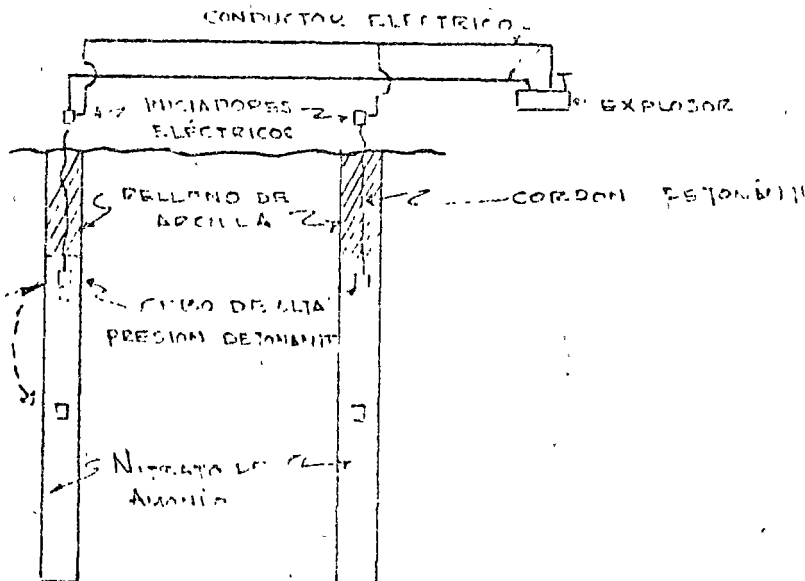
GERENCIA GENERAL DE CONSTRUCCION
 SUBGERENCIA OBRAS HIDRAULICAS
 OFICINA DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
 AUGUSTO RODIN 265. MEXICO 19. D. F.
 TELEFONO: 563-37-00

EXP. NO.

FECHA: 16 de febrero, 1972

ASUNTO: P.H. Angostura, Cris.
 Excavación del vertedor

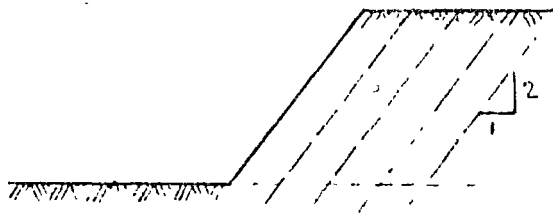
7.



También puede ensayarse con el cebo colocado a la mitad del tramo que lleva nitrato de amonio.

Conviene que se realicen estos ensayos a la brevedad posible y previamente a la excavación de la última etapa con objeto de conocer la eficacia del sistema propuesto.

3) Se recomienda que se efectúen ensayos de voladuras a cielo abierto con barrenos inclinados hacia la cara libre con objeto de eliminar el banco de roca del fondo de la excavación (pata), como se indica en el siguiente croquis:

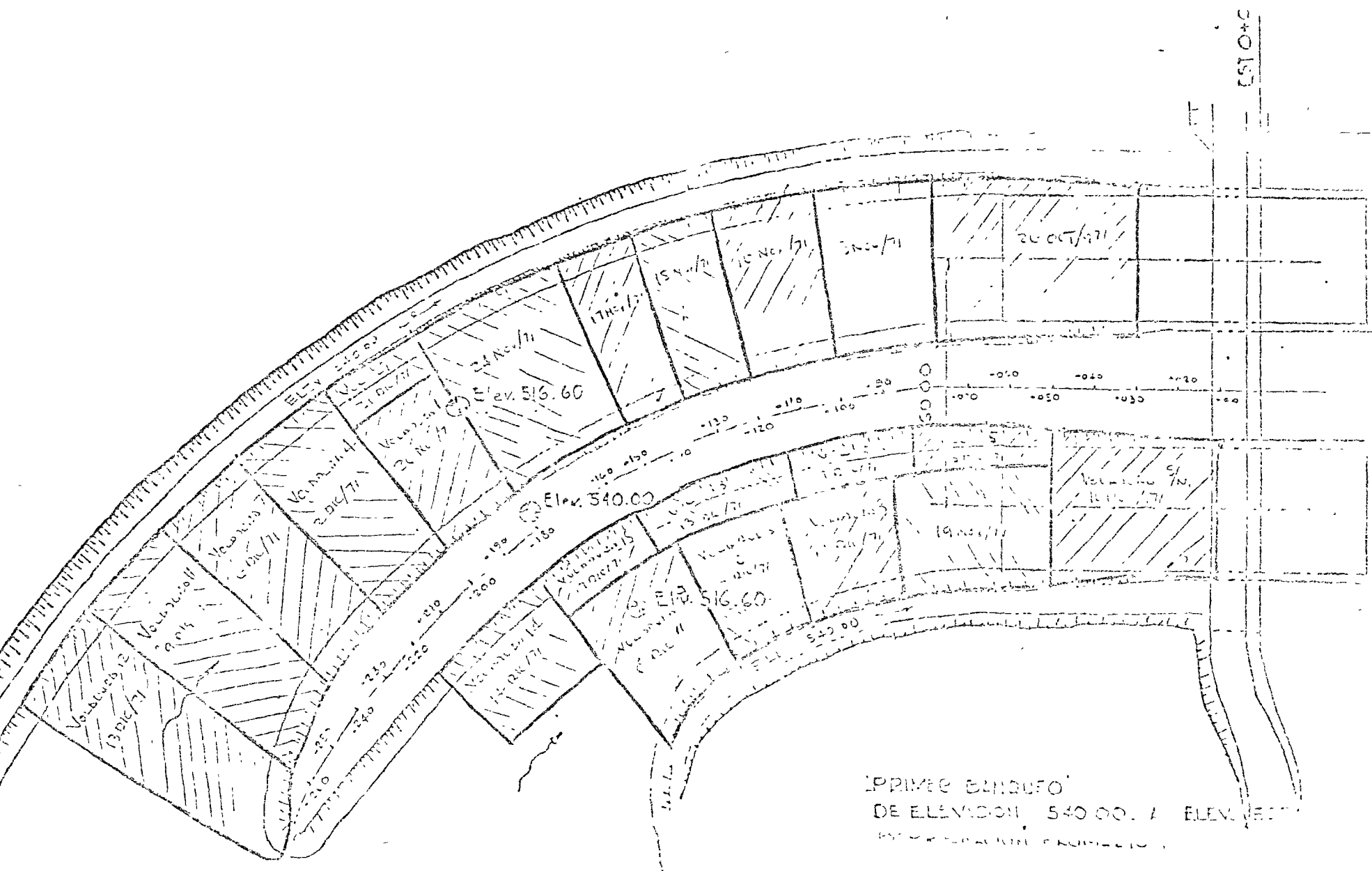


Inclinación de barrenos

Los ensayos de los sistemas de excavación aquí descritos se realizaron bajo la dirección del Ing. Raúl Perlasca auxiliado por el Ing. Javier Hernández Utrilla, participando por parte de la México Compañía Constructora el Ing. Oscar González Rocha.

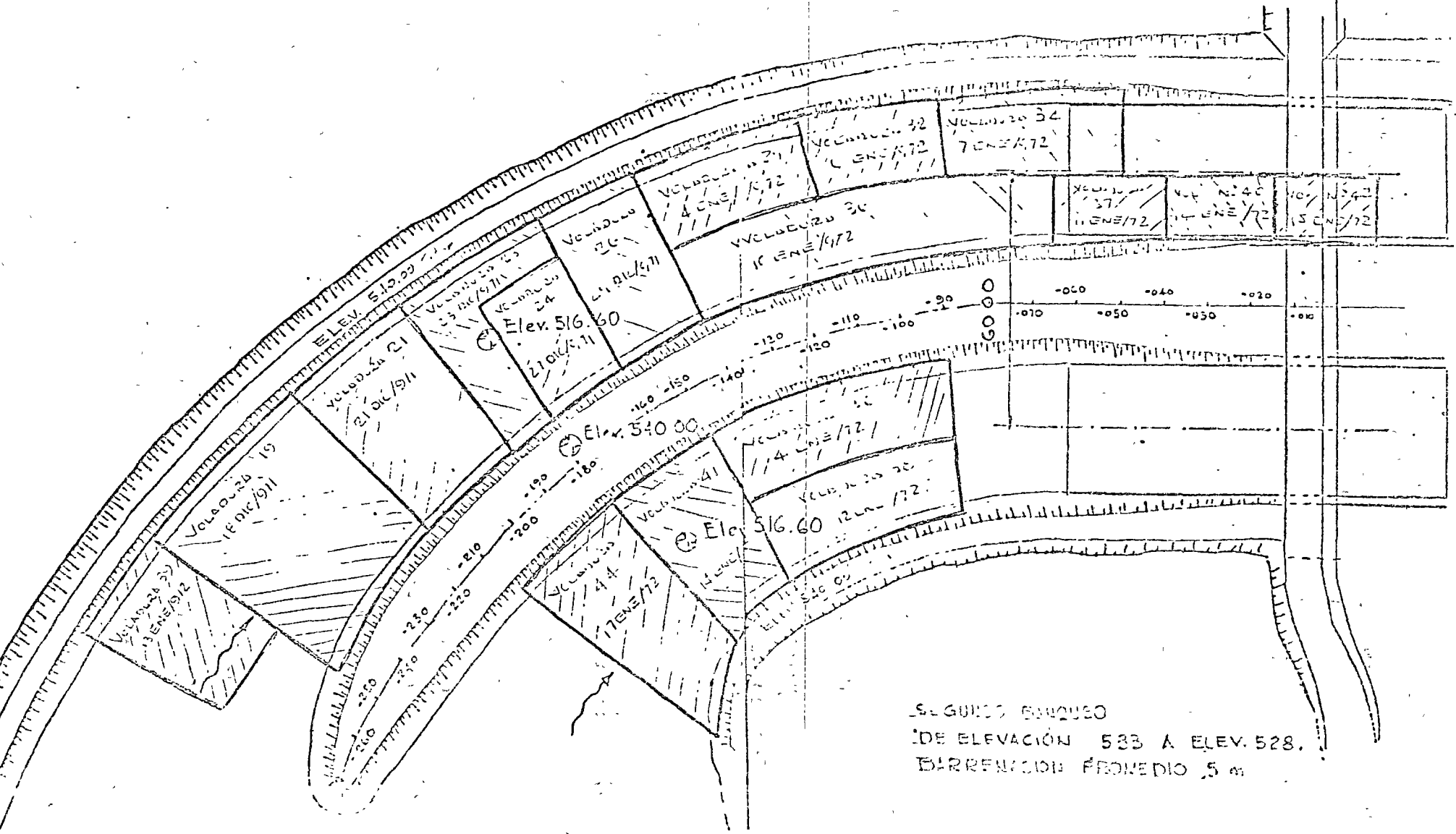
Formuló: Ing. Javier Hernández Utrilla
 Revisó: Ing. Raúl Cuéllar Borja

Raúl Perlasca
Raúl Cuéllar Borja



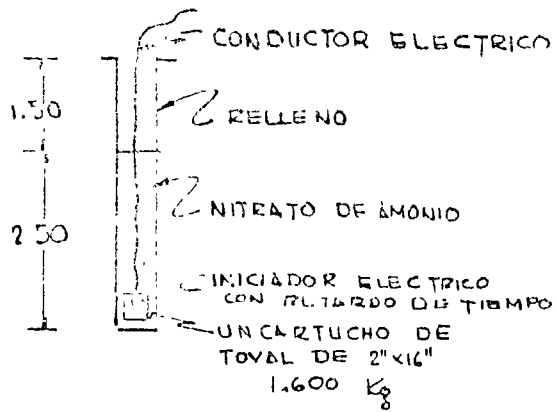
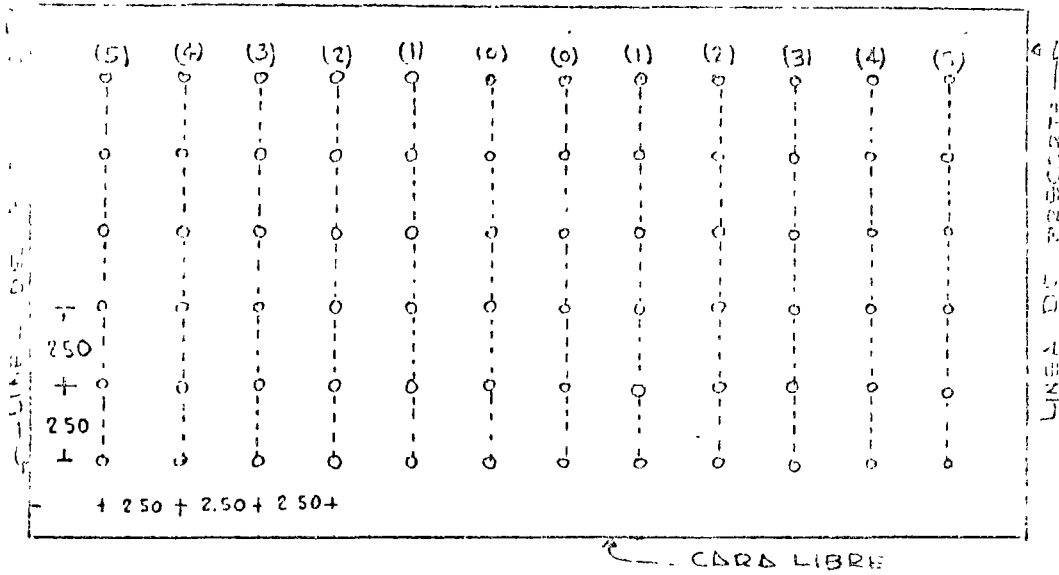
IMPRIME BRANCO
 DE ELEVACION 540.00. A ELEVACION
 516.60

EST 0.53



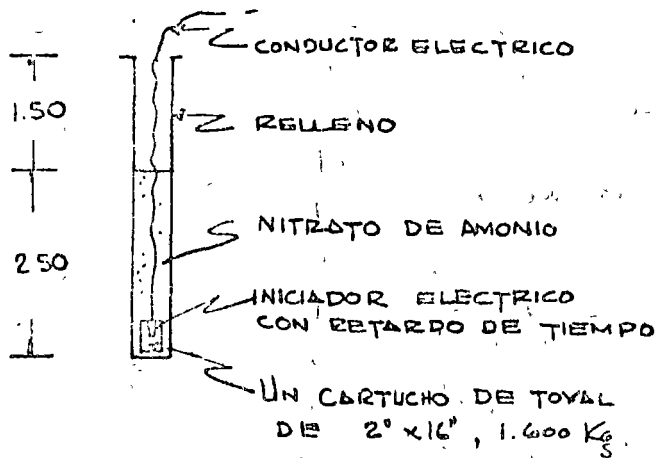
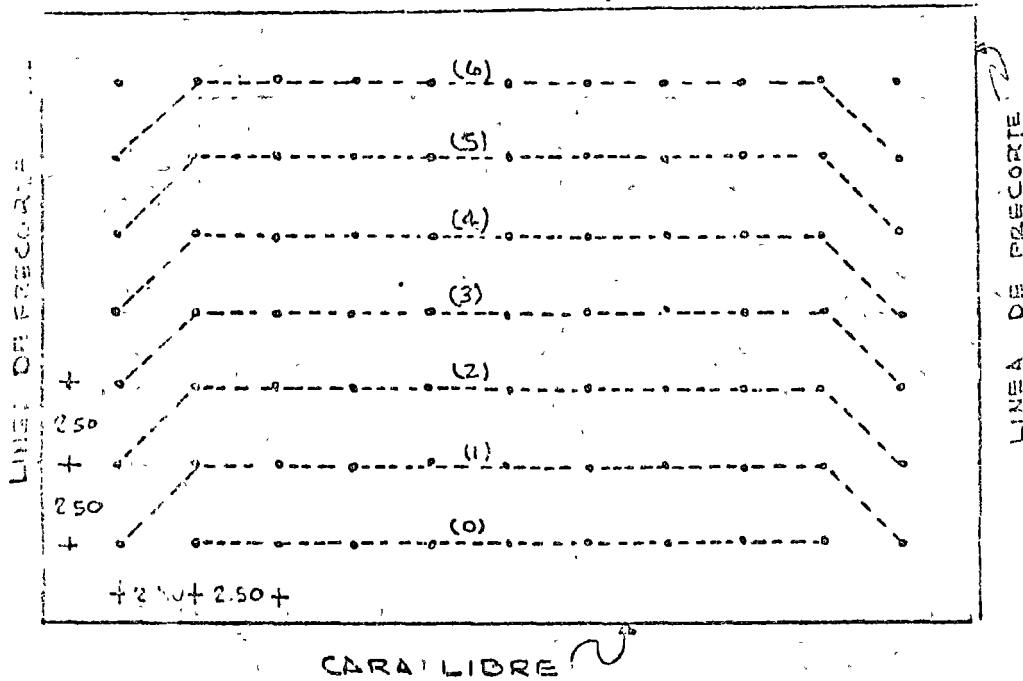
SEGUNDO BARRIO
DE ELEVACION 533 A ELEV. 528.
BARRERACION PROMEDIO 5 m

ESQUEMA DE VOLADURA EN CUÑA AL CENTRO



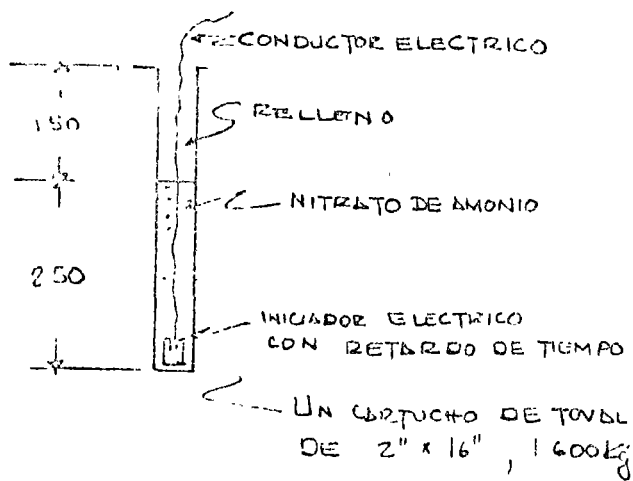
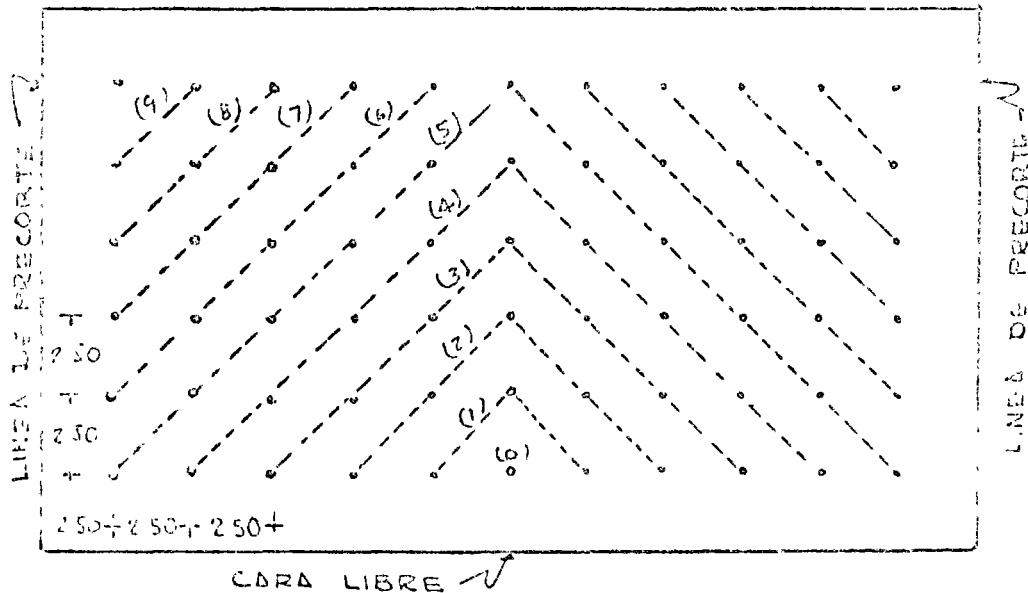
- a) EN LA FIGURA SE MUESTRA EL SISTEMA DE CARGA PARA UNA PROFUNDIDAD DE BARRERACION DE 4. a 5 m
- b) LOS NUMEROS REPRESENTAN LOS RETARDOS EN TIEMPO DE LAS DETONACIONES
- c) PARA BARRERACION DE 6 a 7 m AUMENTAR EL CANTIDAD DE EXPLORATIVO Y LA CUBICULA SE ABRE A 2.50 m x 3.00 m Y 3.00 m x 3.00 m
- d) UNA VELOCIDAD DE BARRERACION EN CUBICULA ES MUY BUENA EN TRES BOLAS CON LOS MISMOS ESPACIAMIENTOS ENTRE BARREROS TANTO EN SENTIDO VERTICAL COMO EN HORIZONTAL

SISTEMA DE VOLADURA EN LINEA O CORTINA (BALCONEO)



- a) PROFUNDIDAD DE BARRENACIÓN DE 4 A 5 m
- b) LOS NÚMEROS REPRESENTAN LOS RETARDOS DE TIEMPO DE LAS DETONACIONES
- c) PARA BARRENACIÓN DE 6 Y 7 m. SE AUMENTA LA CANTIDAD DE EXPLOSIVO Y LA CUADRÍCULA SE DIBE D 2.50 m x 3.00 m Y Δ 3.00m x 3.00m

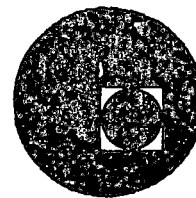
SISTEMA DE VOLADURA EN FORMA DE V



- a) PROFUNDIDAD DE BARRIENDÓN DE 4.25m.
- b) LOS NÚMEROS REPRESENTAN LOS RETAROS DE TIEMPO DE LAS DETONACIONES.
- c) PARA BARRIENDÓN DE 6 Y 7m SUMAN LA CANTIDAD DE EXPLOSIVO Y EL ESPACIAMIENTO DE LA CUADRICULA SE HACE A 2.50 m x 3.00 m Y 3.00 m x 3.00m



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

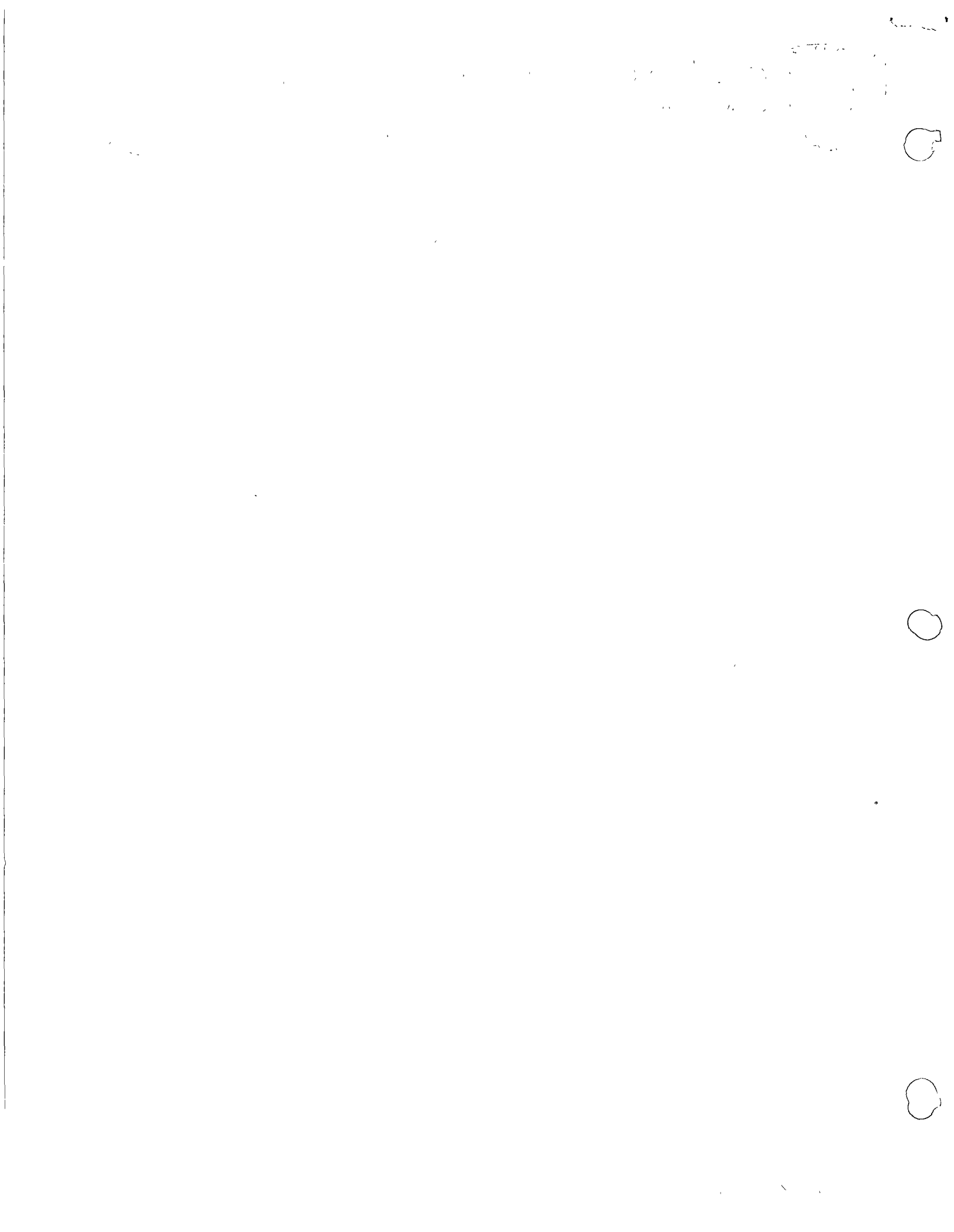


VOLADURA DE ROCAS

SEGURIDAD EN TRABAJOS DE VOLADURA DE ROCAS



Ing. Raúl López Calvillo



SEGURIDAD EN TRABAJOS DE VOLADURA DE ROCAS*

I. ORGANIZACION

A. COMITE EJECUTIVO DE SEGURIDAD

1. El Comité Ejecutivo de Seguridad estará integrado por:
 - Gerente de Construcción
 - Asesor Técnico de la Empresa
 - Jefe del Departamento de Seguridad y
 - Representante del Sindicato
2. Cualquiera de sus integrantes fungirá como presidente -- del Comité y de los restantes se nombrará un secretario.
3. Los miembros del Comité Ejecutivo de Seguridad tendrán - el derecho de voto.
4. Las funciones y responsabilidades de este Comité son:
 - a. Vigilar que se sigan las políticas de seguridad de la empresa; proponer el cambio de éstas cuando sea preciso y recomendar nuevas políticas y otros procedimientos que amplíen y aseguren la aplicación de la política general de seguridad de la Empresa.
 - b. Dictar normas de seguridad.
 - c. Investigar la causa de los accidentes y ordenar las -- medidas necesarias con el propósito de que no se repi -- tan.
 - d. Ordenar que se suspenda la ejecución de un trabajo -- que implique riesgo para los trabajadores, hasta que se observen las medidas preventivas requeridas.
 - e. Aplicar sanciones a quienes violen o no den cumpli -- miento a las medidas de seguridad estipuladas en este Reglamento. Estas sanciones serán amonestación, sus -- pensión y rescisión del contrato de trabajo.

B. DEPARTAMENTO DE SEGURIDAD

1. La Empresa suministrará y usará los dispositivos de segu -- ridad y salvaguardas y adoptará, a través del Departamen -- to de Seguridad, los sistemas, medios, métodos, opera --

* Las normas de seguridad indicadas en este trabajo fueron tomadas del Reglamento de Seguridad e higiene de Túnel, - S.A.

ciones y procesos razonablemente adecuados para que el trabajo y el sitio del mismo sean seguros a fin de lograr el objetivo de prevenir accidentes a los trabajadores.

2. El Departamento de Seguridad iniciará y conservará un programa para la prevención de accidentes. Este programa preverá: instrucción sobre seguridad, inspecciones regulares de todos los frentes de trabajo y de todo el equipo, adopción y uso de un código de prácticas y procedimientos de seguridad para las operaciones, integración de las Comisiones Mixtas de Higiene y Seguridad, etc.
3. Es de la competencia del Departamento de Seguridad:
 - a. Establecer directivas para instruir y adiestrar, en seguridad, a los trabajadores.
 - b. Dictar normas de seguridad.
 - c. Efectuar inspecciones en los frentes de trabajo.
 - d. Investigar la causa de los accidentes.
 - e. Promover campañas, conferencias, mesas redondas, etc. para conservar ó desarrollar el interés por la seguridad entre los trabajadores.
 - f. Vigilar que se cumplan las normas de seguridad.
 - g. Llevar las estadísticas, determinar índices de frecuencia y gravedad y construir las gráficas respectivas.

C. COMISIONES MIXTAS DE HIGIENE Y SEGURIDAD

1. En cada lumbrera se establecerá una Comisión, por turno, compuesta por un ingeniero de construcción, el supervisor de seguridad y dos miembros del Sindicato.
2. Cada Comisión constará de igual número de representantes del patrón y de los trabajadores.
3. El patrón designará a sus representantes en la Comisión Mixta de Higiene y Seguridad y los representantes obreros serán designados por el Sindicato titular del Contrato Colectivo de Trabajo.
4. Para ser miembro de la Comisión Mixta de Higiene y Seguridad, se requiere:

- a. Ser trabajador de la Empresa o representante del -- patrón;
 - b. Poseer la instrucción y experiencia para el buen de sempño del cargo;
 - c. Gozár de la estimación general de los trabajadores.
 - d. No ser afectos a bebidas alcohólicas, drogas ener - vantes ó al juego;
 - e. De preferencia, ser jefe de familia.
5. Son obligaciones de las Comisiones Mixtas de Higiene y Seguridad:
- a. Dar instrucción sobre medidas preventivas a los tra bajadores.
 - b. Poner en práctica todas las iniciativas de previsión.
 - c. Practicar inspecciones periódicas en los frentes de trabajo, por lo menos una vez al mes, a fin de cui - dar de la observancia de las disposiciones preventi - vas, así como para indicar todas las medidas que juz guen convenientes.
 - d. Si el Supervisor de Seguridad, advierte que una nor - ma no se cumple; entonces actuando como inspector - del Departamento de Seguridad debe informar al Jefe de este organismo, quien a su vez lo notificará al - Comité Ejecutivo de Seguridad.
 - e. Investigar las causas de los accidentes y señalar me didas para prevenirlos.
 - f. Vigilar que se cumplan las disposiciones del Régl - amento de Seguridad de la Empresa y las de los Regla - mentos de Medidas Preventivas de Accidentes del Tra - bajo y de Higiene del Trabajo.
 - g. Vigilar que se cumplan las medidas preventivas dicta - das por el Comité Ejecutivo de Seguridad y las seña - ladas por las Comisiones Mixtas de Higiene y Seguri - dad.
 - h. Cuando los miembros de las Comisiones Mixtas de Hi - giene y Seguridad tengan conocimiento de que se está llevando al cabo un trabajo peligroso, sin tomarse -

en cuenta las medidas preventivas obligatorias, emplearán todos los medios posibles para lograr que se suspenda la ejecución del trabajo, hasta que se observen las medidas de seguridad necesarias.

- i. Celebrar sesión por lo menos una vez al mes, en la que se señalen las deficiencias encontradas en materia de higiene y de seguridad, de la cual se levantará acta cuya copia será enviada a la Dirección del Trabajo y Previsión Social.

D. SUPERVISORES DE SEGURIDAD

1. Los Supervisores de Seguridad asignados a cada frente de trabajo, desempeñarán las funciones siguientes:
 - a. Vigilar que se cumplan las disposiciones contenidas en el Reglamento de Seguridad de la Empresa TUNEL, S.A. DE C.V. para la construcción del Emisor Central e Interceptores Central y Oriente, así como las recomendaciones adicionales y modificaciones posteriores que se boletinen.
 - b. Recomendar medidas de seguridad cuando se descubran posibles causas de accidentes.
 - c. Realizar la inspección diaria de los frentes de trabajo que tiene asignados.
 - d. Investigar las causas de los accidentes con lesión o sin ella e informar al Departamento de Seguridad y a la Superintendencia de la Obra.
 - e. Formar parte de la Comisión Mixta de Higiene y Seguridad como representante patronal.
 - f. Entregar con toda oportunidad a la Jefatura del Departamento de Seguridad y al Superintendente de la Obra los reportes relacionados con sus actividades (recomendaciones de seguridad, medidas cumplidas, accidentes ocurridos, etc.) así como las actas de inspección mensual de la Comisión Mixta de Higiene y Seguridad.
 - g. En todos los casos en que el fuego, los explosivos, los malacates, etc. sean una amenaza o cuando cause lesiones al personal o daños a los trabajos del túnel, hará de inmediato un informe a la Jefatura del Departamento de Seguridad y a la Superintendencia de

la Obra.

- h. Auxiliar al Departamento de Seguridad en todos los aspectos relacionados con la prevención de accidentes.

E. INSTRUCCION

1. Todos los trabajadores recibirán frecuentemente instrucciones para la prevención de accidentes. Las instrucciones se darán por lo menos una vez al mes.
2. Cuando se contrate a un trabajador, la persona encargada de ello determinará el grado de experiencia de dicha persona en el trabajo para el que le ha contratado y la instruirá sobre los peligros del trabajo y sobre la realización de sus labores dentro de las condiciones de seguridad.
3. La instrucción al personal de nuevo ingreso se impartirá en el Departamento Médico, en el Centro de Contratación y en el frente de trabajo al que sea asignado.

a. En el Departamento Médico se le informará:

- 1). del servicio de emergencias de socorro y ambulancia.
- 2). vacunación.
- 3). necesidad de las mascarillas que se usan en el túnel.
- 4). funciones y procedimientos del I.M.S. en cuanto a enfermedades generales y accidentes de trabajo, pago de incapacidades, aviso de trabajo; formá RPM-1, atención a familiares y visitas a los trabajadores hospitalizados.

b. En el Centro de Contratación se instruirá al trabajador sobre:

- 1). finalidad de la obra.
- 2). condiciones generales del sitio de trabajo
- 3). funciones del Supervisor de Seguridad

- 4). necesidad de ejecutar el trabajo en forma segura.
- 5). series audio-visuales de Seguridad.

F. SUPERVISORES DE SEGURIDAD

1. Todos los Supervisores de Seguridad asignados a cada - - frente de trabajo, desempeñarán las funciones siguientes:
 - a. Vigilar que se cumplan las disposiciones contenidas en el Reglamento de Seguridad de la Empresa TUNEL, - S.A. DE C.V. para la construcción del Emisor Central e Interceptores Central y Oriente, así como las recomendaciones adicionales y modificaciones posteriores que se boletinen.
 - b. Recomendar medidas de seguridad cuando se descubran posibles causas de accidentes.
 - c. Realizar la inspección diaria de los frentes de trabajo que tiene asignados.
 - d. Investigar las causas de los accidentes con lesión o sin ella e informar al Departamento de Seguridad y a la Superintendencia de la Obra.
 - e. Formar parte de la Comisión Mixta de Higiene y Seguridad como representante patronal.
 - f. Entregar con toda oportunidad a la Jefatura del Departamento de Seguridad y al Superintendente de la Obra los reportes relacionados con sus actividades (recomendaciones de seguridad, medidas cumplidas, accidentes ocurridos, etc.) así como las actas de inspección mensual de la Comisión Mixta de Higiene y Seguridad.
 - g. En todos los casos en que el fuego, los explosivos, los malacates, etc. sean una amenaza o cuando cause lesiones al personal o daños a los trabajos del túnel, hará de inmediato un informe a la Jefatura del Departamento de Seguridad y a la Superintendencia de la Obra.
 - h. Auxiliar al Departamento de Seguridad en todos los aspectos relacionados con la prevención de accidentes.

- c. El Supervisor de Seguridad de la lumbrera en que el trabajador vaya a prestar sus servicios, lo presentará con el Ingeniero Jefe de la obra y jefes de inmediatos, lo acompañará a recibir su equipo de protección personal y le informará sobre:
- 1). turno de trabajo en que deberá presentarse y rotación de los turnos.
 - 2). servicio de transporte de personal
 - 3). servicio de comedor
 - 4). alojamiento en los colectivos
 - 5). atenciones de botiquín y primeros auxilios y -
 - 6). disposiciones generales de seguridad en la obra y particulares, de acuerdo, con el oficio que desempeñe.

G. INSPECCIONES

1. Los Supervisores de Seguridad realizarán las inspecciones regulares de todos los sitios de trabajo y de todo el equipo para observar las infracciones a las normas y a las instrucciones de seguridad. Deben estudiar y discutir la causa de los accidentes ocurridos al personal y los medios para su prevención. Impartirán instrucción sobre seguridad entre los trabajadores y los estimularán para que éstos hagan sus gestiones que promuevan la seguridad.
2. Todas las sugerencias que promuevan la seguridad serán estudiadas oportunamente por el Departamento de Seguridad y se conservará un registro por escrito de las medidas tomadas.
3. Los resultados de las inspecciones que realice la Comisión Mixta de Higiene y Seguridad y el Supervisor u otra persona de Seguridad en cada frente de trabajo, se entregarán al Superintendente de la Obra, para su cumplimiento.
4. En aquellos casos en que el peligro para la vida de los trabajadores o el perjuicio para el interés público sean inminentes, el Departamento de Seguridad ordenará por escrito, con acuse de recibo, las medidas que considere necesarias y se dará aviso a la Gerencia de -

Construcción correspondiente.

II. INVESTIGACION DE ACCIDENTES

1. Para conocer las causas de los accidentes y dictar las medidas de seguridad necesarias para evitar que se repitan, se investigarán todos los accidentes.
2. Los Supervisores de Seguridad, en cada frente de trabajo llevarán un registro de todos los accidentes que ocurren con motivo de sus operaciones.
3. Los Supervisores deberán dar aviso al Departamento de Seguridad y al Superintendente de la Obra de:
 - a. accidentes mortales
 - b. accidentes que provoquen incapacidad permanente, total o parcial.
 - c. accidentes que pongan en peligro la vida de los trabajadores.
 - d. cambios peligrosos en las condiciones de trabajo y
 - e. hechos que amenacen la paralización temporal de los trabajos.
4. Además de lo dispuesto en el inciso anterior, los Supervisores deberán consignar los accidentes con lesión, en:
 - a. el reporte semanal de accidentes de trabajo y
 - b. en la forma especial para "reporte de accidente"
5. Cuando las lesiones sean leves, pero impidan al lesionado continuar desempeñando sus labores, el Supervisor de Seguridad deberá llenar la forma "reporte de accidente".

I. BOLETINES DE SEGURIDAD

1. En todos los túneles se colocará un tablero para boletines de seguridad en el sitio cercano a la entrada, a la boca de la lumbrera o en cualquier punto en el que se reúna el personal antes de entrar a sus frentes de trabajo.
2. En este tablero para boletines se colocarán todas las notificaciones sobre precauciones generales de seguridad -

y otros avisos pertinentes.

J. CARTELES Y SEÑALES

1. En todas las labores en que se manejen materias nocivas para la salud o en las cuales pueden producirse dichas materias, es obligatorio advertir a los trabajadores de los peligros a que puedan estar expuestos, mediante carteles, señales luminosas u otros medios adecuados.
2. En estas labores los trabajadores están obligados a utilizar los medios de protección que les proporcione la Empresa.

X. EXPLOSIVOS

ALMACENAMIENTO DE EXPLOSIVOS

1. Los explosivos se almacenarán con apego a las disposiciones establecidas en el Reglamento para el Transporte y Almacenamiento de Explosivos y Artificios y uso y consumo de éstos.
2. Los polvorines son los lugares dispuestos para el almacenamiento de explosivos. Excepto cuando estén en transporte o bajo la custodia de algún transportista y pen -dientes de su entrega al consignatario, todos los explosivos se almacenarán en polvorines pertenecientes a una de las dos clases especificadas en el siguiente inciso.

Polvorines de primera clase

3. Polvorín de primera clase designa a cualquier edificio o estructura utilizados para el almacenamiento de más de 45 kg. de explosivos y polvorín de segunda clase es una caja resistente en la que se pueden almacenar pequeñas cantidades de explosivos que no excedan de 45 kg.
4. Los polvorines de primera clase deberán reunir los si -guientes requisitos:
 - a. Tendrán paredes construídas de tabique; concreto, ladrillo, bloques de cemento o madera cubierta por el exterior con hierro o con aluminio para darle -resistencia al fuego.
 - b. Las aberturas para ventilación estarán protegidas para evitar que entren chispas.

- c. Las puertas se conservarán cerradas y aseguradas con llave, excepto cuando se abran para movimientos de su existencia. Serán de un material resistente al fuego por el exterior.
- d. No se permitirán en el polvorín ni en sus cercanías, fósforos, lámparas descubiertas ni fuego de ningún tipo.
- e. Si se requiere iluminación artificial solamente se usará lámpara eléctrica, linterna eléctrica ó lámpara eléctrica para casco. Las lámparas estarán dentro de globos a prueba de vapor y se conservarán a una distancia de por lo menos 1.50 metros de los explosivos y detonadores. El alumbrado será por conduit y el interruptor estará situado fuera del polvorín.
- f. Los polvorines se conservarán limpios y secos. No se permitirá que se acumule papel, aserrín, cajas vacías, hierba, matorrales ni cualquiera otra basura a una distancia de menos de 30 metros del polvorín.

- 5. En los sitios en los que estén situados polvorines, se colocarán letreros con las palabras: "EXPLOSIVOS, NO - - ACERCARSE", escritas de una manera legible, con letras de no menos de 7.5 centímetros de altura. También puede usarse en dichos letreros la inscripción: "PELIGRO, EX - PLOSIVOS".
- 6. Un polvorín de primera clase en el que se almacenen explosivos estará situado y separado por lo menos 30 metros de cualquiera otra estructura.
- 7. Los estopines o detonadores no se almacenarán en polvorines en los que se almacenen explosivos.
- 8. La cantidad de detonadores o explosivos que se pueden almacenar en cualquier polvorín depende de la distancia a la que ese polvorín esté situado del edificio, carretera ferrocarril u otro polvorín más cercano y de la protección que le presten barreras naturales o barreras artificiales eficientes.

Polvorines de segunda clase

- 9. Se pueden almacenar pequeñas cantidades de explosivos -- que no excedan de 45 kg. en polvorines de segunda clase, en el túnel.

10. Los detonadores se pueden conservar en un polvorín independiente de segunda clase, situado por lo menos a 15 metros de otros polvorines de segunda clase.
11. Si las condiciones lo permiten, los polvorines de segunda clase se deben colocar en recesos del túnel o de sus ademes, pero no deben estar nunca a menos de 1.50 metros de cables eléctricos.
12. Se conservará sobre un sitio visible del polvorín de segunda clase un letrero en el que estén escritas legiblemente las palabras: "POLVORIN, EXPLOSIVOS, PELIGRO".
13. Excepto cuando sea necesario que personas autorizadas lo abran, el polvorín se mantendrá en todo momento firmemente cerrado con llave.
14. No se almacenarán explosivos, con la excepción de lo permitido en el caso de los carros de explosivos, en ningún sitio dentro del túnel cuando su descarga accidental pueda cortar el escape del personal.
15. Dentro de los polvorines se usarán herramientas de madera o cobre para abrir las cajas o bolsas que contengan explosivos.
16. Se prohíbe estrictamente fumar o entrar con luces descubiertas dentro de los polvorines.

TRANSPORTE DE EXPLOSIVOS

17. Para el transporte de explosivos se cumplirán todas las disposiciones legales: Federales, Estatales y Locales.

Transporte de explosivos en vehículos que no operen sobre vías.

18. Los vehículos usados para el transporte de explosivos, deben llenar los requisitos siguientes:
 - a. Serán de una construcción resistente, estarán en buenas condiciones de trabajo y sus plataformas estarán bien apretadas para evitar que los explosivos caigan del vehículo.
 - b. Los extremos y los costados de los vehículos estarán cerrados hasta una altura suficiente para evitar que las cajas o paquetes caigan.
 - c. La carga sobre un chasis abierto debe estar cubierta

con una lona impermeable y resistente al fuego.

- d. Los cables del sistema eléctrico del vehículo, deben estar completamente aislados de la carga, para prevenir un corto circuito.
 - e. Los vehículos deben estar debidamente señalados así como dar adecuada protección al público por la naturaleza de la carga. Para el efecto deben exhibir - en cada uno de sus costados y en la parte trasera, - en el exterior, un aviso en el que aparezca la palabra "EXPLOSIVOS", en letras de no menos de 7.5 centímetros de altura, sobre fondo de un color marcadamente contrastante.
19. No se debe permitir metales de contacto con los explosivos, excepto chasises metálicos aprobados para transportar explosivos (antichispas).
 20. No deberán transportarse con explosivos, metales, líquidos inflamables o sustancias corrosivas.
 21. Se recomienda transportar los explosivos y los detonadores en vehículos separados y no en el mismo vehículo. - Cuando no se usen los envases originales, se podrán -- transportar en bolsas de lona o plástico o en recipientes rígidos construïdos de materiales no conductores.
 22. En los vehículos que transporten explosivos solamente - se realizarán servicios o reparaciones que no representen riesgo alguno.
 23. La carga y descarga de los explosivos debe ejecutarse - cuidadosamente.
 24. Al cargas los vehículos no se debe rebasar el límite señalado por el fabricante ni sobrepasar la altura de los lados del camión.
 25. Se prohíbe estrictamente fumar en los vehículos que -- transportan explosivos.
 26. Nadie con excepción del operador del vehículo y de sus ayudantes viajará en los vehículos que transportan explosivos.
 27. El operador del vehículo debe evitar zonas de congestión de tráfico y paradas innecesarias o en lugares como gasolineras, talleres, etc.
 28. El operador del vehículo debe asegurarse que los explosivos estén separados de detonadores o estopines, cuando

esté permitido transportarlos en el mismo vehículo.

Transporte de explosivos bajo tierra

29. Los explosivos se transportarán hasta el frente en cajas o paquetes adecuados. Si deben transportarse 45 kg. o más de una sola vez al interior de un túnel provisto de vías, existirá un carro para explosivos.
30. El carro para el transporte de explosivos en el túnel - estará construído especialmente para ese fin y contendrá compartimentos separados para la dinamita y los estopines; estos compartimentos deben mantenerse cerrados excepto cuando sea necesario abrirlos para introducir o sacar explosivos. Ambos compartimentos deben estar debidamente aislados de la estructura metálica del carro y de cualquier contacto posible con conductores en los extremos, parte superior y costados.
31. Si el carro de explosivos es transportado por una locomotora eléctrica, se exigen barras de tiro aisladas entre el carro de explosivos y la locomotora.
32. A cada lado del carro, destinado al transporte de explosivos en el túnel, se escribirá la palabra: "EXPLOSIVOS", en letras de 7.5 cm. de altura.
33. Los explosivos se colocarán en el carro de explosivos - en cajas ya abiertas para que no sea necesario romperlas para abrirlas en el frente del túnel.
34. Los estopines se colocarán en el primer compartimentos - del carro de explosivos, en una caja adecuada, con divisiones separadas para cada retraso. Los compartimentos para los estopines y para los explosivos deben estar separados por un mínimo de 65 centímetros de espacio de - - aire.
35. Solamente se colocará o transportará en el carro de explosivos una cantidad nominal en exceso a la necesaria - para la operación de un turno. Si el carro de explosivos se lleva al interior del túnel y se saca después para cada cuele, solamente se colocará o transportará en - él una cantidad nominal en exceso sobre la cantidad de - explosivos necesaria para ese cuele.
36. Si el carro de explosivos es transportado por una locomotora, el movimiento se hará jalando el carro de explosivos y no empujándolo. Si se hace en un tren debe ir - en el extremo posterior y nunca enganchado entre vagones.

tas.

37. Cuando el carro de explosivos sea movido a mano, una persona deberá ir adelante, por lo menos a una distancia de 25 metros, para prevenir a otros vehículos que se aproximen en sentido contrario.
38. Se llevará a cada frente de trabajo solamente la cantidad de explosivos que se requieran en el turno: los explosivos que no se empleen inmediatamente en el lugar donde vayan a utilizarse, se regresarán a su lugar de origen.
39. Un letrero en el carro de explosivos indicará si éste se encuentra "LLENO" ó "VACIO".

Movimiento de explosivos

40. Los explosivos y los estopines no se bajarán ni subirán juntos en la misma jaula, plataforma o bote, a menos -- que esto sea en el carro de explosivos.
41. Los explosivos no se bajarán ni subirán en la misma jaula, plataforma o bote, con otros materiales, suministros o equipo.
42. Los explosivos no se transportarán junto con el personal en la jaula, plataforma, bote o cualquier otro vehículo.
43. Los explosivos se pasarán con prontitud de la jaula, plataforma o bote al carro de explosivos.
44. Los explosivos no deben almacenarse provisionalmente ni apilarse alrededor del brocal de la lumbrera ni en la estación correspondiente.
45. Los explosivos que no se empleen inmediatamente en el lugar donde van a utilizarse, se colocarán en lugar seguro, separándolos según su naturaleza y cantidad.
46. Los envases vacíos, las cajas y papel de envoltura se enviarán inmediatamente a la superficie para ser destruidos.
47. En todas las operaciones que supongan movimiento, manejo y realmacenamiento de explosivos, se tomarán las precauciones razonables para evitar el acceso de personas no autorizadas.

MANEJO DE EXPLOSIVOS

48. Cuando se vayan a sacar del polvorín abastecimiento de -

explosivos, se tomarán en primer lugar los que hayan permanecido en el polvorín mayor tiempo.

49. Los detonadores no se retirarán de sus paquetes originales a menos que se vayan a usar pronto.
50. Los paquetes de explosivos se llevarán a una distancia segura del polvorín antes de abrirlos.
51. No se abrirá ninguna caja de explosivos con herramientas metálicas que produzcan chispas.
52. Los cebos que no se hayan preparado en un polvorín especial se deben llevar hasta una distancia segura de otros trabajadores no incluidos en las operaciones de voladura.
53. Está estrictamente prohibido fumar en las estaciones de distribución de explosivos o durante las operaciones de manejo de explosivos.
54. Los detonadores y los explosivos que sobren después de terminarse la carga se deben regresar inmediatamente a sus sitios de almacenamiento adecuado.
55. No se colocarán explosivos donde puedan estar expuestos a flama, excesivo calor, chispas o impacto.
56. Los envases de explosivos se deben levantar y colocar siempre cuidadosamente; nunca se deben deslizar uno sobre otro, ni dejar caer.
57. Debe cerrarse la cubierta de las cajas de explosivos o empaques después de ser usados.
58. No se deben conectar los detonadores, a los cartuchos de dinamita dentro de un polvorín o cerca de cantidades excesivas de explosivos.
59. No se manejarán ni usarán explosivos durante la proximidad o desarrollo de cualquier tormenta eléctrica. Todas las personas deberán retirarse de los explosivos a un lugar seguro.
60. No se debe intentar el rescate o uso de detonadores o cualesquiera otros explosivos que hayan estado saturados de agua, aún si ya han sido secados. Consúltese al fabricante.
61. No se debe golpear, desarmar o intentar remover o investigar el contenido de un detonador ni tratar de arrancar los alambres de un estopín.

62. Nunca se debe usar explosivos o equipo para voladuras -- que se encuentre deteriorado o dañado.
63. No se permitirá la presencia de personas no autorizadas o innecesarias durante el manejo y uso de los explosivos.
64. Queda estrictamente prohibido a los trabajadores acarrear explosivos en los bolsillos de su ropa o llevarlos sobre su persona.
65. El cebo debe prepararse cuidadosamente, cerca del frente y llenar los requisitos siguientes:
 - a. que el detonador no pueda zafarse del cartucho cebado, y que esté en la posición más segura y eficiente.
 - b. que esté impermeabilizado cuando sea necesario.
 - c. que pueda colocarse con todos sus aditamentos, dentro del barreno, con seguridad y facilidad.
66. Los cartuchos que formen parte del cebo no deberán ser rajados.
67. El punzón que se utilice para perforar el cartucho y preparar el cebo, debe ser una varilla de madera, cobre, -- aluminio o algún otro material que no produzca chispa.

Perforación y carga de explosivos

68. Debe examinarse toda laja o roca antes de barrenarla, -- golpearla o romperla y asegurarse de que la operación se puede realizar sin peligros de los explosivos que todavía pueda contener.
69. Nunca se perforará con explosivos dentro de los barrenos ni se profundizará la barrenación ni ninguna parte de -- los barrenos que hayan sido cargados con explosivos o -- donde existiera un fuque.
70. Antes de iniciarse las operaciones de carga, todos los circuitos eléctricos se retirarán a una distancia segura del frente. No operará ninguna locomotora eléctrica ni ningún circuito alimentador a menos de 60 metros del -- frente.
71. Se usarán lámparas de turbina de aire ó reflectores para la iluminación del frente para las operaciones de carga. Si la corriente para los reflectores es suministrada por baterías o por una locomotora eléctrica, estas luces no se colocarán a menos de 15 metros del punto en que se -- realicen las operaciones de carga. No se utilizarán lám

paras con cubierta metálica.

72. Se prohíbe fumar y usar llamas abiertas en zonas en las que se inicien operaciones de carga o en las que estén a punto de iniciarse.
73. Durante las operaciones de carga solamente el personal verdaderamente necesario para la carga y la conexión -- permanecerá en el frente.
74. La carga no se iniciará sino hasta después de haber terminado toda la barrenación y después de haber limpiado o soplado todos los barrenos.
75. Si se llegase a encontrar una piedra u obstáculo dentro de un barreno cuando esté parcialmente cargado, dicha piedra será extraída con una cucharilla de cobre, bronce u otro material que produzca chispa.
76. No se soplarán barrenos sin dar aviso de ello a todos los demás trabajadores en el frente.
77. Solamente se utilizarán atacadores de madera (faineros) para retacar explosivos; estos atacadores no tendrán incluido polvo abrasivo, puntas de metal ni partes metálicas a menos que sean anclas de un metal no ferroso para prolongar la longitud del atacador. El extremo del atacador será plano y del diámetro mínimo necesario para que no pase a los lados del cartucho en el interior del barreno.
78. Antes de cargar los barrenos debe introducirse el atacador hasta el fondo del barreno para determinar si éste está libre; en caso de estarlo sosténgase el atacador con la mano en la boca del barreno sin soltarlo hasta introducir el cebo para determinar si éste llegó hasta el fondo del barreno; en caso contrario infórmese al sobrestante.
79. Al cargar barrenos debe introducirse un cartucho de explosivos y retacarlo antes de introducir el cartucho siguiente.
80. No se deben forzar los cartuchos de dinamita al introducirlos en los barrenos o para pasar cualquier obstrucción en los propios barrenos.
81. No se debe cargar un barreno de perforación con explosivos después del ensanchamiento del fondo por explosión de una carga, hasta estar seguro de que esté frío y que no contiene ningún metal o material caliente o incandescente.

82. No se debe hacer volar un barreno de perforación cerca de otro cargado con explosivos.
83. El detonador debe insertarse, sin forzarlo, dentro del agujero hecho en el cartucho de dinamita, con un punzón de madera diseñado para ese propósito.
84. No se debe rajarse, deformarse o abandonar el cartucho de dinamita conectado al cebo.
85. No se conectarán estopines excepto por métodos recomendados por el fabricante.
86. Durante la carga no se deben amontonar los explosivos sobrantes cerca de áreas de trabajo.

Atacado de explosivos.

87. No ataque dinamita que ha sido removida de su cartucho.
88. No ataque explosivos con objetos metálicos de cualquier clase. Use herramientas atacadoras de madera (faineros) con ninguna parte expuesta de metal.
89. Nunca ataque el cartucho conectado al estopín. Evite el atacado violento.
90. Debe atacar los explosivos en el barreno de perforación con arena, tierra, barro u otros materiales permisibles, inertes e incombustibles.
91. No desenrolle los cables o use estopines durante tormentas de rayos o cerca de cualquier otra productora de cargas de electricidad estática.
92. No enrede o maltrate cables de estopines durante el atacado.
93. No desenrolle los alambres o use estopines en la vecindad de radiotransmisores, excepto a distancias de seguridad. Consúltese al fabricante.
94. Debe cuidar que el circuito de encendido esté completamente aislado de tierra u otros conductores así como de cables "pelados", rieles, tubos u otros cursos de corrientes extraviadas.
95. No tenga alambres eléctricos o cables de cualquier clase cerca de estopines u otros explosivos, excepto en el momento y para el propósito del encendido de la tronada.

96. Debe probar todos los estopines o cada uno cuando sean - conectados a un circuito, usando solamente un galvanómetro específicamente diseñado para los detonadores.
97. No use en el mismo circuito cualquier estopín hecho por más de un fabricante, o estopines de diferentes estilos o funciones aunque sea fabricado por el mismo fabricante a menos que su uso esté aprobado por el fabricante.
98. No intente encender un circuito de estopines con menos - que la mínima corriente especificada por el fabricante.
99. Debe estar seguro que todos los extremos de los alambres que están conectados estén pulidos y limpios.
100. Debe mantener los alambres de los estopines en corto cir - cuito hasta que esté listo el encendido.

VOLADURAS O TRONADAS

Generalidades

101. Personas competentes y autorizadas para el uso de explo - sivos estarán a cargo inmediato de todas las operaciones de voladura. No se empleará a nadie de menos de 21 años de edad en las operaciones de carga o de voladura a me - nos que esté bajo la supervisión directa de un trabaja - dor experimentado.
102. Las fuentes de energía para las voladuras eléctricas pue - den ser: explosores, circuitos de iluminación o circui - tos de fuerza. Cuando se usan explosores, las conexio - nes deben ser en serie, con la excepción de conexiones - en paralelo o combinadas que se apeguen a las recomenda - ciones del fabricante del explosor. En el caso de los - circuitos de iluminación o de fuerza, las conexiones pue - den ser en serie, en paralelo o en una combinación de am - bos sistemas.
103. Se usarán únicamente estopines eléctricos en la excava - ción de lumbreras y tiros; en la excavación de estacio - nes de lumbreras y tiros y en cualquier sitio en donde - el refugio cercano sea inadecuado para proteger al perso - nal de las rocas despedidas por la voladura o de la onda de choque.

Localización de los cables para voladuras.

104. Los cables para voladura se alojarán en el lado del tú -

nel opuesto al de todas las líneas de fuerza e ilumina -
ción y lejos de tuberías, rieles y conductores similares.
Se suspenderán de una manera apropiada de aisladores y -
se protegerán de cualquier contacto con los anillos de -
acero usados para el ademe del túnel.

105. No se usarán circuitos o sistemas conectados a tierra pa -
ra las voladuras por medios eléctricos.

Mantenimiento del equipo

106. Los cables y permanentes para voladura, los interruptores
de seguridad y los interruptores para voladura serán con -
servados en condiciones adecuadas por una persona compe -
tente.
107. Todos los tubos y rieles metálicos estarán conectados - -
eléctricamente entre sí y conectados a tierra en la lum -
brera o tiro o en el portal, estos tubos y rieles tendrán
conexiones eléctricas cruzadas a intervalos de no menos -
de 300 metros en toda la longitud del túnel.

Uso del explosor

108. Solamente una persona debidamente capacitada en los siste -
mas de voladura operará el explosor o lo conectará con --
los cables; estas conexiones no se harán sino hasta des -
pués de haber terminado todos los trabajos preparatorios
para la voladura y después de retirar al personal hasta -
un sitio seguro.

Voladuras con el circuito de alumbrado ó de fuerza

109. No se usará corriente eléctrica procedente de los circui -
tos de iluminación o de fuerza para hacer detonar cargas
excepto cuando las conexiones eléctricas con dicho circui -
to de iluminación o de fuerza se hagan por medio de una -
caja de interrupción cubierta.
110. Cuando la voladura se haga por medio de un circuito de -
iluminación o de fuerza, nadie entrará al sitio en el que
se hizo la voladura sino hasta después de haber desconec -
tado los cables de voladura permanentes de la fuente de -
energía eléctrica y hasta después de haber asegurado en -
la posición "abierta" el interruptor usado para la voladu -
ra.
111. Cuando la voladura se hace por medio de un circuito de --
fuerza, este circuito se interrumpirá por lo menos en un
sitio mediante un intervalo contra rayos de un mínimo de
1.50 metros en el lado de salida del interruptor usado --
para la voladura, excepto durante la realización de ésta.

Se instalarán conexiones de clavija y receptáculo para que el cierre o la interrupción del circuito en este -- punto sea una operación manual sencilla.

Alambrado para voladuras

112. Los cables permanentes para voladura y los conductores provisionales serán de alambre macizo de cobre, impermeable y aislado y tendrán la capacidad suficiente para la corriente necesaria para la voladura.
113. Todos los empalmes estarán correctamente hecho; los -- alambres se unirán de tal manera que queden eléctrica -- y mecánicamente seguros. Los empalmes de los cables -- permanentes se aislarán con cinta o algún otro medio -- efectivo.

Cables de distribución

114. Los cables permanentes de distribución serán del diámetro adecuado, de alambre macizo de cobre o de alambre -- de algún otro metal que los fabricantes de estopines re -- comienden para las condiciones previstas.

Interruptores para la voladura

115. Se instalará un interruptor de operación externa para la voladura de las cargas, en buenas condiciones de servi -- cio y en los puntos desde donde se haga la voladura. Este interruptor quedará instalado en el lado del túnel -- opuesto al correspondiente a los circuitos de ilumina -- ción y fuerza.
116. Este interruptor se mantendrá normalmente en la posición "desconectado".
En la posición "desconectado" los dos cables del circui -- to quedarán en corto circuito, pero no conectados a tie -- rra. El interruptor se dispondrá de tal manera que no -- pueda permanecer en la posición de "voladura" al soltar la palanca.
117. El interruptor para la voladura estará a no menos de 300 metros del frente del túnel si la longitud de éste ex -- ce -- de de 300 metros, o en el portal o superficie si la lon -- gitud excavada es menor.

Prueba del circuito para la voladura

118. El circuito usado para la voladura se probará antes de --

hacer detonar las cargas. Para estas pruebas se utilizará un galvanómetro diseñado especialmente para los trabajos de voladura.

Conexión a corto circuito de los cables auxiliares de -- distribución y de los cables conductores.

119. Los cables auxiliares de distribución se conectarán - - en corto circuito hasta el momento en el que se conecten con los alambres conductores. Los alambres conductores se conectarán en corto circuito torciendo los extremos desnudos uno con otro hasta el momento en el que se conecten en el cable permanente usado para la voladura. La persona que haga la conexión con los cables auxiliares de distribución tendrán en su posesión los dos extremos de los alambres conductores y después llevará estos alambres conductores desde el frente hasta los cables permanentes para la voladura. Los cables auxiliares deben colgar o estar suspendidos de soportes de madera o de algún material aislante.

Conexión entre el interruptor y la línea para la Voladura.

120. La conexión entre el interruptor usado para la voladura y la línea permanente para la voladura debe ser un cable de fuerza portátil de dos conductores, que se extienda a través del túnel. Estará provisto de clavija y receptáculos adecuados. Estas clavijas y receptáculos tendrán una capacidad no inferior a 60 amperes; no serán intercambiables con ningunas otras clavijas ni receptáculos utilizados en el túnel. Entre el receptáculo y la fuente de alimentación de fuerza debe haber un interruptor asegurado y dispuesto de tal manera que no pueda permanecer en la posición de "conectado" o "voladura" al soltar la palanca.

Interruptor de seguridad

121. Aproximadamente a la mitad entre el interruptor usado para la voladura y el extremo del cable permanente para la voladura es conveniente instalar un interruptor de seguridad. Debe ser de un tipo que pueda asegurarse en la posición "desconectado", pero que permanezca en la posición "conectado" al liberarse y soltar la palanca. Este interruptor quedará libre y en la posición "conectado" cuando el sobrestante o la persona que opere el interruptor para la voladura pase al interruptor de la voladura después de haber completado las conexiones en el frente.

Llaves para asegurar los interruptores

122. a. Las llaves del interruptor para la voladura y del interruptor de seguridad deben estar en posesión del sobrestante o de la persona que haga la voladura.
- b. Cuando sea necesario hacer reparaciones o pruebas de las líneas de voladura o de las usadas para hacer detonar las cargas, el sobrestante o la persona que hace la voladura debe abrir los candados y permanecer en el interruptor hasta que puedan volverlo a asegurar.
- c. No se harán preparaciones para carga ni voladura sino hasta que los interruptores estén asegurados y las llaves otra vez en posesión del sobrestante o de la persona que hace la voladura.
- d. Al final del turno, el sobrestante o la persona que hace la voladura entregará las llaves al sobrestante o a la persona que hace la voladura correspondiente al siguiente turno.
- e. El Superintendente debe guardar en su oficina y bajo llave un juego duplicado de las llaves. No debe existir en el túnel ningún otro juego de llaves que correspondan a los candados de los interruptores para la voladura.

Antes de la voladura

123. Se dará aviso en todas las direcciones cuando vaya a volarse, se protegerán todas las entradas al sitio o sitios en los que se vaya a detonar cargas.
124. No se conectarán los alambres conductores a la línea permanente para la voladura sino hasta que todo el personal se haya retirado del frente, con excepción de las personas que hagan la conexión.
125. Todo el personal, inclusive el que haga la conexión, se retirará hasta el punto en el que está instalado el interruptor para la voladura.
126. No se harán trabajos innecesarios en el frente durante la carga o después de ella y antes de la voladura.
127. No debe tronarse una carga sin una señal positiva del responsable de la voladura, quién deberá cerciorarse que todo el excedente de explosivos están en lugar seguro y todas las personas y vehículos están a una distancia de

seguridad o bajo cubierta.

Después de la voladura

128. Después de la voladura, el personal debe esperar por lo menos 10 minutos antes de regresar al punto de la explosión (puede requerirse un período más prolongado, con el objeto de dar el tiempo necesario para la limpieza del aire mediante el sistema de ventilación).
129. Los interruptores usados para la voladura deben asegurarse en la posición "desconectado"; debe desconectarse el cable portátil y al regresar al frente, los alambres conductores deben desconectarse de los extremos del cable permanente para la voladura; los extremos descubiertos de cada uno de ellos se conectarán entre sí a corto circuito torciéndolos uno con otro.
130. Después de cada voladura y antes de iniciar una nueva barrenación, deberá efectuarse una investigación cuidadosa en busca de barrenos cebados a fin de dispararles de nuevo.
131. Los chocolones o fuques, carrizos o porciones de barreno que sobren de los barrenos no quedados (no cebados) se revisarán cuidadosamente para dispararlos de nuevo, en su caso. Por ningún motivo se barrenará en dichos chocolones o carrizos.
132. Si se encuentran barrenos cebados en una voladura hecha con estopines eléctricos, se probarán los detonadores, si éstos están en corto circuito, se conectarán nuevamente y se dispararán; en caso contrario, se usará un nuevo cebo para dispararlos.
133. No se intentará investigar un fallido demasiado pronto, se hará con apego a las reglas estipuladas para el efecto y si no las haya se esperará por lo menos una hora.
134. No se debe perforar, barrenar o jalar una carga de explosivos que ha fallado. Los cartuchos no quemados deben ser manejados solamente por una persona competente o experimentada o por otra persona bajo la dirección de aquella.

Barrenos cebados

135. La mejor solución al problema de barrenos cebados (quedados), es previniéndolos. Cuidadosa atención para cargar y técnicas previamente discutidas para tronar, minimizan

este problema. Sin embargo, cuando ocurren, su manejo requiere el conocimiento y habilidad de una persona -- competente y experimentada en voladuras.

136. El modo ideal de disponer de un barreno cebado es tronándolo. Esto puede ser posible removiendo la carga de un barreno por medio de un chorro de agua. Sin embargo, cuando están involucradas grandes cargas y el explosivo ha sido roto o parcialmente removido del agujero, puede salir como un disparo excesivo de material de rocas. Si esta es la situación, significa que se debe descargar - la mayor parte del barreno.
137. Cuando los barrenos cebados sean detonados, todo el personal y equipo deberá estar colocado tan lejos como la distancia normal de tronada, en anticipación de un estallido excesivo.

Desechos de explosivos

138. No se debe abandonar cualquier explosivos.
139. Los explosivos se deben desechar o destruir en estricto acuerdo con los métodos aprobados, previa consulta al fabricante.
140. No se deben dejar abandonados explosivos, cartuchos vacíos, cajas, conductores u otros materiales usados en el empaque de explosivos, en lugares en que personas no autorizadas o ganado puedan tener acceso a ellos.
141. La madera, papel o materiales fibrosos empleados en el empaque de explosivos, no deben quemarse en una cueva, incinerador u otro espacio confinado ni deben ser usados para cualquier propósito. Deben ser destruidos, quemándolos en lugares abiertos y aislados, no debiendo acercarse ninguna persona a menos de 35 metros, después de iniciado el fuego.

Vehículos en la superficie

1. Los operadores de vehículos deben ser conductores expertos y únicamente los autorizados deben mover el equipo.
2. Los operadores de vehículos deben observar estrictamente los reglamentos de tránsito:
 - a. No exceder peso límite, altura de carga y veloci -

dad límite.

- b. No retroceder a menos que un ayudante a pie le haga señales.
 - c. Hacer alto total en cruces con FFCC, carreteras - - principales, cruceros peligrosos, etc.
 - d. Llevar señales de emergencia y,
 - e. Estar equipado con un extinguidor.
3. Los operadores de vehículos deben conservar en buenas condiciones mecánicas y exteriores los vehículos.
- a. Luces
 - b. Bocinas
 - c. Frenos
 - d. Parabrisas
 - e. Espejos
4. No permanecerán en la cabina los operadores de vehículo - los mientras el camión sea cargado por equipo de excavación o haya riesgo de caer algún objeto sobre la misma.
5. La carga no debe exceder la capacidad de peso, ni debe sobresalir del cuerpo del camión de modo tal que constituya un peligro para otros vehículos, peatones y estructuras.
6. En caso que el material sobresalga del extremo posterior del vehículo, debe marcarse con bandera roja y luz roja en la noche.
7. El material suelto debe ser amontonado o cubierto para evitar que las vibraciones del transporte lo aflojen y pueda regarse.
8. Los conductores de vehículos deben asegurarse que el camión esté frenado apropiadamente durante la carga y si se encuentra en pendiente colocarle calzas que detengan las ruedas.
9. Los vehículos de carga utilizados regularmente para el transporte de trabajadores deben dotarse de asientos - seguros con resguardos laterales y posteriores para - - evitar caídas, instalando los aditamentos necesarios - para subir o bajar.

10. No se permitirá al personal subir o bajar si el vehículo está en movimiento.
11. No se permitirá al personal viajar en las salpicaderas, estribos, defensas o encima de las capotas u otros sitios.
12. No se utilizarán vehículos de volteo para el transporte de personal, a menos que el cuerpo del vehículo haya sido adecuadamente asegurado para evitar que se suelte.
13. Se realizará mantenimiento e inspección periódicos del vehículo. Diariamente los conductores revisarán frenos dirección, llantas, luces y demás partes importantes.
14. Los conductores deberán apagar el motor siempre que se cargue combustible.
15. Para el transporte de explosivos véase el instructivo correspondiente.

Z. PARARRAYOS

Torres localizadas en las lumbreras

1. Se instalarán 4 puntas de protección de 1.22 metros - - (Cat. HB-13). Estas puntas irán montadas en bases adecuadas, fijadas directamente a la superficie de la construcción.
2. Las puntas anteriores se interconectarán entre sí por medio de cable de diseño y construcción especial (cobre trenzado, de 29 hilos Cat. HB-29X.)
3. Se utilizarán abrazaderas de cobre para cable (Cat. HB-165), para fijar los conductores a la construcción, colocándose a una distancia no mayor de un metro entre ellas.
4. Para satisfacer las distintas necesidades se usarán los conectores rectos (Cat. HB-122), zapata (Cat. HB-130), "T" (Cat. HB-112), Cruz (Cat. HB-125), y para permitir la inspección y prueba periódica del sistema, se instalarán los conectores de bajada. (Cat. HB-146).
5. La resistencia a tierra de cada electrodo no deberá ser mayor de 25 ohms.

Planos

6. La localización de las puntas de protección, recorrido de cable y conexiones a tierra se encuentra indicada en los planos anexos.

Polvorines

1. Se instalarán cuatro puntas de protección de 0.30 metros (Cat.HB-57X) en la parte superior de cuatro postes metálicos. Estos postes se colocarán en las esquinas de la construcción y dentro de las distancias mínimas especificadas en las normas. Las puntas irán montadas en bases adecuadas fijadas directamente a los postes antes mencionados.
2. Para asegurar su protección adecuada, de acuerdo con las normas relativas a estructuras que contienen sustancias peligrosas, se colocarán cables aéreos entre los postes diagonalmente opuestos que se mencionan en el párrafo anterior. Estos cables se interconectarán entre sí, a las puntas y a tierra, en cada poste. El cable que se instalará, de diseño y construcción especial para sistemas de pararrayos, es de cobre trenzado, de 29 hilos (Cat.HB-29X).
3. Se utilizarán abrazaderas de cobre para cable (Cat. HB-165), para fijar los conductores a los postes, colocándose a una distancia no mayor de un metro entre ellas.
4. Para satisfacer las distintas necesidades se usarán los conectores rectos (Cat.HB-122), Zapata (Cat. HB-130), "T" (Cat. HB-112) Cruz (Cat. HB-125) y para permitir la inspección y prueba periódica del sistema se instalarán los conectores de bajada (Cat. HB-146).
5. Serán necesarias en este caso cuatro conexiones a tierra. El cable de bajada para ellas se fijará a la construcción directamente con la abrazadera (Cat. HB-165) y se protegerá convenientemente en su parte inferior, rematándose a electrodos a tierra formados con el rehilete (Cat. HB-235).
6. No deberá construirse ningún excusado a menos de 30 metros de ningún pozo.
7. El contenido de los excusados de fosa de tierra deberá cubrirse diariamente con arena, cal, cenizas de madera u otro material apropiado.
8. Cuando el contenido de una fosa de tierra esté a menos de 60 centímetros de la superficie del terreno, deberá llenarse con tierra.
7. Los excusados deberán tener un piso liso e impermeable.

D. INSTALACIONES PARA ASEO PERSONAL

1. Deberán proporcionarse instalaciones adecuadas para lavarse, a los trabajadores. Estas instalaciones no se usarán para ningún otro objeto.
2. Deberá haber cuando menos un lavabo por cada 20 trabajadores que tengan descanso y tiempo libre para comer al mismo tiempo.
3. En los lavabos habrá una corriente suficiente de agua limpia y un medio adecuado para eliminar el agua de desechos; se proporcionará jabón no irritante en cantidad suficiente y se prohibirá el uso de toallas comunes.
4. Se instalarán baños de regadera deberá limpiarse completamente cuando menos una vez por día de uso, y deberá desinfectarse en forma efectiva.

E. HABITACIONES

1. Las habitaciones individuales o colectivas, deberán ser suficientes y apropiadas; protegidas de la intemperie, humedad del suelo, sabandijas, mosquitos y otros insectos.
2. Las habitaciones estarán provistas de alumbrado y, de ser necesario, calefacción y debidamente ventiladas.
3. Los dormitorios deberán proporcionar cuando menos 14 metros cúbicos de espacio por persona, y cuando menos 6 metros cuadrados de piso por persona y tener una altura promedio de cuando menos 2.5 metros.
4. Los dormitorios deben tener ventanas que se abran al aire libre y que puedan abrirse para proporcionar una abertura igual cuando menos a un décimo de espacio del piso.
5. Deberá proporcionarse una cama para cada trabajador, un colchón o bolsa, una almohada y las sábanas y cobijas necesarias.
6. Las camas deberán estar cuando menos a 40 centímetros del piso.
7. Los muros de los dormitorios deberán ser fácilmente lavables y los pisos de un material impermeable y cuando menos a 30 centímetros arriba del piso en el exterior.
8. Los dormitorios y la ropa de cama deberán lavarse y desinfectarse.

fectarse a intervalos apropiados.

9. Los dormitorios para trabajadores que laboran en túneles y obras subterráneas, deberán estar en la superficie y separados de los comedores.
10. Las cuevas, chozas de paja, tiendas de campaña y almacenes y establos no deberán usarse para habitación.

IV. SERVICIOS MEDICOS

A. PUESTO DE SOCORROS O CENTRAL DE URGENCIAS

1. En los lugares en que laboran 100 ó más trabajadores, deberá establecerse un puesto de socorros, bajo la responsabilidad de un médico, ubicado cuando menos a 60 metros de las cocinas, instalaciones sanitarias o lugares para animales.
2. Los puestos de socorros deben establecerse en lugares estratégicos y estar debidamente equipados.

B. PRIMEROS AUXILIOS

1. En los campamentos deberá haber a la mano y disponibles medios adecuados y personal para prestar primeros auxilios y, durante las horas de labores, en los frentes de trabajo.
2. En todos los túneles se tendrán materiales adecuados para primeros auxilios, y cualquiera otra facilidad para dar la atención apropiada a los trabajadores lesionados.
3. Los materiales para primeros auxilios se conservarán en estado sanitario y en condiciones de usarse.
4. En todos los frentes de trabajo se establecerán los medios de comunicación necesarios (teléfono, radio, etc.) para solicitar los servicios médicos.
5. Se harán inspecciones frecuentes de todos los materiales para primeros auxilios.
6. Se dispondrá de facilidades adecuadas para dar atención médica oportuna a los trabajadores lesionados.
7. Los cobertores de lana, sábanas o cubiertas impermeables se conservarán en paquetes sellados a prueba de

humedad y polvo.

8. Se colocará una camilla, con un cobertor de lana, una - cubierta impermeable o una cubierta equivalente y materiales para primeros auxilios en un sitio conveniente, dentro de todos los túneles de más de 400 metros de longitud o en algún sitio cercano a ellos, para utilizarse en la atención a los trabajadores lesionados.
9. Todos los Supervisores de Seguridad y los sobrestantes y por lo menos un trabajador en cada cuadrilla, deberán haber recibido instrucción en primeros auxilios en el curso de los últimos dos años y deberán ser competentes para administrar el tratamiento de emergencia apropiado.
10. La instrucción debe ser impartida por un médico, enfermero o persona que tenga un Diploma ó Certificado en vigor de Instructor de Primeros Auxilios.
11. Para neutralizar las quemaduras ocasionadas por el acelerante Sigunit A (SIKA), se recomienda una solución de ácido bórico de 3% p.p. y para la protección de la piel el uso de cremas a base de silicones (por ejemplo: Atrix).
12. Todos los trabajadores tienen la obligación de asistir a las prácticas de primeros auxilios y salvamento, cuando sean requeridos para ello.

C. BOTIQUINES

1. Deberán proporcionarse botiquines de primeros auxilios, instalándose en lugares apropiados, cerca de los frentes de trabajo, y deberán estar protegidos contra daños y contaminación por polvo, humedad, etc.
2. Los botiquines de primeros auxilios deberán contener compresas y vendajes, pomadas para quemaduras, antisépticos, tela adhesiva, torniquetes, tijeras de punta roma, etc., y demás medicamentos y material médico estipulado para prestar primeros auxilios.
3. Los botiquines de primeros auxilios deberán contener - - instrucciones sencillas y claras para seguirse en las - - emergencias, y deberán surtirse después de cada ocasión de uso.
4. Los botiquines de primeros auxilios deberán estar a cargo de una persona responsable que esté capacitada para prestar primeros auxilios, y su contenido deberá ser revisado cuando menos una vez al mes por la persona que lo

tenga a su cuidado.

D. CAMILLAS

1. Deberá haber a la mano camillas para el transporte de lesionados, y dos cobijas limpias para cada camilla.
2. En ningún caso habrá menos de una camilla por cada 100 trabajadores por turno.

E. EQUIPO DE SALVAMENTO

1. Los frentes de trabajo deberán contar con una cuadrilla de salvamento, adiestrada y provista de elementos adecuados para desempeñar sus funciones.
2. Deberá tenerse disponible y a la mano equipo de rescate y de resucitación.
3. Los miembros de las cuadrillas de salvamento deberán pasar un examen médico anual y, además, todos aquellos que se juzgue necesario.

F. AMBULANCIAS

1. Para evitar, en los sitios aislados, las esperas innecesarias de atención a los trabajadores lesionados se dispondrá de una ambulancia para su transporte inmediato a las clínicas o Centros Hospitalarios.
2. La ambulancia es un vehículo de uso exclusivo para trasladar personal lesionado en accidente de trabajo, del frente en que ocurre el accidente a la Central de Emergencias de la Gerencia correspondiente y de ésta, si el caso lo amerita, a la Clínica del Instituto Mexicano del Seguro Social.
3. El médico de guardia en la Central de Urgencias, es responsable del manejo de la ambulancia y del personal de la misma.
4. Durante sus recorridos en servicio, la ambulancia llevará encendidas las luces intermitentes y los flashes.
5. No se usará la sirena en el trayecto entre lumbreras cuando se vaya por algún lesionado ni cuando se le traslade a la Central de Urgencias de la Gerencia que le co

responda. Sólo por órdenes del médico de guardia, podrá usarse la sirena en carretera y cuando la ambulancia vaya con destino a alguna Clínica del I.M.S.S.

6. La ambulancia no desarrollará una velocidad mayor de 60 km/h. en el trayecto entre lumbreras y sólo rebasará esta velocidad pero sin pasar de 100 km/h., cuando viaje en ella el médico en turno. Rara vez es necesaria la rapidez en el transporte del lesionado del sitio del accidente al hospital y, generalmente, esto no ayuda al herido y con frecuencia provoca severas lesiones y hasta la muerte. "ES MAS IMPORTANTE PARA EL TRABAJADOR LESIONADO, SU TRANSPORTE CUIDADOSO AL HOSPITAL QUE LA RAPIDEZ DE SU LLEGADA".
7. Los conductores de ambulancia deben tener especial cuidado en su trabajo y obedecer el reglamento de tránsito.
8. Al finalizar su turno, los conductores de ambulancia entregarán ésta a su relevo, perfectamente limpia, con los combustibles necesarios y reportarán cualquier falla mecánica en dicho vehículo.

G. ENFERMEDADES CONTAGIOSAS

Cuando se presente o se sospeche que hay una enfermedad contagiosa en el campamento, la Empresa deberá notificarlo a la Autoridad Sanitaria competente.

H. AVISOS

Deberán colocarse avisos en lugares estratégicos manifestando la ubicación de los botiquines de primeros auxilios; ambulancia, camilla y el lugar en donde puede encontrarse a la persona encargada de prestar los primeros auxilios; ubicación del teléfono más cercano y número telefónico y nombre de la persona o Centro que haya de llamarse, sitios de los extinguidores de incendio, etc.

SEGURIDAD EN EL MANEJO DE EXPLOSIVOS

Todos los explosivos son peligrosos y deben ser manejados y usados con cuidado por personas competentes y experimentadas y bajo la vigilancia de éstas. Todas las personas que manejan explosivos tienen la responsabilidad de conocer y poner en práctica todas las medidas aprobadas de seguridad.

De todo accidente que ocurre con explosivos, (que generalmente reviste serias consecuencias) se analizan a fondo las causas que lo originaron y se determinan las normas de seguridad necesarias para evitar accidentes similares. Por lo tanto de bemos considerar el cúmulo de experiencias de muchos años, de muchas gentes y de muchos lugares.

Con el conocimiento anterior deben establecerse procedimientos estrictos de manejo y uso de explosivos en los que se eviten los riesgos o se proteja de los mismos.

Solo en los polvorines y en el carro de explosivos o perrera - deben almacenarse los explosivos, diferenciándose uno del otro en que en el primer caso podemos tener la dotación requerida - para varios turnos de trabajo y en el segundo, solo la necesaria para las tronadas de un día de trabajo, con un lógico excedente que evite problemas por falta del mismo.

Los polvorines de la obra se han construído de modo que cum -- plen todas las recomendaciones de seguridad.

El carro de explosivos o perrera tiene dos compartimentos separados para alojar en uno los artificios y en el otro solo la - dinamita. Debe contar con llave que asegure las puertas de -- los compartimentos.

La perrera siempre que esté cargada, deberá ser jalada por la locomotora y no empujarse.

Se ha elaborado un procedimiento de trabajo para solicitar el servicio de transporte de explosivos del polvorín a la obra, - que se hace en camionetas acondicionadas para ese fin.

Nunca se transportan en el mismo vehículo la dinamita y los - estopines, ésto sólo se autoriza en la perrera o carro de ex- plosivos.

Los explosivos al llegar a la obra, deberán ser trasladados - de inmediato por la persona encargada al carro de explosivos o perrera. Deberá bajar en viajes separados la dinamita y los - estopines, no debiendo hacer uso de la jaula otras personas o llevar otros materiales. Se le dará aviso al malacatero que - se van a bajar los explosivos.

(Cuando el carro de explosivos se encuentre en la superficie, - se almacenan la dinamita y estopines en sus compartimentos respectivos, se cierra con candado y puede bajarse al túnel en la plataforma correspondiente, siguiendo las indicaciones de no - viajar en la plataforma más que el encargado).

El responsable de bajar los explosivos, deberá comunicarse al túnel para que en ese momento no haya aglomeración de personal

o maniobras que pudieran ser riesgosas.

Generalmente el pedido de los explosivos al polvorín se hace por cajas de dinamita y por piezas de estopines de diferentes tiempos. Deberá proporcionarse para los estopines una caja de madera con divisiones para cada retardo y que en ésta forma el encargado del polvorín lo surta al del transporte y en la misma se le entreguen al del túnel, quién los guarda en la perrera.

La perrera será jalada por la locomotora al frente donde se vayan a preparar los cebos, no viajando más que el operador y el encargado de los explosivos, debiendo estacionar la perrera al lado contrario al de líneas de corriente eléctrica, en lugar donde no estorbe y esté libre de riesgos de choque.

Se sacan los cartuchos de dinamita y estopines que se requieran para los cebos, llevándose a una mesa de madera donde se preparan. Esta mesa debe situarse alejada de las líneas de corriente.

Es importante vigilar que en ésta etapa de preparación de los explosivos debe evitarse el acceso a la zona de personas innecesarias.

Para la preparación de los cebos, solo se utilizarán herramientas de madera.

Los cebos que se vayan terminando deberán colocarse en cajas de madera, con separadores para cada retardo, las que se cerrarán y transportarán al frente cuando se hayan terminado los trabajos de barrenación y se haya cortado la corriente en el jumbo.

La iluminación necesaria para cargar el frente deberá proporcionarse con lámparas de turbina de aire instaladas en el jumbo o con reflectores eléctricos separados del jumbo a distancias no menor de 15 mts.

Al terminar la barrenación y haber cortado la corriente en el jumbo, teniendo lista la iluminación para carga el frente, se llevan al jumbo las cajas de dinamita requeridas y los cebos.

Solo se emplearán faineros de madera para retacar los barrenos.

Los explosivos que sobren después de cargar el frente, se regresarán a la perrera, debiendo desarmar los cebos que hubieran quedado y se regresará la perrera a un sitio seguro.

Teniendo en consideración los múltiples riesgos que existen en el transporte superficial, descenso a túnel y acarreo a la perrera de los explosivos, se considera más seguro dotar los

requerimientos diarios en cada lumbrera y almacenarlos en la perrera.

Solo personas competentes y autorizadas para el uso de explosivos, estarán a cargo inmediato de todas las operaciones de voladura.

El explosor o líneas de circuitos de iluminación se utilizan como fuente de energía para la tronada. Dependiendo de lo anterior las conexiones se harán en serie o en paralelo y combinación de ellas, siguiendo las recomendaciones de los fabricantes de explosivos y de los explosores.

Los cables para la tronada se alojarán en el lado del túnel -- opuesto al de todas las líneas de fuerza e iluminación y lejos de tuberías, rieles y conductores similares. Se suspenderán de una manera apropiada de aisladores y se protegerán de cualquier contacto con los marcos de acero usados para el ademe -- del túnel.

No se usarán circuitos o sistemas conectados a tierra para las voladuras.

Los cables permanentes para voladura y los interruptores para voladura, serán conservados en condiciones adecuadas por una persona competente.

Solamente una persona debidamente capacitada en los sistemas de voladura operará el explosor o lo conectará con los cables; estas conexiones no se harán hasta después de haber terminado TODOS los trabajos preparatorios para la voladura y después de retirar al personal hasta un lugar seguro.

Solamente se usará corriente eléctrica procedente de los circuitos de iluminación para hacer explotar cargas, cuando las conexiones eléctricas con dicho circuito se hagan por medio de una caja de interrupción cubierta.

Cuando la voladura se haga por medio de un circuito de iluminación, nadie entrará al sitio en que se hizo la voladura, sino hasta después de haber desconectado los cables de voladura permanentes de la fuente de energía eléctrica y hasta después de haber asegurado en la posición "abierta" el interruptor usado para la voladura.

Se instalarán conexiones de clavija y receptáculo para que la operación de cierre o de interrupción del circuito en este punto, sea una operación manual sencilla y serán de un tipo que evite que la clavija sea extraída accidentalmente; no serán intercambiables con ninguna otras clavijas ni receptáculos utilizados en el túnel.

Los cables permanentes para voladura y los conductores provisionales, serán de alambre macizo de cobre impermeable y aislado. Tendrán capacidad suficiente para conducir la corriente necesaria por la voladura y en ningún caso serán de un diámetro menor que el recomendado por el fabricante de los explosivos.

Todos los empalmes estarán correctamente hechos, los alambres se unirán de tal manera que queden eléctrica y mecánicamente seguros. Los empalmes de los cables permanentes, se aislarán con cinta o algún otro medio efectivo.

Se instalará un interruptor de operación externa en buenas condiciones de servicio y en los puntos desde donde se haga la voladura de las cargas.

Este interruptor quedará instalado en el lado del túnel opuesto al correspondiente a los circuitos de iluminación y fuerza.

Este interruptor se mantendrá normalmente en la posición desconectado. En la posición "desconectado" los dos cables del circuito quedarán en corto circuito, pero no conectados a tierra. El interruptor se dispondrá de tal manera que no pueda permanecer en la posición de "volar" al soltar la palanca.

El interruptor para la voladura estará a no menos de 300 metros del frente del túnel si la longitud de éste es mayor, o en el portal o superficie si la longitud excavada es menor.

El circuito usado para la voladura se probará antes de hacer explotar las cargas. Para estas pruebas se utilizará un galvanómetro diseñado especialmente para los trabajos de voladura.

Los cables auxiliares de distribución se conectarán en corto circuito hasta el momento en el que se conecten con los alambres conductores. Los alambres conductores se conectarán en corto torciendo los extremos desnudos uno con otro, hasta el momento en el que se conecten con el cable permanente usado para la voladura.

La persona que haga la conexión con los cables auxiliares de distribución, tendrá en su posesión los dos extremos de los alambres conductores y después llevará estos alambres conductores desde el frente hasta los cables permanentes para la voladura. Deben colgar o estar suspendidos de soportes de madera o de algún material aislante.

Las llaves del interruptor para la voladura deben estar en posesión del sobrestante o de la persona que haga la voladura. Cuando sea necesario hacer reparaciones, prolongaciones o pruebas

bas de la línea de voladura o de las usadas para hacer explotar las cargas, el sobrestante o la persona deben abrir los candados y permanecer en el interruptor hasta que puedan volverlo a asegurar.

No se harán preparaciones para carga ni voladura hasta que el interruptor esté asegurado y las llaves en posesión del sobrestante o de la persona que hace la voladura.

Al final del turno, el sobrestante o la persona que hace la voladura entregará las llaves al sobrestante o a la persona que hace la voladura correspondiente al siguiente turno. El superintendente debe guardar en su oficina y bajo llave, un juego duplicado de las llaves. No debe existir en el túnel ningún otro juego de llaves que correspondan a éste candado.

Antes de iniciarse las operaciones de carga, todos los circuitos eléctricos se retirarán a una distancia segura del frente.

No se conectarán los alambres conductores a la línea permanente para la voladura sino hasta que todo el personal se haya retirado del frente con excepción de las personas que hagan la conexión. Todo el personal se retirará con él hasta el punto en el que está instalado el interruptor para la voladura. No se harán trabajos innecesarios en el frente durante la carga o después de ella y antes de la voladura.

Después de la voladura, el personal debe esperar el tiempo necesario para la limpieza del aire mediante el sistema de ventilación. Los interruptores usados para la voladura deben asignarse en la posición "desconectado", debe desconectarse el cable portátil y al regresar al frente, los alambres conductores deben desconectarse de los extremos del cable permanente para la voladura; los extremos descubiertos de cada uno de ellos se conectarán entre sí a corto circuito torciéndolos uno con otro.

Todo intento para retirar explosivos o tacos de un barreno cargado estará estrechamente supervisado por el sobrestante.

Si está dentro de la seguridad hacerlo, se debe colocar un nuevo cebo en el barreno para volver a volarlo debiéndolo enfriar previamente.

No se barrenará sobre el fuque de la tronada anterior.

De taparse algún barreno durante la carga, deberá emplearse una cuchara de bronce o cobre para retirar el obstáculo y nunca volver a meter la barrena cuando se ha cargado parte del frente.

Tema:

Experiencia en la excavación del tramo comprendido entre las lumbreras 9A y 11 del Emisor Central del Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México.

Antecedentes:

Breve descripción geológica del tramo. Empezando en la L-9A y siguiendo hasta la L-11 los terrenos atravezados por la excavación se clasificaron como sigue: Ignimbritas, andesitas alteradas, vitrófiros andesíticos, conglomerados, andesitas alteradas, Aglomerados (este material ocasionó serios problemas de estabilidad) vitrófiros andesíticos y andesitas alteradas (veáse fig. 1).

La característica genérica de estos materiales, es su alta permeabilidad y presentar fallas que determinaron los cambios de un material a otro, la cantidad de agua promedio que se tuvo que manejar mediante galerías de bombeo, fue de un litro por segundo por metro lineal de tunel excavado, habiéndose presentado gastos puntuales hasta de 150 l/seg cuando se interceptó algunas fallas.

La presión del agua de filtración, dificultaba la carga del explosivo en los barrenos, por lo que se ideó introducir éstos en un tubo de polivinilo, esto facilitó la carga del barrenos; pero impedía en cierta forma lograr la densidad prevista de carga de fondo, reflejándose esto en un deficiente fracturación del material.

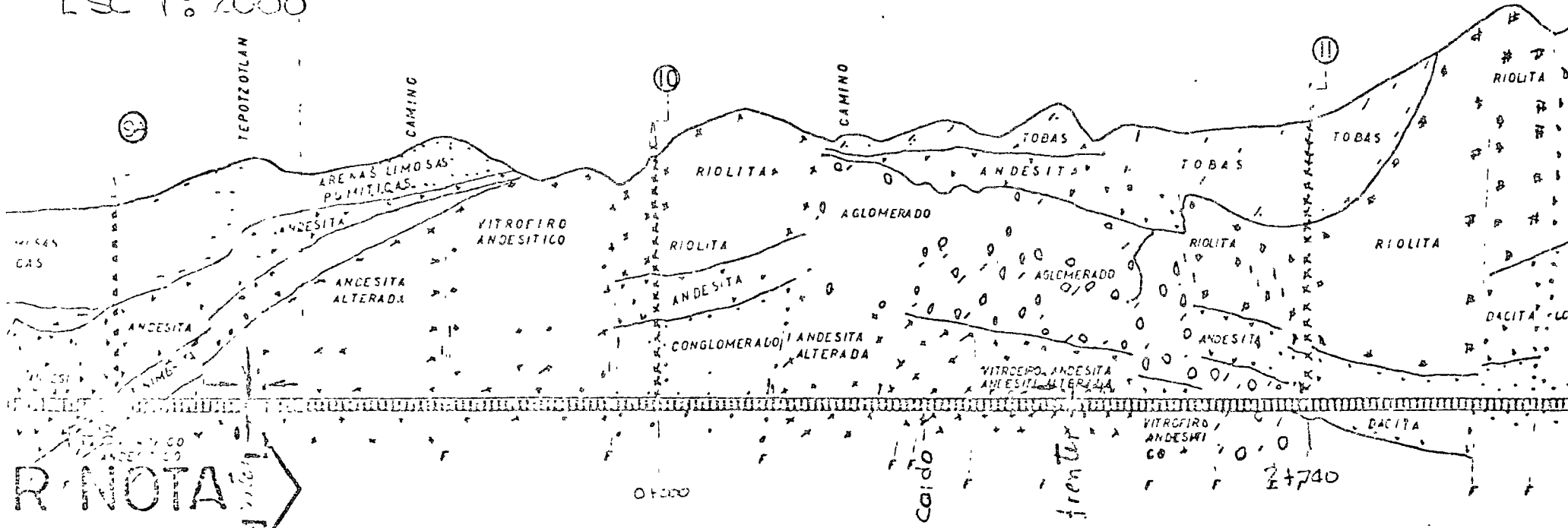
Por las presiones de terreno remanentes en la excavación se tuvo la necesidad de ademar con marcos metálicos de vigueta H de 6", a una separación promedio de 1 metro centro a centro, con separadores de madera de 6" x 6" y tensores de varilla de 7/8"Ø además de un revestimiento provisional de concreto lanzado, con espesor de 15 cms.

Para el ataque de los tramos se siguieron dos procedimientos, uno a sección completa y otro a media sección y banqueo.

En este tema, únicamente se tratará del primer procedimiento, es decir, a sección completa que fue el que predominantemente se usó.

Corte Geológico

Escala 1:2000



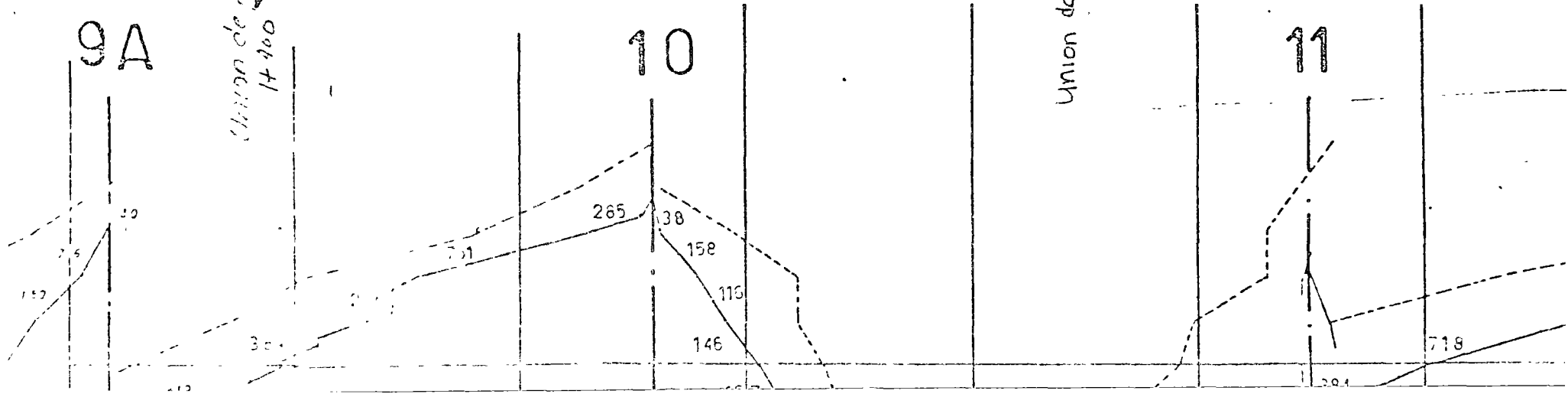
NOTA

9A

10

11

Union de frentes
17400



Basándose en la experiencia, se consideró que al terreno en el frente 10 - 9A, constituido por andesitas o vitrófiros, se le asignó una constante "c" de 0.4 y a partir de esta base se planeó el diagrama de barrenación que se indica en la fig. 3.

La planeación del ataque se hizo haciendo uso de las gráficas publicadas en el "Manual on Rock Blasting" de la Cía. Atlas - Copco de Suecia, que se incluyen en este artículo. Como se puede observar, la variante determinante es el área de la sección transversal del tunel, en las curvas de las figs. 3, 4 y 5, se marca una zona hachurada que establece los límites máximo y mínimo, pudiendo así elegir la condición que se adapte mejor al terreno.

Como se dijo anteriormente, la planeación del ataque se basó en dichas gráficas y así entrando con el área en m² de la sección del tunel se determinó el avance máximo por ciclo, el número de barrenos, los metros de barrenación por m³ de excavación, el consumo de explosivos por m³ de excavación y el rendimiento por perforista utilizando perforadores de pierna. -- figs. 2, 3, 4, 5 y 6.

En la fig. 7 se indica la plantilla de barrenación, la carga por barreno tanto de fondo como de columna y su secuencia de detonación.

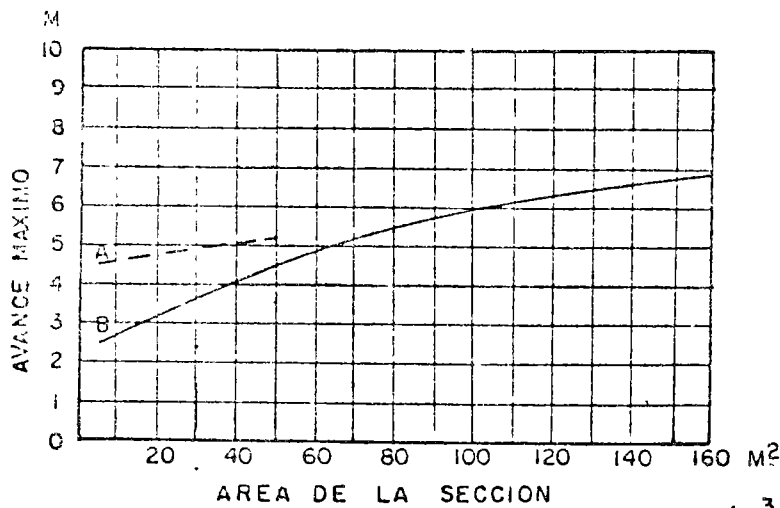
Los resultados obtenidos en la práctica con esta distribución de barrenos y con la carga indicada fueron satisfactorios, tanto en el recorte de la abertura como en el fracturamiento de la rezaga, ya que éste fue adecuado para el tamaño de la rezagadora (Conway 105).

El acarreo de la rezaga se hizo con vagonetas de 4.5 m³ (6yd³) en convoyes de 6 ó 7 vagonetas, tirados por locomotoras diesel de 10 y 12 ton.

La vía fue de 36" con rieles de 60 lbs. sobre durmientes de madera de 8" x 8", para facilitar el movimiento de los convoyes se usaron "cambios california" laderos y espuelas.

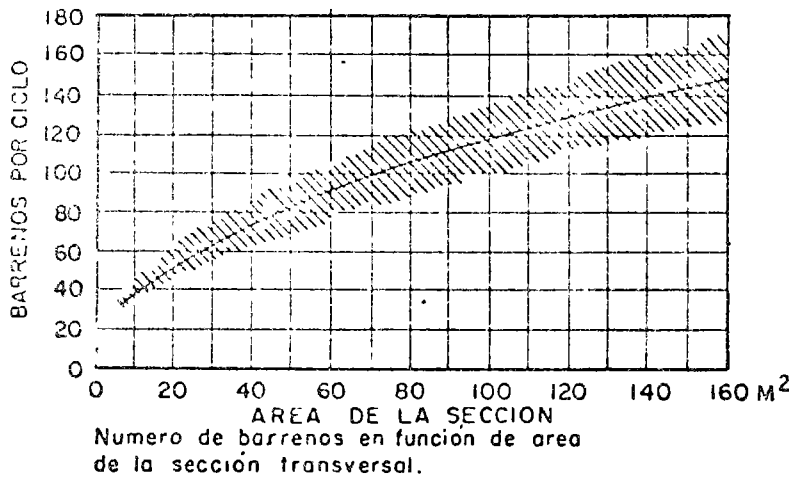
El ciclo completo tuvo una duración promedio de 11 hs y consistió en las operaciones siguientes:

Conexiones; agua, aire y eléctricos	0.25 H
Perforación (seis máquinas)	2.15 "



A. Cuña de barreno Quemado
B. Otro tipo de cuña

Fig. 2 Avance por ciclo en función de área de la sección transversal.



Numero de barrenos en función de área de la sección transversal.

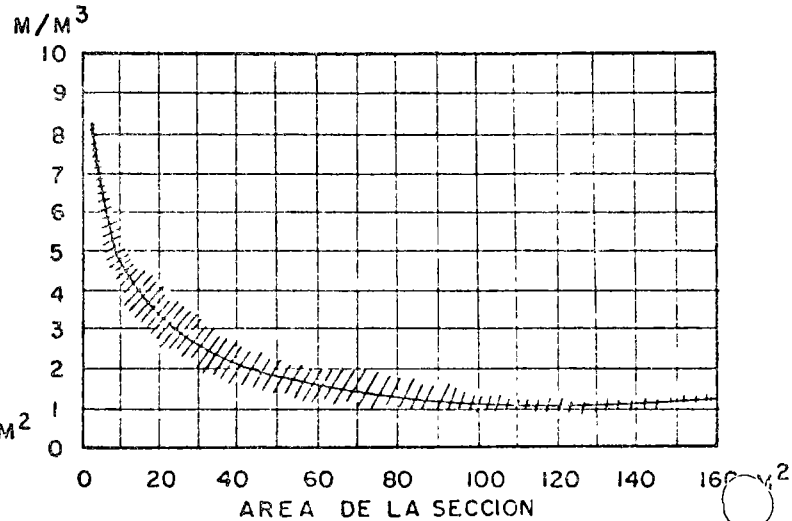


Fig. 4 Metros barreno Por m3 En función de área de la sección transversal

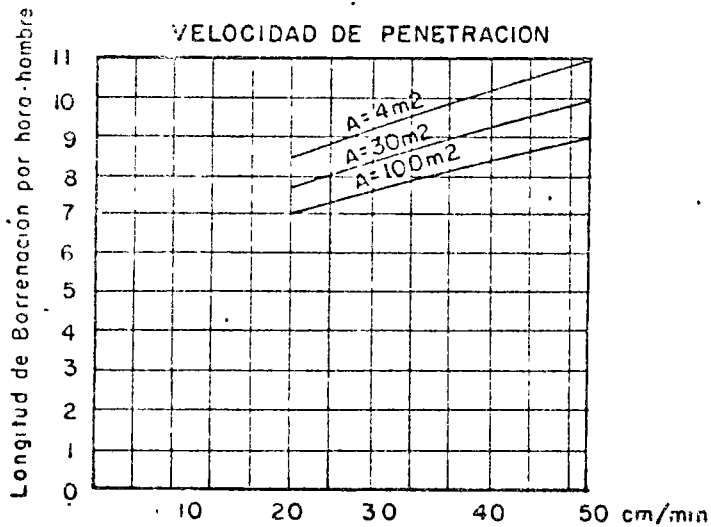


Fig. 6

Longitud de Borrenación por hora hombre en función de varias secciones incluye carga y disparo.

Perforadoras de Pierno.

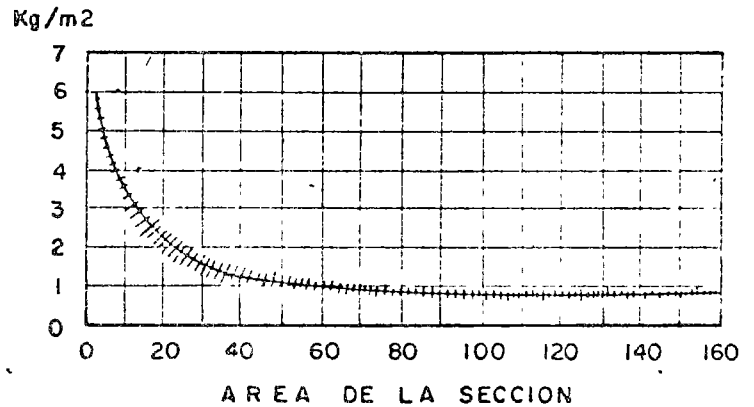
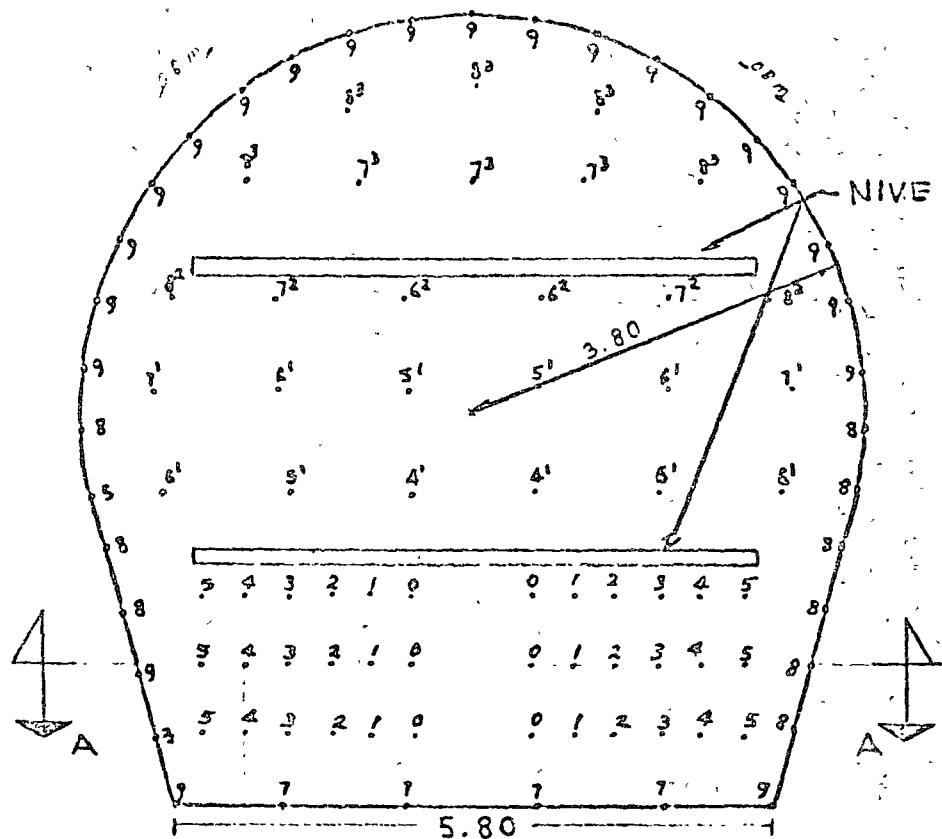


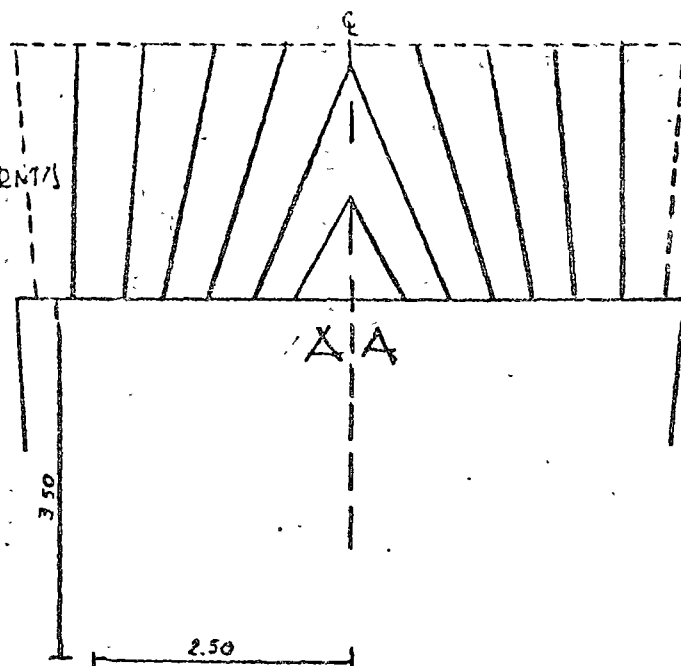
Fig 5

Consumo de Explosivos por m 3 .

TOMADAS DEL "MANUAL ON ROCK
BLASTING" ATLAS COPCO
SWEDEN



Área teórica m ²	52.8
Avance por tronada m	2.1
Volumen teor por tronada	110.9
Acero de barrenación	2.4m/p 33mm.
Número de barrenos	99
Barrenación por tronada m	230.4
Coefficiente de barrenación m/m ³ teor	2.08
Consumo de explosivos Kgs	120,578
Consumo de carga Kg/m ³ teor.	108



CARGA CON GELATINA EXTRA 40% de 7/8" x 8 paso/ - . = 0.128 Kgs						
BARRIDOS DE CUÑA	Estep	CANT/Barreno		Kgc/Barreno	NÚMERO DE BARRENO	Kgs
		REMA	CALUMPS			
" " "	0	2		0.156	6	1,536
" " "	1	9	3	1.536	6	9,216
" " "	2	3	5	1.024	6	6,144
" " "	3	3	5	1.024	6	6,144
" " "	4	3	5	1.024	6	6,144
" " "	5	3	5	1.024	6	6,144
" " PISO	7,9	12		1.920	6	11,520
" " desc	4,56	12	2	1.192	12	21,504
" " "	0,78	11	2	1.664	6	9,954
" " "	2,68	10	2	1.536	8	12,288
" " Tack	9	Especial		0,768	19	14,592
" " Tack	8	1	9	1,250	12	15,300
SUMA					99	120,576

Fig 7

EMISOR CENTRAL
 PLANTILLA DE BARRENACION
 TRANS 92-10 ESTACION-04100
 5 | FIG 7

Sopleteo y carga de explosivos	0.75 H
Conexiones de las series	0.25 "
Disparo y ventilación	0.50 "
Lanzado de concreto	1.00 "
Relaga 110.9 x 1.4 : 30	5.15 "
Colocación de ademe	1.00 "
	<hr/>
	11.05 Hs

Considerando un factor de eficiencia de 0.9, el número de ciclos por día fue de dos, y por consiguiente el avance real por día fue de 4.20 mts.

Simultáneamente a la excavación del frente se excavaron los drenes, necesarios para avenar las filtraciones hacía los cárcamos de bombeo, revistiéndolos con concreto.

La ventilación del tunel se mantuvo introduciendo aire fresco del exterior por medio de ventiladores eléctricos de 28 000 pcm (13.216 m³/seg) y tubería de 36" de diámetro fabricada en lámina rolada en espiral.

La presión del aire suministrado por los ventiladores era equivalente a 17.6 cm de columna de agua, dado, que tanto la sección del conducto como el material con que estaba fabricado era constante, las pérdidas longitudinales de presión variaban linealmente.

La pérdida de presión longitudinal debida a la fricción se calculó por medio de la fórmula de Monier, determinando así la equidistancia a que debían instalarse los ventiladores re-elevadores.

Fórmula de Monier $J = k \frac{Q^2}{D^5}$

J = pérdida por metro lineal de conducción.

k = coeficiente en función de la clase de conducto.

Q = gasto suministrado por los ventiladores en m³/seg.

D = diámetro interior de la conducción en metros.

$$J = 0.00205 \frac{13.216^2}{0.914^5} = 0.56 \text{ mm}$$

$$d = \frac{176}{.56} = 314 \text{ m.}$$

El volumen de aire introducido al tunel fue suficiente para diluir a niveles inocuos los gases tóxicos emanados por el equipo, la voladura y el personal.

La velocidad de arrastre del aire viciado = $\frac{13.216}{52} = 0.26$ m/seg.

permitía el arrastre de los humos y polvos hacia el exterior, es decir que considerando una longitud promedio de 1 km. el tiempo de salida de los humos era de 1.25 hs.

Para mayor rapidez en la prueba de aislamiento del circuito eléctrico de voladura, este se dividió en 4 series de 30 estopines cada una, conectando sus terminales a una línea colectora que a su vez se conectaba a la línea de disparo.

La corriente necesaria para la detonación de las cuatro series se determinó basándose en la ley de Ohm $I = \frac{E}{R}$

Los fabricantes de los explosivos proporcionan tablas de resistencia para cada tipo y tamaño de estopín.

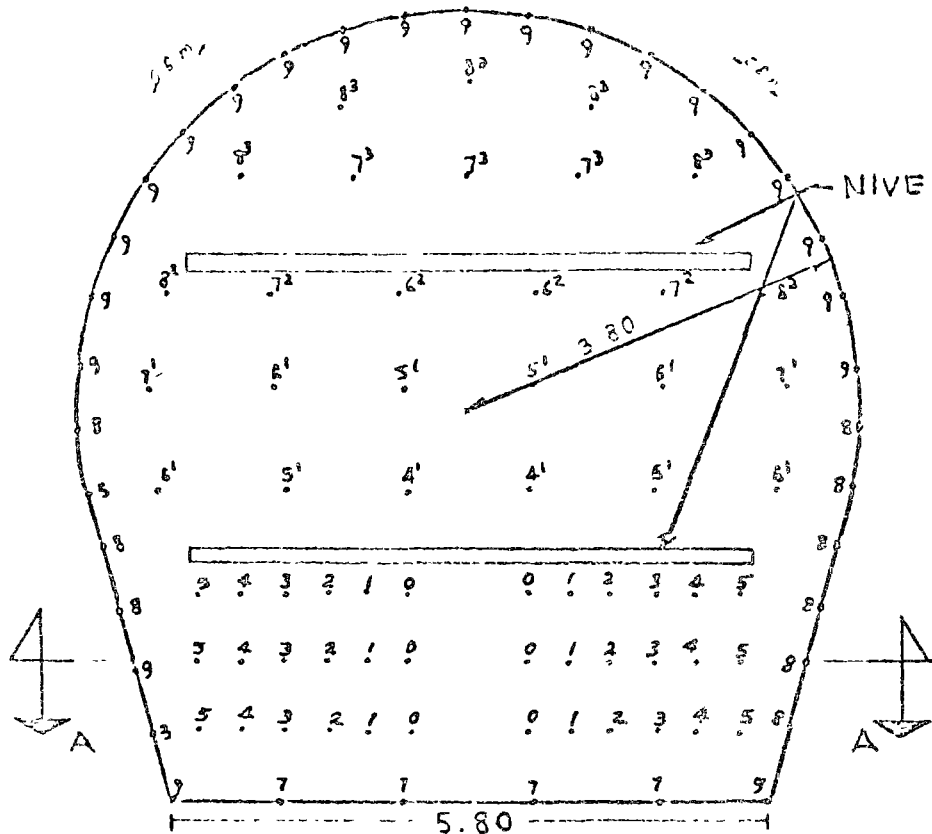
FRENTE 10 - 11

Como puede verse en el perfil geológico, en este tramo se encuentra una zona de aglomerados que por su estructura y constitución presentaron un serio problema de estabilidad y dificultad para su remoción.

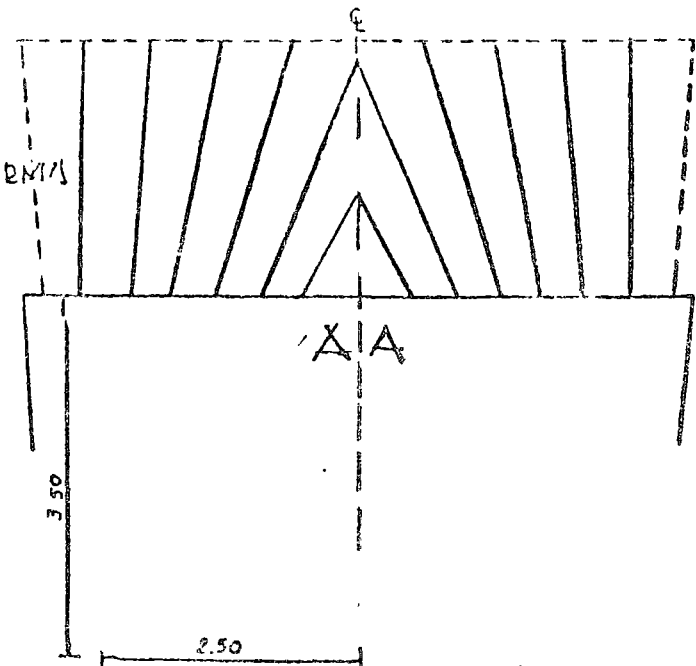
En la constitución de las rocas intervenía en un alto porcentaje de montmorilonita con características de expansividad al entrar en contacto con el agua, produciendo un empuje considerable sobre los marcos de ademe y sobre el revestimiento primario de concreto lanzado.

Para conocer la magnitud de la presión ejercida sobre el marco, se mandaron hacer pruebas de laboratorio las que dieron los resultados siguientes:

Expansibilidad unitaria =	$1.28E \times 10^2$
Presión de expansión a 2 años =	10.5 ton/m^2
Presión final =	26.0 ton/m^2
Presión unitaria media sobre el marco =	24 kg/cm^2



Área teórica m² 52.8
 Avance por tronada m 2.1
 Volumen teor por tronada 110.9
 Acero de barrenación 2.4 m/φ 33 mm.
 Número de barrenos 99
 Barrenación por tronada m 230.4
 Coeficiente de barrenación m³/m³ teor 2.08
 Consumo de explosivos Kgs 120,576
 Coeficiente de carga Kg/m³ teor 1.08



CARGA CON GELATINA EXTRA 40% de 7/8" x 8 peso/ .T = 0.128 Kgs						
	Estep	CART/barrero FRENTE COLUMNA	Kgc/barrero	NÚMERO DE BARREROS	Kgs total	
BARRENOS DE CUÑA	0	2	0.256	6	1,536	
" " "	1	9	1.536	6	9,216	
" " "	2	3	1.024	6	6,144	
" " "	3	3	1.024	6	6,144	
" " "	4	3	1.024	6	6,144	
" " "	5	3	1.024	6	6,144	
" " PISO	7,9	15	1.920	6	11,520	
" " disco	4,56,1	12	1.792	12	21,504	
" " "	6,2,2,6,2	11	1.664	6	9,354	
" " "	7,3,8,3	10	1.536	8	12,288	
" " Toleo	9	Espejal	0,768	19	14,592	
" " Toleo	9	1	1,280	12	15,360	
SUMA				99	120,576	

Fig 7

EMISOR CENTRAL
 PLANTILLA DE BARRENACION
 TRAMO 02-10 EST 0400-0100
 FIG 7

La razón de haber fijado un término de 2 años fue que durante este período el tunel permanecería sin el revestimiento de concreto definitivo.

Por el conocimiento de éstos datos de laboratorio, se recalcularon la separación de los marcos de ademe, ya que era anti-económico cambiar el perfil del marco, se les pusieron tornapuntas y además se aumentó el espesor del concreto lanzado.

Para la excavación de este material se diseñó una plántilla de barrenación y la carga de explosivos que se indica en la fig. 8 que se acompaña, esta plántilla se basó en una constante "C" de 0.3.

El patrón de barrenación se procuró siempre que fuera el indicado en la plántilla, pero se dejó libertad en la colocación de los barrenos de descarga hacia abajo evitando que la carga explosiva quedase en partes fracturadas que permitieran el escape de los gases generados por la detonación, ya que cuando esto sucedía, el fracturamiento no se lograba, produciendo la voladura grandes volúmenes de roca que debían ser "moncados" después.

Para la seguridad del personal y del equipo, inmediatamente después de la voladura se procedía a lanzar concreto en la bóveda y laterales, apoyándose los lanzadores sobre la razaga, lo que interfería en algo la extracción de ésta.

En los túneles excavados por la compañía ICA, quizá éste frente ha sido el que ha presentado mayor dificultad que afortunadamente se resolvió satisfactoriamente no sin haber tenido un caído de consideración.

En este tramo de tunel también se tuvo filtraciones considerables sobre todo cuando se interceptaba alguna falla, el manejo del agua de filtración se dificultó por llevar el avance a favor de la pendiente, obligándose por ello a establecer estaciones de bombeo de traspaleo.

La plántilla de barrenación, la carga de explosivos y su secuencia de detonación está indicada en la fig.8

La duración del ciclo fue:

Conexiones de agua, luz y aire	0.25
Perforación (6 máquinas)	1.90

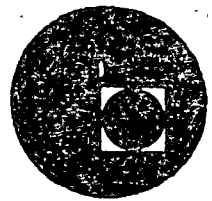
Sopleteo de barrenos y carga	0.75
Interconexión de series	0.25
Disparo y ventilación	0.50
Lanzado de concreto	1.50
Rezaga 110.9 x 1.4 ÷ 30	5.45
Colocación ademe	1.50

12.10 =

No. de ciclos por día $\frac{24 \times 0.9}{12} = 1.8$ ciclos
 Avance por día $1.8 \times 2.10 = 3.78$ m.



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



VOLADURA DE ROCAS



ING. JORGE HUIDOBRO LLABRE

JULIO DE 1976.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
530 SOUTH EAST ASIAN AVENUE
CHICAGO, ILL. 60607

RECEIVED

DEPARTMENT OF CHEMISTRY

UNIVERSITY OF CHICAGO

CHICAGO, ILL.

UNIVERSITY OF CHICAGO
LIBRARY

VOLADURAS CONTROLADAS

INTRODUCCION

Voladuras controladas son aquellas en las que se persigue como finalidad primordial el evitar el sobrerrompimiento.

En las voladuras convencionales, el explosivo se usa en tal forma que la estructura de la roca fuera de la línea de excavación resulta afectada. El exceso de amacice, el arqueo y el sobrerrompimiento o sobre-excavación, en ocasiones son aceptados como una consecuencia del empleo de los explosivos y en parte por la creencia de que el resultado final se debe siempre a la roca y no al método de voladura aplicado.

La reacción natural de algunos tuneleros al encontrar terreno de mala calidad es utilizar menos barrenos. Les resulta difícil de entender la medida de usar más barrenos, pero con menos carga por barreno y mejor distribuida para controlar el sobrerrompimiento.

Sin embargo, debe quedar muy claro que no siempre será posible conseguir un buen control del sobrerrompimiento en cualquier formación geológica, ya que si ésta no es capaz de sostenerse por sí misma, tampoco lo será si se aplican en ella las mejores y más cuidadosas técnicas de control de voladuras.

Como técnicos que somos, debemos tener conciencia de que en esta materia no es posible disponer de reglas de aplicación general, dada la diversidad de formaciones geológicas con las que nos enfrentaremos, pero sí conocer diversos métodos y decidir en un momento dado cual de ellos nos ofrecerá mejores resultados.



Actualmente las voladuras controladas están resumidas en cuatro técnicas fundamentales y en las combinaciones que de ellas se pueda hacer. Estas técnicas son: La barrenación en línea, el precorte, las voladuras amortiguadas y las voladuras perfiladas.

BARRENACION EN LINEA

Durante muchos años, la barrenación en línea, llamada también barrenación de costura, fué la única técnica utilizada para controlar el sobrerrompimiento.

Consiste en una línea sencilla de barrenos sin carga de explosivos, muy próximos entre sí, perforados a lo largo de la línea de excavación de proyecto y que proporcionan un plano de debilidad contra el cual pueda romper la voladura principal. Este plano reduce la fracturación de la roca en las paredes terminadas, ya que hace que se reflejen parcialmente las ondas de choque creadas durante el disparo.

La barrenación en línea se puede realizar utilizando diversos diámetros de perforación, aprovechando los equipos de que se disponga en la obra, y aplicando como intento de partida* las reglas que se enlistan a continuación:

- . Las perforaciones deben estar a lo largo de la línea de proyecto de excavación.
- . El diámetro de las perforaciones puede ser desde 3.75 cm. (1 1/2") hasta 7.5 cm. (3").

* En lo que aplicación práctica en el campo se refiere y dado el alto número de variables geológicas que se pueden presentar, se tiene que recurrir al método de tanteo y error con aproxima-

Faint, illegible text at the top of the page, possibly a header or title.

Second block of faint, illegible text.

Third block of faint, illegible text.

Fourth block of faint, illegible text.

Fifth block of faint, illegible text.

Sixth block of faint, illegible text.

Seventh block of faint, illegible text.

Eighth block of faint, illegible text.



ción por intentos sucesivos a la solución más apropiada para cada caso en particular.

- El espaciamiento entre dos barrenos sucesivos debe ser de 2 a 4 veces el diámetro de los mismos.
- La distancia entre la línea de barrenos de costura y la línea de barrenos de voladura directamente adyacente es, por lo común, del 50 al 75% del bordo normal (Ver Fig. No. 1)
- Las perforaciones de la línea de barrenos de voladura directamente adyacente deben tener un espaciamiento del 75% de lo normal y se deben cargar más ligeros, con una reducción en la carga, del orden del 50%, procurando que la carga de explosivos se distribuya correctamente a lo largo del barreno mediante la utilización de separadores y línea de cordón detonante.

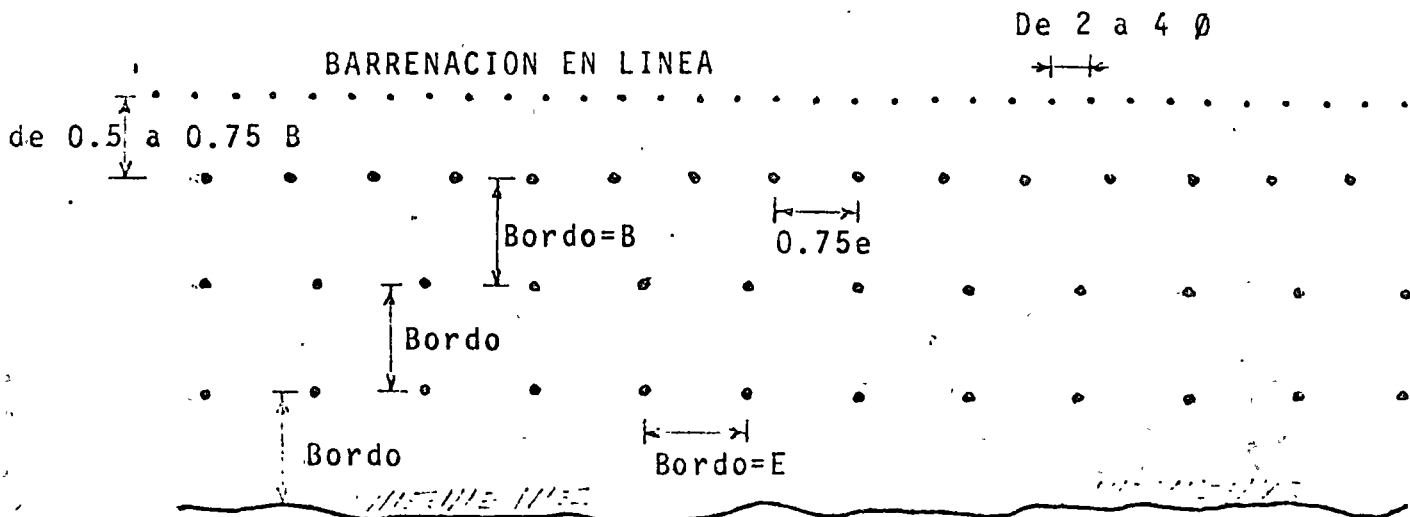


Fig. No. 1 Reglas prácticas para la barrenación en línea

En la tabla No. 1 se aprecia el rendimiento horario teórico que puede ser obtenido de la barrenación en línea. En ella se

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

PHYSICS 350

LECTURE 10

PROBLEMS

1. A particle of mass m moves in a circular path of radius r with constant speed v. Find the magnitude of the centripetal force.

2. A car of mass m moves in a circular path of radius r with constant speed v. Find the magnitude of the centripetal force.

considera una separación media entre barrenos de 3 veces el diámetro y se aplican los rendimientos horarios de perforación resultantes de los nomogramas Nos. 1 y 2. Independientemente de que los resultados obtenidos de ellos puedan ser muy discutibles, los usaremos a través en estos apuntes para establecer valores que sí tienen utilidad para fines comparativos.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5708 SOUTH CAMPUS DRIVE
CHICAGO, ILLINOIS 60637
TEL: 773-936-3700
FAX: 773-936-3701
WWW: WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU

RENDIMIENTO COMPARATIVO PROMEDIO DE LA BARRE-
NACION EN LINEA CON DIFERENTE DIÁMETROS DE
PERFORACION.

Diám. del ba- rreno.		Espacia- miento + 3 ϕ m	Coef. de barrena- ción. m/m ²	Equipo Supuesto	Rendimiento horario *	
Pulg.	Cms.				m/hr.	m ² /hr
4"	10.00	0.30	3.33	PERFORADORA SOBRE ORUGAS	7.50	2.25
3 1/2"	8.75	0.26	3.85		9.70	2.52
3"	7.50	0.22	4.55		12.50	2.75
2 1/2"	6.25	0.19	5.26		15.60	2.97
2"	5.00	0.15	6.67	PERFORADORA DE PISO	7.00	1.05
1 3/4"	4.38	0.13	7.69		9.00	1.17
1 1/2"	3.75	0.10	10.00		12.00	1.20

* Referencia:

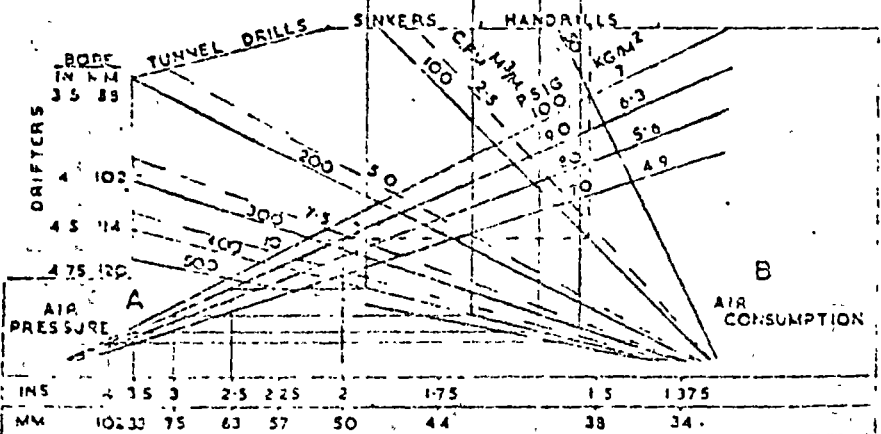
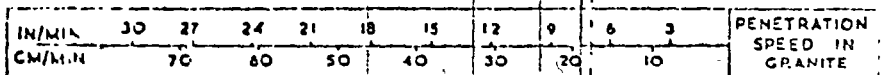
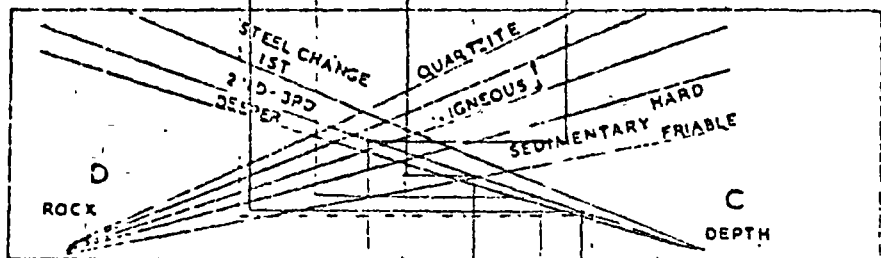
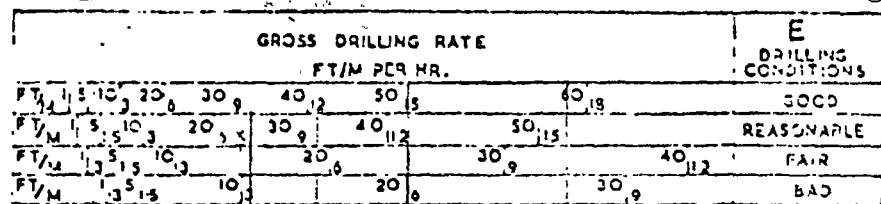
THE DRILLING OF ROCK, K. McGregor,
C.R. BOOKS LTD., LONDON.

RECEIVED BY THE BANK OF AMERICA
 1000 ...
 ...

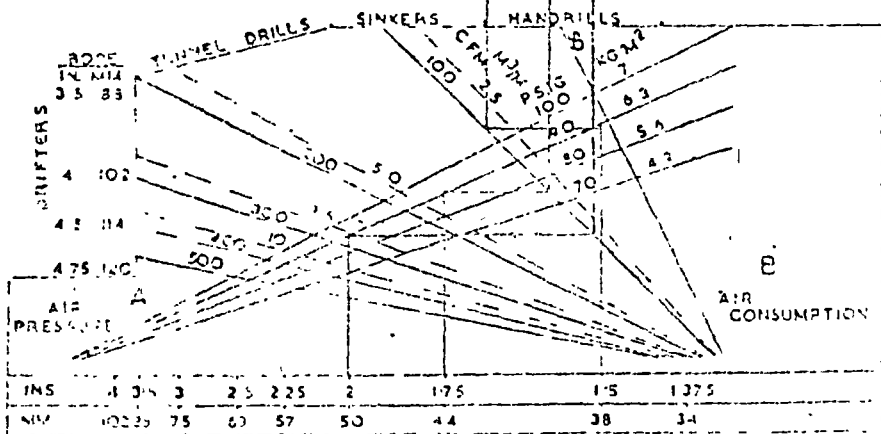
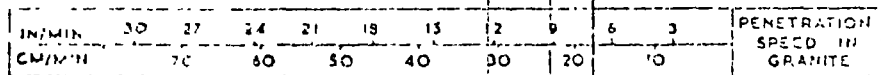
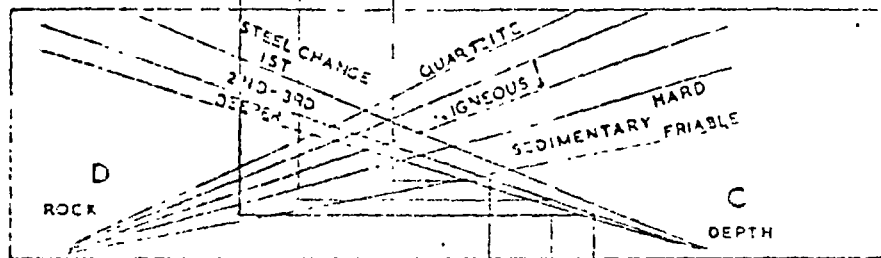
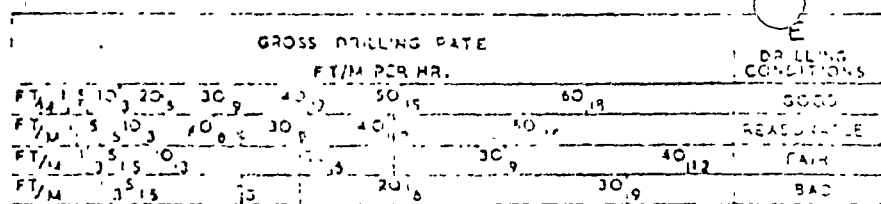
DATE	DESCRIPTION	AMOUNT	CHECK NO.	BANK	REMARKS
1/15/50
1/20/50
1/25/50
2/1/50
2/5/50
2/10/50
2/15/50
2/20/50
2/25/50
3/1/50
3/5/50
3/10/50
3/15/50
3/20/50
3/25/50
4/1/50
4/5/50
4/10/50
4/15/50
4/20/50
4/25/50
5/1/50
5/5/50
5/10/50
5/15/50
5/20/50
5/25/50
6/1/50
6/5/50
6/10/50
6/15/50
6/20/50
6/25/50
7/1/50
7/5/50
7/10/50
7/15/50
7/20/50
7/25/50
7/31/50

...
 ...

...



Nomograma No. 1



Nomograma No. 2

Velocidad de barrenación con perforadoras de percusión. Entre al nomograma por su borde inferior, con el diámetro de la perforación y hasta encontrar las condiciones de presión en el aire comprimido que espera tener en la entrada de la máquina; continúe en sentido horizontal hasta tocar la recta correspondiente al consumo de aire comprimido especificado por el fabricante para el modelo de perforadora en cuestión; desvíese verticalmente hasta tocar la línea correspondiente al número de cambios de acero de barrenación que espera hacer, indirectamente, éste es un indicador de la profundidad de la barrenación; desvíese en sentido horizontal hasta el tipo de roca por perforar; acto seguido siga verticalmente hasta encontrar el avance teórico probable dependiendo de las condiciones de barrenación. Este nomograma considera solamente algunos de los factores que intervienen en la barrenación, por lo que no se deben esperar de él resultados exactos en todas las circunstancias.



TECNICAS DE VOLADURAS DE CONTORNOS

Con el correr del tiempo, se fueron experimentando diferentes mo dificaciones a la barrenación en línea.

A principios de los años cincuenta, en Suecia, se desarrollaron nuevas técnicas que fueron importadas al Canada y los Estados -- Unidos y que actualmente se han distribuido por todo el mundo.

Los investigadores suecos realizaron experimentos que los llevaron a establecer una serie de reglas que permiten conseguir un contorno final casi tan limpio como si hubiera sido cortada la ro ca con un cuchillo y dejar prácticamente sana la roca residual.

Estas técnicas difieren del principio original de la barrenación en línea principalmente en que algunos, o todos los barrenos, se cargan con cantidades de explosivos relativamente pequeñas y bien distribuidas. El disparo de estas pequeñas cargas tiende a cor tar la roca entre barrenos sucesivos, permitiendo ampliar los es paciamientos con el consiguiente ahorro en barrenación.

MECANISMO DEL CORTE ENTRE BARRENOS

Sabemos que, al ser detonado el explosivo que se ha confinado en un barreno, se libera la energía química de éste transformándose en un gas a enorme presión.

La onda de choque expansiva recorre la roca a una gran velocidad (2000-5000 m/s). La roca adyacente al barreno queda sometida a una elevada presión que genera tensiones tangenciales dando lugar a un sistema de grietas radiales que parten del centro del -

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..

... ..

barreno. Las paredes por lo mismo, sufren fracturas y deformación plástica dando por resultado un ensanchamiento del diámetro del orificio. Si el barreno no tiene una superficie libre cercana, la onda de choque se extingue sin ningún efecto ulterior. Si, por el contrario, se tiene una cara libre, cuando las ondas de compresión se reflejan contra ella se originan fuerzas de tensión que producen un arrancamiento o descostramiento de parte de la roca próxima a la superficie. La presión en la onda de choque es positiva a su llegada y pasa después rápidamente a valores negativos, o lo que es lo mismo, genera esfuerzos alternados de compresión y tensión. El proceso es similar a cuando se golpea en un extremo una fila de bolas de billar: el golpe se transmite de bola a bola hasta que la última sale disparada con toda la fuerza.

Si la cantidad de explosivo usado en el barreno es grande, caso de retacarlo perfectamente, el agrietamiento en sentido radial será de gran longitud. Al reducir la carga, quedando una cámara de aire junto con los explosivos, la presión ejercida sobre las paredes del barreno resulta menor, disminuyéndose el número de grietas de gran longitud. El problema consiste entonces en guiar la dirección en que se producen las grietas.

Existe una teoría consistente en que al disparar dos cargas simultáneamente en barrenos adyacentes, la colisión de las ondas de choque procedentes de ambos barrenos coloca la pared intermedia en tensión y provoca una fisura que da una zona de corte entre dichos barrenos (Fig. No. 2). Es decir, se propicia la dirección de la fractura al debilitarse el material induciéndole esfuerzos de tensión, que no está capacitado para resistir, entre dos puntos prefijados. Con un espaciamiento y carga adecuados, la zona de fractura entre los barrenos será un área estrecha de corte.

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records and the role of the auditor in this process. It emphasizes that the auditor must exercise professional judgment and skepticism throughout the audit. The document also highlights the need for the auditor to communicate effectively with management and other stakeholders. The second part of the document focuses on the specific procedures and techniques used in the audit process, including the selection of samples and the use of analytical procedures. The document concludes by stressing the importance of the auditor's independence and objectivity in forming an opinion on the financial statements.

The auditor's primary responsibility is to provide an independent and objective assessment of the financial statements. This requires the auditor to maintain a high level of professional competence and to adhere to the highest standards of ethical conduct. The document also discusses the various risks and challenges that the auditor may face during the audit process, such as the risk of misstatements and the risk of fraud. The auditor must be able to identify and assess these risks and to take appropriate action to address them. The document concludes by emphasizing the importance of the auditor's role in ensuring the integrity and reliability of the financial reporting system.

The auditor's role is to provide an independent and objective assessment of the financial statements. This requires the auditor to maintain a high level of professional competence and to adhere to the highest standards of ethical conduct. The document also discusses the various risks and challenges that the auditor may face during the audit process, such as the risk of misstatements and the risk of fraud. The auditor must be able to identify and assess these risks and to take appropriate action to address them. The document concludes by emphasizing the importance of the auditor's role in ensuring the integrity and reliability of the financial reporting system.

RESULTANTES DEBIDAS A LA COLISION DE
LOS RAYOS DE CHOQUE.

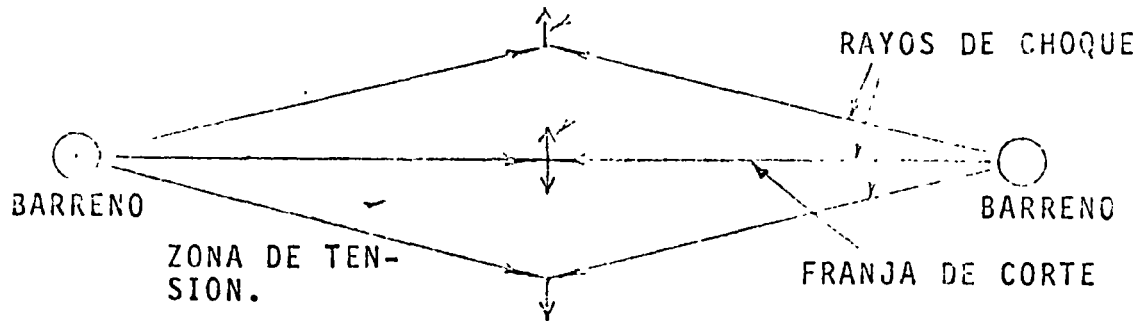


Fig. No. 2

Esta teoría es de gran aceptación en el medio, pero existen algunas circunstancias por las cuales algunos investigadores tienden a no aceptarla del todo y hasta la fecha no se ha llegado a la unificación completa de criterios. La razón principal de lo anterior consiste en lo siguiente:

Los estopines eléctricos de retardo, son ensamblados mecánicamente para obtener tolerancias razonables en los tiempos de disparo. Estos tiempos se ilustran gráficamente en la Figura No. 3. Todos los estopines de retardo de cualquier período dado disparan, dentro de los límites de tiempo representados por las áreas ne-

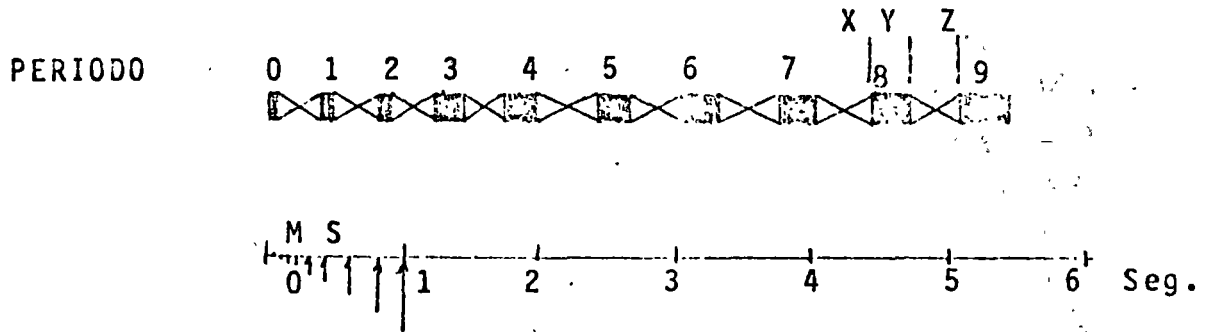


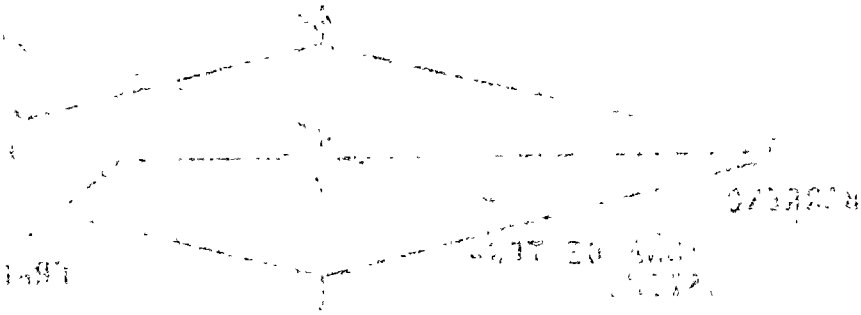
Fig. No. 3

TRABAJOS DE CORTE

TRABAJOS DE CORTE

BATA

TRABAJOS DE CORTE



TRABAJOS DE CORTE

TRABAJOS DE CORTE

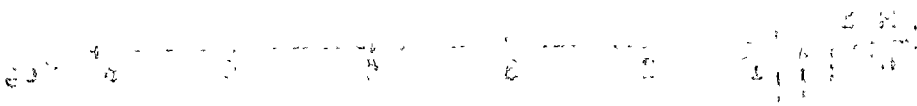
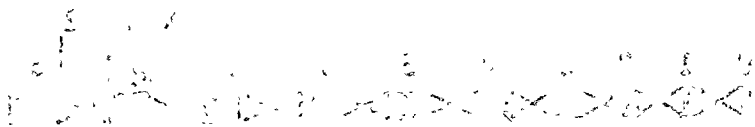
TRABAJOS DE CORTE

TRABAJOS DE CORTE

TRABAJOS DE CORTE

TRABAJOS DE CORTE

TRABAJOS DE CORTE



TRABAJOS DE CORTE

gras de la gráfica. Por ejemplo, todos los estopines de 8^º retardo disparan en un instante dentro del período de tiempo limitado por las líneas "X" y "Y". El tiempo mínimo libre entre el disparo de un retardo y el del inmediato siguiente se ilustra -- por los espacios cruzados en blanco. Por ejemplo, el tiempo libre entre el 8^º y 9^º retardos, es el intervalo entre las líneas "Y" y "Z" de la gráfica.

Como se puede apreciar, dos estopines del mismo retardo, digamos del 9^º, instalados en los cebos de dos barrenos adyacentes, al ser detonados pueden hacerlo dentro de una dispersión, en cuanto a rango de tiempo, de hasta aproximadamente 0.395 seg. de separación. Si esto ocurriera así, para un material en el que la onda expansiva lo recorre a una velocidad de 2000 m/seg., la onda producida por la detonación de uno de los barrenos puede recorrer hasta 700 m. cuando sucede la detonación del barreno adyacente. Esto nos hace pensar que se pierde la acción de colisión de las ondas ya explicada.

En la Figura No. 3 se aprecia que la dispersión en el instante de disparo es mayor mientras mayor es el número de retardo del estopín utilizado, lo que hará aceptable esta teoría únicamente cuando se usan estopines instantáneos.

Sin embargo, el corte se produce aún empleando los de mayor retardo, entonces la explicación de la fractura entre los barrenos se orienta al criterio de que la zona de debilidad más próxima al barreno es su barreno adyacente y por lo mismo hacia él enfilará la grieta, y que el fenómeno un tanto relativo de reflexión de ondas puede contribuir pero en segundo término.

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

LA TECNICA DEL PRECORTE

Se han dado muchos nombres a las diversas técnicas de voladuras empleadas por las industrias de la construcción y de la minería para obtener una superficie relativamente uniforme y libre de fracturas, pero todas ellas consisten básicamente en perforar y volar una serie de barrenos a lo largo de un plano de corte deseado.

El precorte tiene como particularidad que los barrenos hechos a lo largo del plano de corte se detonan antes de que se dispare la voladura principal y en ocasiones, aún antes de barrenar las perforaciones de dicha voladura, cuando por las características geológicas de la formación atacada, se pueden producir desplazamientos que provoquen obstrucciones en alguna de estas perforaciones.

Es importante hacer incapie en que la calidad del plano de corte depende primordialmente de la precisión y cuidado que se tenga en el alineamiento de la barrenación. Cuando se trabajan planos verticales este método parece no tener otras limitaciones en cuanto a profundidad, que las impuestas por los equipos y herramientas usados y por la necesidad de mantener las perforaciones lo más a plomo posible. Se tienen noticias de cortes hasta de 20 m. realizados en formaciones homogéneas, en los que la perforación se mantuvo dentro de la tolerancia de 15 cm. entre las líneas "A" y "B" de excavación. El empleo de equipos con martillo en el extremo de la columna ayuda a mejorar los resultados, pero aún así intentar barrenaciones de más de 25 m. no es del todo aconsejable. Se recomienda, para cada caso en especial, el establecimiento de registros en los que se apunten las velocidades de barrenación obtenidas en función de la profundidad, y paralelamente se relacionen con la magnitud de la desviación que



se vaya teniendo respecto al alineamiento requerido. El análisis de esta información nos fijará los límites prácticos y económicos a seguir. Esto último tiene especial importancia cuando se trata de planos inclinados, en los que a partir de determinada profundidad, el peso mismo del acero de barrenación causa fuertes desviaciones en el alineamiento de la perforación con tendencia hacia la verticalidad.

En teoría, se puede llevar el precorte muy adelante de las voladuras principales de excavación. En la práctica, el disparar con demasiada anticipación a la excavación principal puede conducir a problemas si las características de la roca cambian y el espaciamiento y cargas que se habían establecido como patrones ideales dejan de serlo, provocando fragmentación excesiva en las áreas más débiles o bien falta de fracturación y en el aspecto costos, un incremento inútil en los mismos. Es decir, en el método de precorte las características de la roca tienen influencia sobre el resultado tal vez en mayor grado que en otros métodos y es importante encontrar el espaciamiento y cargas más adecuadas para cada tipo de material por atacar.

Quando se lleva el precorte un disparo adelante de la voladura principal (Fig. No. 4), la observación de las paredes puestas al descubierto por esta voladura y su correspondiente rezagado, nos permite establecer ajustes de aplicación oportuna a disparos de precorte subsecuentes.

Para el caso del precorte se han establecido un conjunto de reglas de aplicación general sujetas a su ajuste final en el campo:

Los barrenos son usualmente de igual diámetro.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice to ensure transparency and accountability. This practice is essential for both internal audits and external reporting.

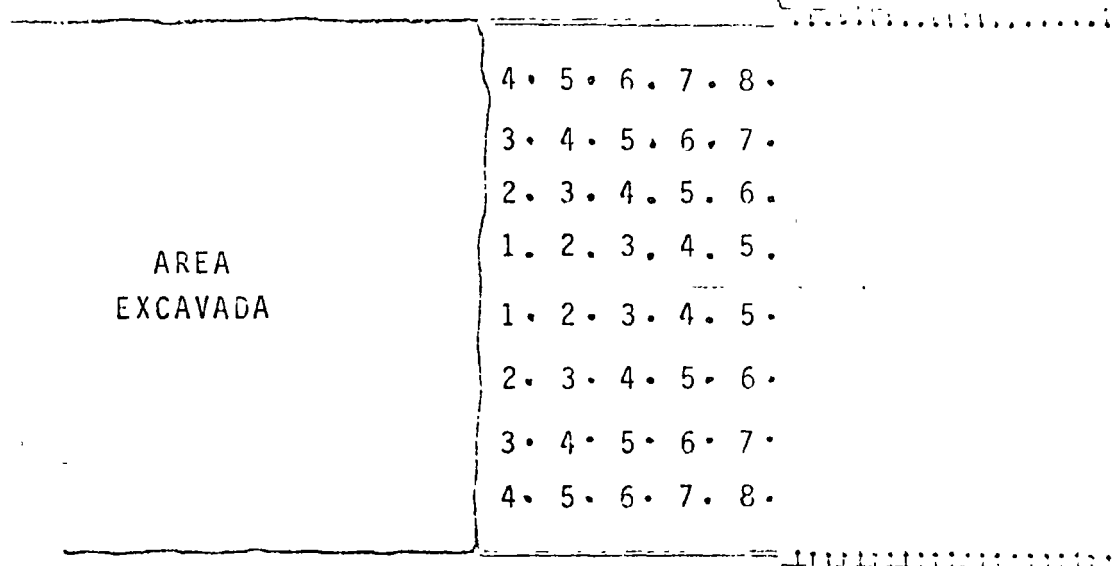
2. The second section details the various methods used to collect and analyze data. It highlights the use of statistical tools to identify trends and anomalies within the dataset. By applying these techniques, the organization can gain valuable insights into its operational performance and make data-driven decisions.

3. The third part of the document focuses on the implementation of quality control measures. It describes how regular inspections and testing procedures are conducted to ensure that all products meet the required standards. This process is critical for maintaining the organization's reputation and ensuring customer satisfaction.

4. The fourth section addresses the challenges faced during the project and the strategies used to overcome them. It notes that despite several setbacks, the team remained committed and flexible, allowing them to adapt to changing circumstances and complete the project successfully.

5. The final part of the document provides a summary of the key findings and recommendations. It suggests that further investment in training and technology would significantly improve the organization's efficiency and productivity. The authors conclude by expressing confidence in the team's ability to implement these changes effectively.

Precorte por adelantado



AREA EXCAVADA

Fig. No. 4

Línea troncal de cordón detonante

. Todos los barrenos se cargan con explosivos bien distribuidos a lo largo de la perforación y con bajas concentraciones por metro lineal.

. El espaciamiento entre barrenos puede ser de 8 a 14 veces el diámetro del barreno. En la Tabla No. 2 se puede apreciar el rendimiento horario teórico para la barrenación del precorte, y los rangos de carga explosivos que en promedio se pueden usar por metro de barreno. Estas cargas son meramente indicativas y son útiles para las pruebas preliminares, requiriéndose por lo general su ajuste a las condiciones específicas que se encuentren en cada caso en particular.

Pueden obtenerse mediante columnas continuas de explosivos de pequeño diámetro y gran longitud acopladas entre sí, lo que constituye la distribución óptima deseable por todos conceptos, o bien, utilizando cartuchos espaciados y unidos a una línea de cordón detonante formando rosarios.

En la Tabla No. 3 se indican las características más sobresalientes de los productos fabricados en varios países

RENDIMIENTO COMPARATIVO PROMEDIO DE LA BARRENACION PARA EL PRECORTE CON DIFERENTES DIAMETROS DE PERFORACION Y CONCENTRACIONES DE CARGA EXPLOSIVA QUE PUEDEN USARSE COMO INTENTO DE PARTIDA.

Diám. del barrenado		Espaciamiento. + 3 ϕ m	Coef. de Barrenación. m/m ²	Equipo Supuesto	Rendimiento Horario de barrenación		Carga de Explosivos kg/m
Pulg.	Cms.				*		
					m/hr.	m ² /hr	
4"	10.00	0.80 1.10	1.25 0.91	PERFORADORA SOBRE ORUGAS	7.50	6.00 8.33	0.40 -1.00
3 1/2"	8.75	0.70 1.00	1.43 1.00		9.70	6.78 9.70	0.30 -0.80
3"	7.50	0.60 0.90	1.67 1.11		12.50	7.49 11.26	0.20 -0.60
2 1/2"	6.25	0.55 0.80	1.82 1.25	PERFORADORA DE PISO	15.60	8.57 12.48	0.15 -0.40
2"	5.00	0.45 0.70	2.22 1.43		7.00	3.15 4.90	0.11 - 0.30
1 3/4"	4.38	0.37 0.60	2.70 1.67		9.00	3.33 5.39	0.11 -0.25
1 1/2"	3.75	0.30 0.50	3.33 2.00	PERFORADORA DE PISO	12.00	3.60 6.00	0.11 -0.25

* Referencia:

1	100	100	100	100	100	100	100
2	100	100	100	100	100	100	100
3	100	100	100	100	100	100	100
4	100	100	100	100	100	100	100
5	100	100	100	100	100	100	100
6	100	100	100	100	100	100	100
7	100	100	100	100	100	100	100
8	100	100	100	100	100	100	100
9	100	100	100	100	100	100	100
10	100	100	100	100	100	100	100

11	100	100	100	100	100	100	100
12	100	100	100	100	100	100	100
13	100	100	100	100	100	100	100
14	100	100	100	100	100	100	100
15	100	100	100	100	100	100	100
16	100	100	100	100	100	100	100
17	100	100	100	100	100	100	100
18	100	100	100	100	100	100	100
19	100	100	100	100	100	100	100
20	100	100	100	100	100	100	100

21
 22
 23
 24
 25
 26
 27
 28
 29
 30
 31
 32
 33
 34
 35
 36
 37
 38
 39
 40
 41
 42
 43
 44
 45
 46
 47
 48
 49
 50

CARACTERISTICAS DE LOS EXPLOSIVOS

	Velocidad. Mts/seg	Concentración de - carga. Kg/m	No. de - costuras por caja de 25 kg	Diámetro- del cartu- cho.		Longitud- del cartu- cho.		Cartu - cho aco- plable	Resis- tencia al agua	Clasificación en cuanto a - Gases Tóxicos	
				Pulg	Cms	Pulg	Cms				
NITRO NOBEL SUECIA	Gurita	4000	0.11		1.1		46	Si			
	Gurita	4000	0.245		1.7		46	Si			
C.I.L. NITRO NOBEL CANADA	Xactex	2590	0.268	153	5/8"	1.59	24"	60.96	Si	Regular	
	Shearex	2895	0.402	153	7/8"	2.22	16"	40.64	No	Regular	
DUPONT U.S.A.	Trimtex		0.37	110	7/8"	2.22	24"	60.96	Si		
	Trimtex Z		0.48	84	1"	2.54	24"	60.96	Si		
	Gelex 5	3450	0.38	323	7/8"	2.22	8"	20.32	No		
	Dinamita Extra 40%	3110	0.508	242	7/8"	2.22	8"	20.32	No	Mala	Mala
DUPONT MEXICO	Gelamex 1	3990	0.521	236	7/8"	2.22	8"	20.32	No	Buena	Excelente
	Gelamex 2	3840	0.471	261	7/8"	2.22	8"	20.32	No	Buena	Excelente
	Gelamex 2	3840			1/4"		8"		No	Buena	Excelente
	Duramex G	2710	0.398	309	7/8"	2.22	8"	20.32	No	Mala	Regular

DATE	DESCRIPTION	AMOUNT	BALANCE	DATE	DESCRIPTION	AMOUNT	BALANCE
10/1				10/1			
10/2				10/2			
10/3				10/3			
10/4				10/4			
10/5				10/5			
10/6				10/6			
10/7				10/7			
10/8				10/8			
10/9				10/9			
10/10				10/10			
10/11				10/11			
10/12				10/12			
10/13				10/13			
10/14				10/14			
10/15				10/15			
10/16				10/16			
10/17				10/17			
10/18				10/18			
10/19				10/19			
10/20				10/20			
10/21				10/21			
10/22				10/22			
10/23				10/23			
10/24				10/24			
10/25				10/25			
10/26				10/26			
10/27				10/27			
10/28				10/28			
10/29				10/29			
10/30				10/30			
10/31				10/31			
TOTAL				TOTAL			

RECEIVED

para su utilización en voladuras controladas. En ella puede apreciarse que en nuestro medio no se dispone actualmente de productos especiales como los mencionados, pero esta deficiencia se puede suplir utilizando algunos de los explosivos existentes en el mercado nacional, siempre que se cumplan las siguientes condiciones básicas:

Utilizar de preferencia explosivos de baja densidad.

Distribuir uniformemente la carga a lo largo del barrenos de manera de obtener la concentración de carga requerida.

Cuando para distribuir la carga se preparan rosarios, se recomienda la colocación de los mismos al tresbolillo en barrenos adyacentes.

El diámetro del cartucho explosivo no debe ser mayor que la mitad del diámetro del barrenos.

En formaciones geológicas sólidas y homogéneas es útil el dejar un espacio de aire alrededor de la columna de explosivos para conseguir un mayor efecto de amortiguamiento y reducir los daños en la pared resultante. Es absolutamente necesario taponar los barrenos en su extremo superior para evitar el efecto de escopeteo.

Si la roca está fisurada o tiene estratos débiles debe colocarse un taco de gravilla que llene los espacios entre cartuchos para dificultar la fuga de los gases de la explosión y permitir que éstos realicen su trabajo.

En la parte inferior del barrenos se debe colocar una carga de fondo para promover el corte en donde es más difícil de obtener. Estas cargas de fondo pueden intentarse con una magnitud aproximada de:

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..

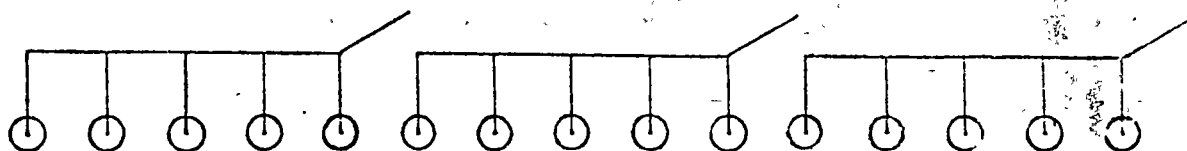
... ..
... ..
... ..
... ..

PROFUNDIDAD DEL BARRENO	CARGA DE FONDO
m.	kg.
Menos de 2	0.05
2.0 - 4.0	0.10
4.0 - 6.0	0.20
6.0 - 10.0	0.30

Si el precorte se realiza en varios banqueos sucesivos, deben evitarse las cargas de fondo en los primeros niveles, colocándolas únicamente en el último.

Si no se tienen restricciones en cuanto a las vibraciones que pueda provocar la voladura, se debe usar el disparo instantáneo colocando un estopín en el fondo de cada barreno o bien, uno solo para iniciar el disparo a través de una línea troncal de cordón detonante a la cual se acoplan los respectivos cordones detonantes de los rosarios de cada barreno.

Si hay restricciones por las vibraciones que pueda producir el disparo, entonces se debe subdividir en grupos cuya carga se adapte a las vibraciones



permitidas, ya que la carga de cada grupo detonará simultáneamente. Los rosarios de los barrenos se conectan entre sí en grupos usando cordón detonante (Ver - -

TABLE 1

TABLE 2

1952

1953

100

100

100

100

100

100

100

100

The following table shows the results of the survey conducted in 1952 and 1953. The data is presented in two columns, one for each year. The first column shows the number of respondents, and the second column shows the percentage of respondents who answered 'Yes' to the question.

The following table shows the results of the survey conducted in 1952 and 1953. The data is presented in two columns, one for each year. The first column shows the number of respondents, and the second column shows the percentage of respondents who answered 'Yes' to the question.

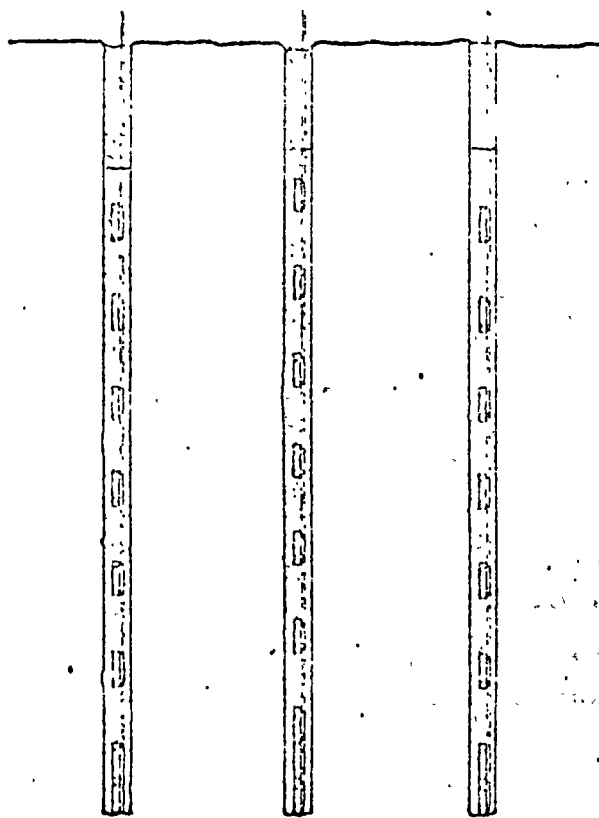
The following table shows the results of the survey conducted in 1952 and 1953. The data is presented in two columns, one for each year. The first column shows the number of respondents, and the second column shows the percentage of respondents who answered 'Yes' to the question.



The following table shows the results of the survey conducted in 1952 and 1953. The data is presented in two columns, one for each year. The first column shows the number of respondents, and the second column shows the percentage of respondents who answered 'Yes' to the question.

fig. No. 5) y se inician con estopines milisegundo en -
secuencias. En este método las cargas se inician des-
de arriba.

En material fuertemente intemperizado, la concentración
de explosivos por metro lineal en la parte superior del
barreno debe reducirse en un 50% para minimizar el sobre
rrompimiento en la cresta de la pared terminada.



1948

1. The first part of the report deals with the general situation of the country in 1948. It is a very interesting and informative study of the country's development during the year.

2. The second part of the report deals with the economic situation of the country in 1948. It is a very interesting and informative study of the country's economic development during the year.

Year	1947	1948
Population	10,000,000	10,500,000
GDP	100,000,000,000	110,000,000,000
Per Capita Income	10,000,000	10,500,000
Unemployment	10%	10%
Inflation	10%	10%
Interest Rate	10%	10%
Exchange Rate	10%	10%
Government Expenditure	10%	10%
Government Revenue	10%	10%
Foreign Aid	10%	10%
Foreign Investment	10%	10%
Foreign Trade	10%	10%
Foreign Reserves	10%	10%

VOLADURAS AMORTIGUADAS

En la voladura amortiguada se procede primeramente a volar y rezagar el volumen principal de la excavación, pero sin llegar a los límites de ésta, dejando una banqueta que debe ser removida posteriormente con cuidado, de manera de no alterar la roca más allá del plano de corte proyectado. Este sistema utiliza, al igual que los anteriores, barrenos a lo largo de los límites de excavación que deberán ser cargados ligeramente y que al ser disparados, removerán el bordo final de material realizando una operación que podríamos asemejar al peinado.

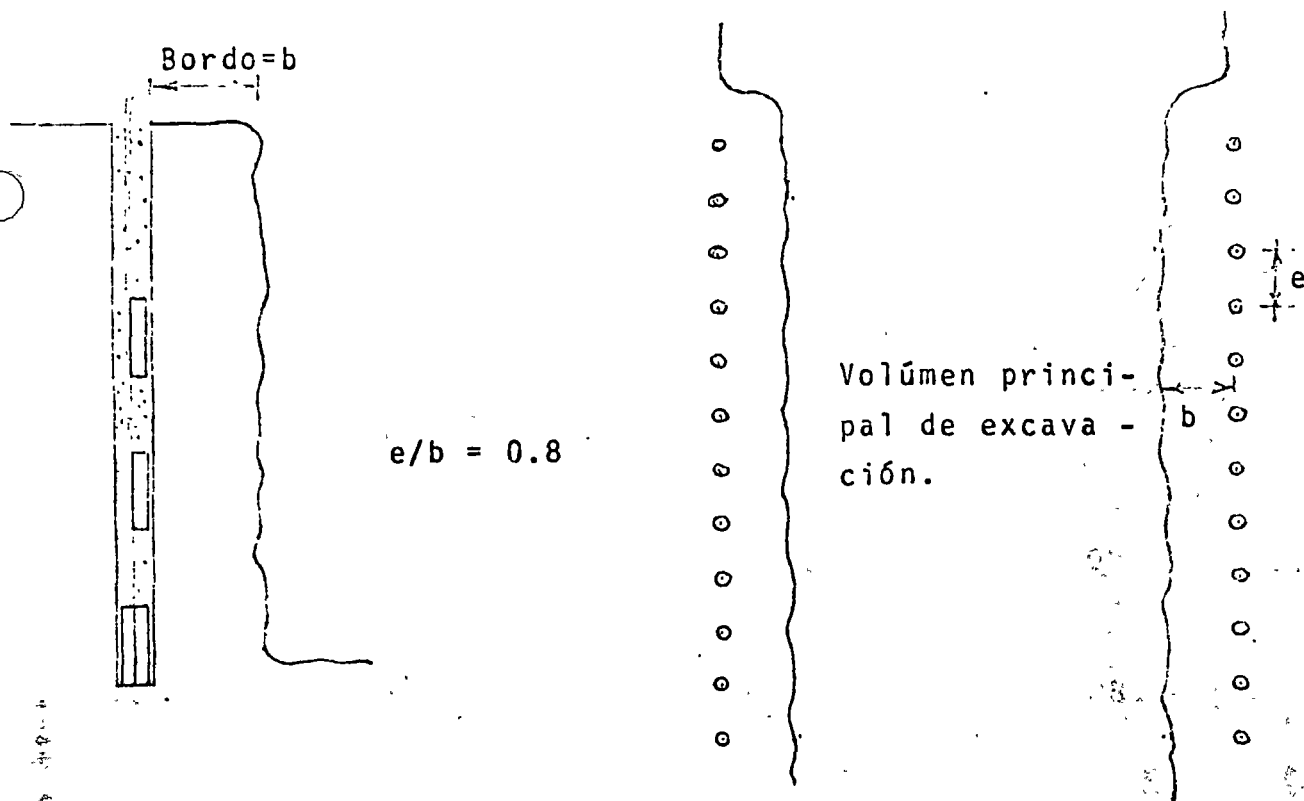


Fig. No. 6

Los barrenos amortiguados pueden perforarse juntamente con los de la voladura principal o bien después que se ha verificado ésta.

El espaciamiento entre barrenos varía en función del diámetro de éstos, tal y como queda indicado en la Tabla No. 4.

The following information was obtained from the file of [redacted] concerning the [redacted] of [redacted] on [redacted] at [redacted] in [redacted] County, California.

Item	Description	Amount	Date
1	[redacted]	[redacted]	[redacted]
2	[redacted]	[redacted]	[redacted]
3	[redacted]	[redacted]	[redacted]
4	[redacted]	[redacted]	[redacted]
5	[redacted]	[redacted]	[redacted]
6	[redacted]	[redacted]	[redacted]
7	[redacted]	[redacted]	[redacted]
8	[redacted]	[redacted]	[redacted]
9	[redacted]	[redacted]	[redacted]
10	[redacted]	[redacted]	[redacted]
11	[redacted]	[redacted]	[redacted]
12	[redacted]	[redacted]	[redacted]
13	[redacted]	[redacted]	[redacted]
14	[redacted]	[redacted]	[redacted]
15	[redacted]	[redacted]	[redacted]

The above information was obtained from the file of [redacted] and is being furnished to you for your information. If you have any questions regarding the above information, please contact the [redacted] at [redacted] or call [redacted].

STATE OF CALIFORNIA

RENDIMIENTO COMPARATIVO PROMEDIO DE LA BARRENACION EN VOLADURAS AMORTIGUADAS CON DIFERENTES DIAMETROS DE PERFORACION Y CONCENTRACION DE CARGA EXPLOSIVA QUE PUEDE USARSE COMO INTENTO DE PARTIDA.

Diam. del barrenado		Españcia - mien - to. ± 3 Ø m.	Bordo m.	Coef. - de barrenación. m/m2	Equipo Supuesto	Rendimiento * horario de barrenación		Carga de Explosivos. Kg/m
Pulg.	Cms.					m/hr	m2/hr	
4"	10.00	1.50	1.80	0.67	PERFORADORA SOBRE ORUGAS	7.50	11.19	0.4 -1.0
3 1/2"	8.75	1.35	1.60	0.74		9.70	13.11	0.3 -0.8
3"	7.50	1.20	1.50	0.83		12.50	15.06	0.2 -0.6
2 1/2"	6.25	1.05	1.30	0.95		15.60	16.42	0.15-0.4
2"	5.00	0.90	1.10	1.11		7.00	6.31	0.11-0.3
1 3/4"	4.38	0.80	1.00	1.25		9.00	7.20	0.11-0.25
1 1/2"	3.75	0.70	0.85	1.43		12.00	8.39	0.11-0.25

* Referencia:

THE DRILLING OF ROCK, K. McGregor, C.R. BOOKS LTD., LONDON.

STATE OF NEW YORK
 OFFICE OF THE COMPTROLLER

DATE	AMOUNT	DESCRIPTION	ACCOUNT	CLASSIFICATION	OFFICE	STATUS
1910	1000
1911	2000
1912	3000
1913	4000
1914	5000
1915	6000
1916	7000
1917	8000
1918	9000
1919	10000
1920	11000
1921	12000
1922	13000
1923	14000
1924	15000
1925	16000
1926	17000
1927	18000
1928	19000
1929	20000
1930	21000
1931	22000
1932	23000
1933	24000
1934	25000
1935	26000
1936	27000
1937	28000
1938	29000
1939	30000
1940	31000
1941	32000
1942	33000
1943	34000
1944	35000
1945	36000
1946	37000
1947	38000
1948	39000
1949	40000
1950	41000
1951	42000
1952	43000
1953	44000
1954	45000
1955	46000
1956	47000
1957	48000
1958	49000
1959	50000
1960	51000
1961	52000
1962	53000
1963	54000
1964	55000
1965	56000
1966	57000
1967	58000
1968	59000
1969	60000
1970	61000
1971	62000
1972	63000
1973	64000
1974	65000
1975	66000
1976	67000
1977	68000
1978	69000
1979	70000
1980	71000
1981	72000
1982	73000
1983	74000
1984	75000
1985	76000
1986	77000
1987	78000
1988	79000
1989	80000
1990	81000
1991	82000
1992	83000
1993	84000
1994	85000
1995	86000
1996	87000
1997	88000
1998	89000
1999	90000
2000	91000
2001	92000
2002	93000
2003	94000
2004	95000
2005	96000
2006	97000
2007	98000
2008	99000
2009	100000

STATE OF NEW YORK
 OFFICE OF THE COMPTROLLER
 ALBANY, N. Y.

Se carga, igual que la técnica de precorte, con cargas ligeras y bien distribuidas, encintando los cartuchos explosivos al cordón detonante en forma de rosarios. Para asegurar el corte en el fondo del barreno, se emplea generalmente una carga de fondo igual a 2 ó 3 veces la utilizada en la parte superior del mismo. Para obtener el máximo amortiguamiento posible, el rosario debe pegarse a la cara del barreno que queda del lado de la excavación. Obviamente, entre más grande sea el diámetro del barreno, mayor será el efecto de amortiguamiento.

En ocasiones el disparo principal produce agrietamientos y sobre rrompimientos que llegan al plano de voladura amortiguada, por ésta razón en este método tiene especial importancia que, independientemente del tipo de formación se coloque un taco de gravilla o arena a todo lo largo del barreno, rellenando completamente los espacios vacíos entre los cartuchos, ya que los gases formados por la explosión pueden encontrar zonas de falla o grietas por las que tienden a fugarse antes de producir el efecto del corte deseado entre tramos completos de barrenos. Para colocar adecuadamente el taco, primeramente se introduce el rosario en toda su longitud, el taco se vacía paulatinamente mientras que la línea de cordón detonante se sube y baja para ayudar a que el ácido ocupe correctamente todos los espacios entre los cartuchos. El último metro antes de llegar a la boca del barreno debe retacarse completamente para evitar el escopeteo.

Por lo demás, las reglas ya mencionadas para el caso del precorte son aplicables en términos generales a la técnica de voladuras amortiguadas.

1950

1951

1952

1953

1954

1955

1956

1957

VOLADURAS PERFILADAS

Esta técnica fué diseñada para reducir al mínimo el sobrerrompimiento en las excavaciones subterráneas, obteniéndose paredes y bóvedas libres de agrietamientos que mantienen sus propiedades mecánicas naturales que les permitan trabajar adecuadamente y autosostenerse sin requerir demorados y costosos dispositivos de ademe y en los casos en que éstos sean indispensablemente requeridos, dar el margen de tiempo necesario para colocarlos sin peligro de caídos.

La voladura perfilada consiste en perforar la barrenación perimetral siguiendo una relación predeterminada de espaciamiento a bordo, cargándola ligera y bien distribuidamente y disparándola simultáneamente en el último tiempo o retardo de la ronda de voladura, de manera que se produzca una fractura limpia entre barrenos sin afectar la superficie de roca remanente.

La técnica de voladuras perfiladas tiene su mayor aplicación en trabajos subterráneos. A cielo abierto, viene a ser prácticamente una voladura amortiguada y como tal sus principios básicos son los ya descritos con anterioridad.

Para mayor comprensión, utilicemos como ejemplo un frente típico de túnel en sección portal o herradura, fig. No. 7. La voladura perfilada involucra barrenos perimetrales con espaciamientos del orden de 15 veces el diámetro de la perforación; con una relación espaciamiento/bordo de 0.66, cargados con cargas ligeras y bien distribuidas y disparadas con el último período de retardo de la barrenación.

La necesidad de que el espaciamiento entre los barrenos sea menor

The first part of the report deals with the general situation of the country and the progress of the revolution. It is a very interesting and informative document. The second part of the report deals with the military situation and the progress of the revolution. It is a very interesting and informative document.

The third part of the report deals with the political situation and the progress of the revolution. It is a very interesting and informative document. The fourth part of the report deals with the economic situation and the progress of the revolution. It is a very interesting and informative document.

The fifth part of the report deals with the social situation and the progress of the revolution. It is a very interesting and informative document. The sixth part of the report deals with the cultural situation and the progress of the revolution. It is a very interesting and informative document.

The seventh part of the report deals with the international situation and the progress of the revolution. It is a very interesting and informative document. The eighth part of the report deals with the future of the country and the progress of the revolution. It is a very interesting and informative document.

que el bordo se justifica por el hecho de que se necesita establecer un plano de fractura entre los barrenos primeramente y -- después producir el desplazamiento del material hacia la cara libre.

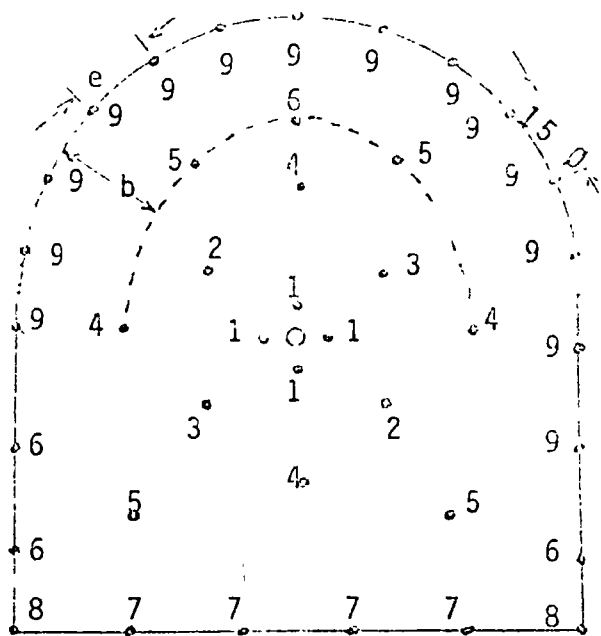


Fig. No. 7

En el ejemplo, los números indican el retardo del estopín utilizado en cada barreno. Puede apreciarse que se trata de un frente con cuña fragmentadora o paralela, a base de un barreno central sin carga y de mayor diámetro que los demás, para proveer un espacio libre sobre el cual pueda irrumpir el material desmenuzado o pulverizado por la detonación de los barrenos "1", arrojándolo hacia afuera y dejando una abertura casi cilíndrica sobre la cual descargarán los ayudantes; después se disparan las tablas o costillas y los barrenos de "pata", quedando el bordo final de la bóveda que es en sí lo que se dispara como voladura perfilada, es decir, los barrenos del contorno con el número "9".

Esto nos indica primeramente que para que se pueda efectuar una voladura perfilada los barrenos de la misma deben actuar sobre

Faint, illegible text at the top of the page, possibly a header or introductory paragraph.



A block of faint, illegible text located in the lower middle section of the page, below the diagram.

Faint, illegible text at the bottom of the page, possibly a footer or concluding paragraph.

un bordo de roca que disponga de una cara libre que no tenga res-
tricciones de ninguna naturaleza. Este alivio está limitado -
al arco superior ya que en las tablas y pata, la pila de reza-
ga constituye un obstáculo adicional sobre el que debe actuar -
el explosivo, razón por la cual los barrenos correspondientes -
deben estar bien cargados, perdiéndose con ello uno de los re-
quisitos fundamentales:

La carga ligera y bien distribuida se logra cargando - carril -
cartuchos de pequeño diámetro de dinamitas de baja densidad y -
gran sensibilidad. En Suecia han desarrollado un producto es-
pecialmente diseñado para esa finalidad llamado Gurita, que se
fabrica en cartuchos de 11 mm. ó 17 mm. de diámetro x 46 mm. -
de longitud ver Tabla No. 3, teniendo en uno de sus extremos un
borde que facilita el acoplamiento de un cartucho al siguiente -
y así sucesivamente, lográndose columnas de explosivo que evi-
tan su traslape en el agujero y permiten una distribución uni-
forme a lo largo de todo el barreno.

En Canadá, la C.I.L. (Canadian Industries Limited) fabrica -
productos equivalentes; el Xactex y el Shearex, en diámetros de
5/8" x 24" de longitud y con conectores el primero, y de 7/8" x
16" el segundo.

En los Estados Unidos, la Dupont produce el Trimtex, el Trimtex
Z y el Gelex 5.

En nuestro medio no se dispone de productos tan adecuados como
los mencionados, por lo que necesitamos adaptar las opciones --
que nos ofrece el mercado nacional de los explosivos, para ajus-
tar la carga que mejores resultados nos ofrezcan en cada caso -
particular.

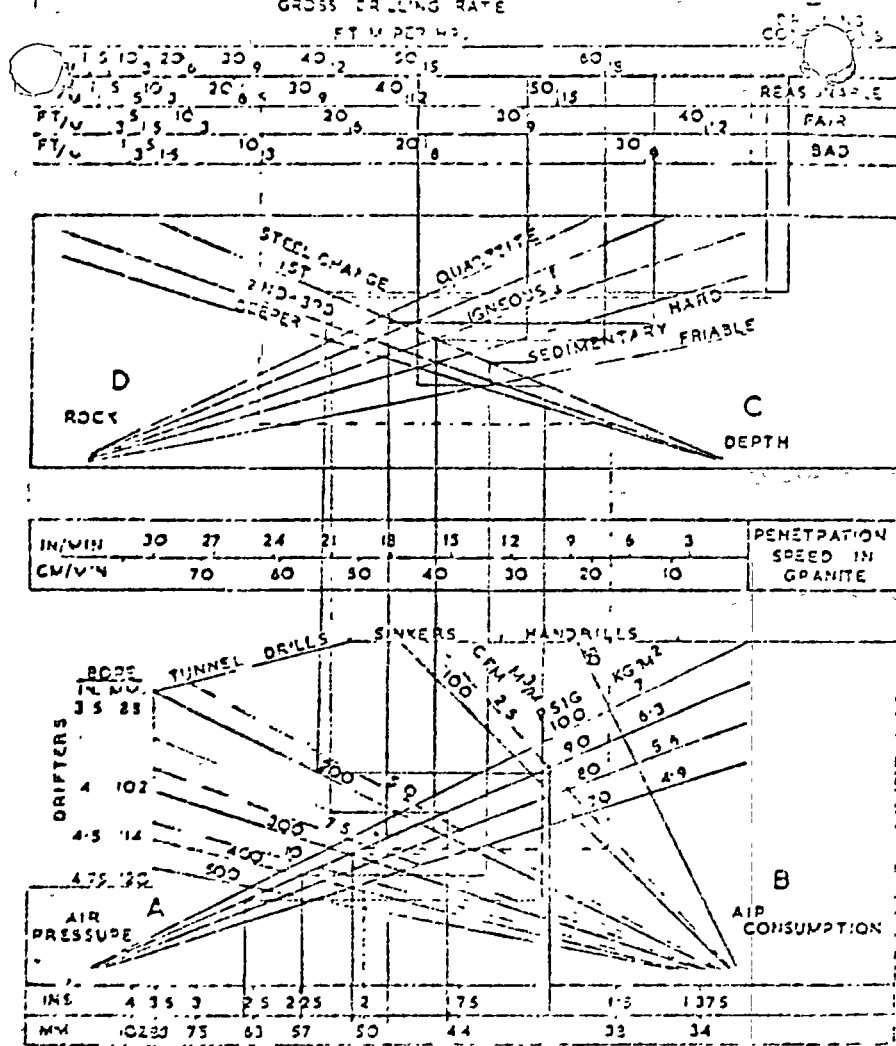
En la Tabla No. 5 se analizan una serie de factores en función -



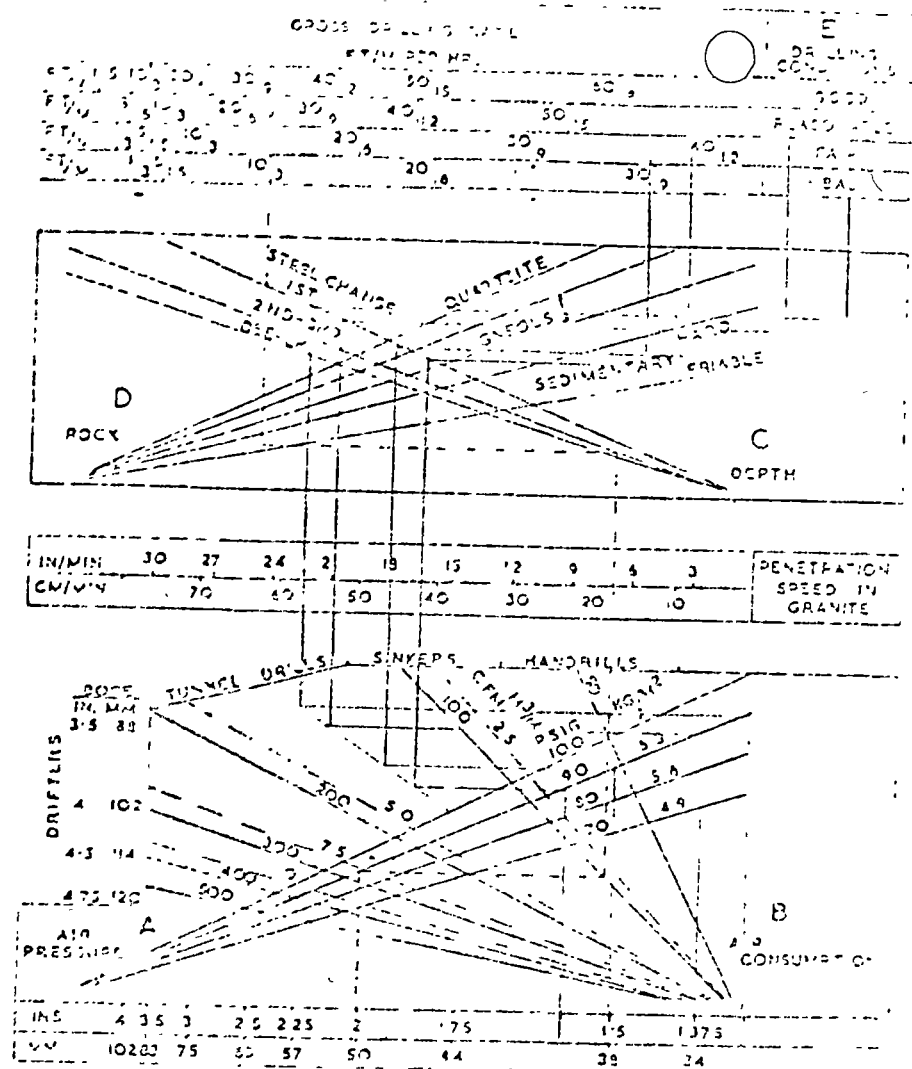
Tabla No. 5

RENDIMIENTO COMPARATIVO PROMEDIO DE LA BARRENACION PARA LAS VOLADURAS PERFILADAS CON DIFERENTES DIAMETROS DE PERFORACION Y CONCENTRACIONES DE CARGA EXPLOSIVA QUE PUEDEN USARSE COMO INTENTO DE PARTIDA.

	Serie	Diám. de la perforación en la barra de 2.40 m.		Espacia - mien - to - aprox. en Cm.	Bordo aprox. en Cm.	Coef. - de ba - rrena - ción. m/m2	Equipo Supesto	Rendimiento horario *		Carga de explosivos Kg/m
		mm.	Pulg					m/hr	m2/hr	
Acero Integral Hexagonal.	21	26	1 1/32	30	45	3.33	PERFORADORA DE - PIERNA. 160 p.c.m.			0.11
"	11	32	1 1/4	48	72	2.08		20.00	9.62	0.16
"	31	34	1 11/32	51	77	1.96		18.50	9.44	0.20
"	12	38	1 1/2	57	86	1.75		17.00	9.71	0.24
"	32	40	1 9/16	60	90	1.67		16.50	9.88	0.25
		B r o c a "Cruz"								
Acero de Extensión de 7/8" o de 1"		38	1 1/2	57	86	1.75	PERFORADORA MON - TADA 200 p.c.m. 250 p.c.m.			0.24
"		41	1 5/8	62	93	1.61		18.50	11.49	0.26
"		45	1 3/4	68	102	1.47		18.25	12.41	0.28
"		48	1 7/8	72	108	1.39		16.50	11.87	0.30
"		51	2	77	115	1.30		15.50	11.92	0.32
Acero de Extensión de 1 1/4"		57	2 1/4	86	129	1.16	14.50	12.50	0.36	
		64	2 1/2	96	144	1.04	12.00	11.54	0.40	



Nomograma No. 3



Nomograma No. 4

Velocidad de barrenación con perforadoras de percusión. Entre al nomograma por su borde inferior, con el diámetro de la perforación y hasta encontrar las condiciones de presión en el aire comprimido que espera tener en la entrada de la máquina; continúe en sentido horizontal hasta tocar la recta correspondiente al consumo de aire comprimido especificado por el fabricante para el modelo de perforadora en cuestión; desvíese verticalmente hasta tocar la línea correspondiente al número de cambios de acero de barrenación que espera hacer, indirectamente, éste es un indicador de la profundidad de la barrenación, desvíese en sentido horizontal hasta el tipo de rock por perforar; acto seguido siga verticalmente hasta encontrar el avance teórico probable dependiendo de las condiciones de barrenación.

Este nomograma considera solamente algunos de los factores que intervienen en la barrenación, por lo que no se deben esperar de él resultados exactos en todas las circunstancias.

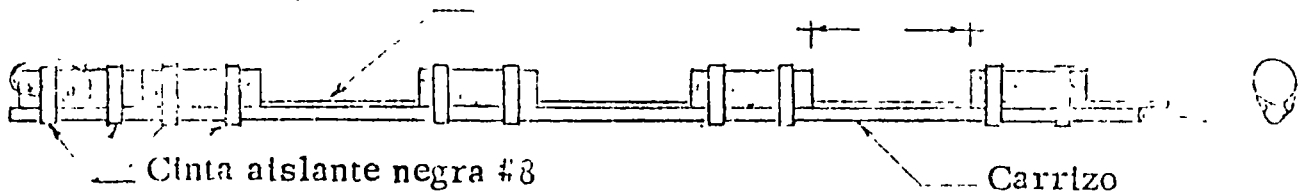


del acero de barrenación que se utilice en las perforaciones del contorno. Es práctica común el hacer estas perforaciones con el mismo diámetro que las del resto de la ronda, sin embargo, siempre vale la pena analizar detenidamente los beneficios que se pueden conseguir en cuanto a calidad y costo estableciendo patrones mixtos.

La dispersión de tiempo en el disparo de la hilera de barrenos debe ser la menor posible. Cuando se dispara una hilera con retardo diferente de barreno a barreno, se obliga a que cada carga trabaje separadamente. Los contornos resultan entonces muy irregulares y es prácticamente imposible de cargar en el caso de voladuras de túneles, pues sólo se dispone en el mercado nacional de estopines eléctricos de 9 retardos, de los que se suelen consumir 7 ó 8 para efecto de barrenos de cuña, ayudantes, descarga, tablas y pata.

Por la condición de tratarse generalmente de barrenos horizontales, es muy difícil e impráctico tratar de colocar un taco de gravilla entre los cartuchos explosivos, resultando por tanto que queda un vacío entre ellos y las paredes del barreno. Por ésta razón es de vital importancia el taponar correctamente la boca de los barrenos con tacos de arcilla para evitar la succión de la carga por efecto del disparo previo de los barrenos vecinos y el fenómeno de escopeteo en ellos mismos.

Una práctica muy usual es: preparar las cargas acoplándolas a un carrizo delgado o a una mitad del mismo mediante anillos de sujeción con cinta aislante. El cordón detonante primacord debe estar en toda la longitud para asegurar el disparo de todos y cada uno de los cartuchos. La carga de fondo debe ser más concentrada y podrá hacer las veces de cebo pues a ella quedará fijado el estopín que detonará la carga. El estopín se debe introducir en el cartucho a través de un agujero perforado con



un tarugo de madera, procurando fijarlo con los alambres mediante un nudo sencillo o lazada al alrededor del cartucho. La base del casquillo del estopín debe apuntar hacia la columna de explosivos. El haz de carrizos se transporta cuidadosamente a la frente, se sopla cada barreno para desalojar el agua y residuos de la barrenación, se introduce el carrizo hasta hacerlo topar con el fondo del barreno y se taquea perfectamente la boca del barreno con un cartucho de polietileno relleno de arcilla. El cordón detonante se liga de barreno a barreno, pues se procura que únicamente los barrenos extremos estén cebados con estopines iniciadores.

Durante la preparación y colocación de las cargas, los encargados deberán tener cuidado de distribuir los cartuchos en forma alternada de barreno a barreno para procurar una mejor distribución de las cargas, ya que en la proximidad de cada cartucho se tiene una concentración de energía que da resultados menos favorables que si se pudiera disponer de cargas continuas.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that proper record-keeping is essential for the integrity of the financial system and for the ability to detect and prevent fraud. The text also notes that records should be kept for a sufficient period to allow for a thorough audit.

2. The second part of the document outlines the specific requirements for record-keeping. It states that all transactions must be recorded in a clear and concise manner, and that the records must be accessible to all authorized personnel. The text also mentions that records should be stored in a secure location and that appropriate controls should be in place to prevent unauthorized access or modification.

3. The third part of the document discusses the role of internal controls in ensuring the accuracy of records. It notes that internal controls should be designed to minimize the risk of errors and to detect any irregularities. The text also mentions that internal controls should be regularly reviewed and updated to reflect changes in the business environment.

4. The fourth part of the document discusses the importance of training and education in ensuring the accuracy of records. It notes that all personnel involved in record-keeping should receive appropriate training and education. The text also mentions that training should be ongoing and should cover both technical skills and ethical considerations.

COMBINACIONES DE LAS DIFERENTES TECNICAS EXPUESTAS

En muchos casos es necesario aprovechar el conocimiento que tenemos de las diferentes técnicas expuestas para voladura controlada para resolver problemas específicos y localizados dentro de pequeñas áreas del conjunto por realizar. Para ello podemos combinar las diferentes técnicas tratando de obtener de cada una de ellas sus mejores ventajas.

Cuando precortamos esquinas el resultado generalmente deja mucho que desear a menos que ayudemos a la formación de la fractura mediante barrenos de guía. Por ejemplo: cuando la zona por excavarse esta en la parte interna de la esquina, se deben intercalar barrenos guía entre las perforaciones "A", "B" y "C" de la fig. No. 9 para que la fractura no robe por el alineamiento entre los barrenos "A" y "C" y reconozca el alineamiento desca-

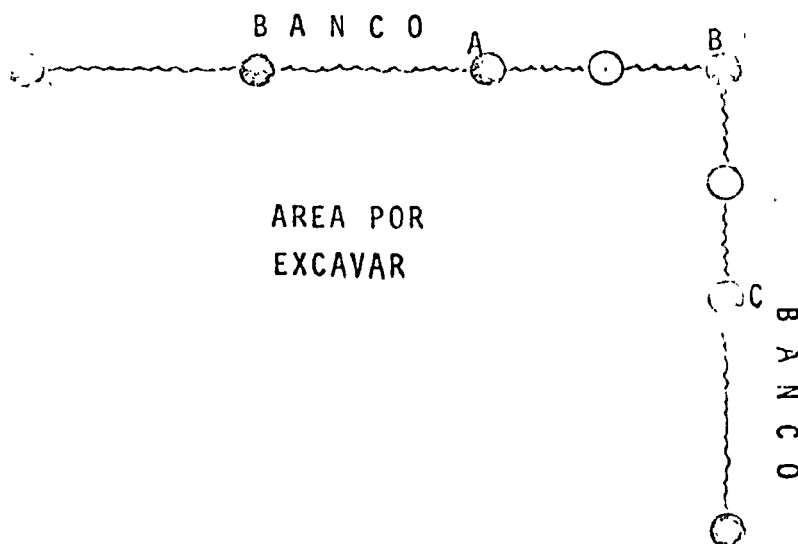


Fig. No. 9

Si por el contrario la zona por excavarse es el área exterior -

EX. 400

EX. 400
EX. 400

EX. 400

EX. 400

EX. 400

EX. 400

de la esquina, la nariz es muy difícil de conservar a menos que se utilice barrenación en línea para lograrlo, tal y como se ilustra en la fig. No. 10.

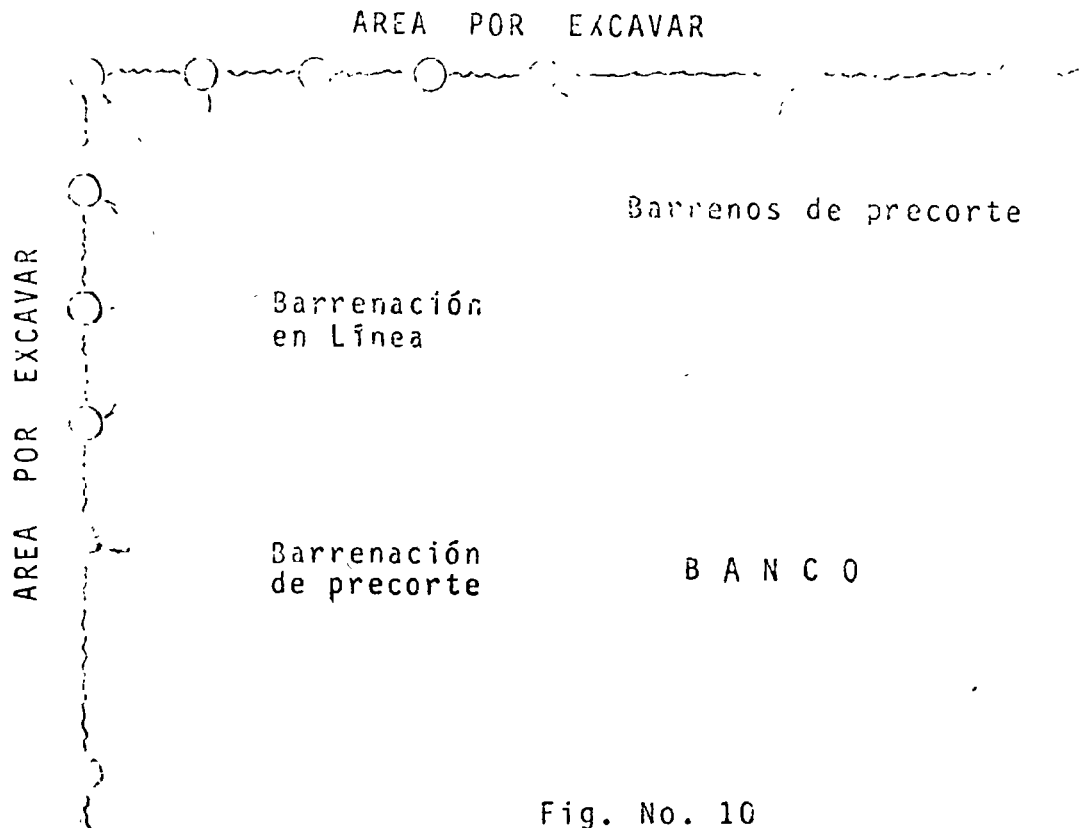


Fig. No. 10

Las capas superficiales de la formación por excavar, por lo general se encuentran más intemperizadas, en consecuencia el sobrerrompimiento en ellas es más que probable a menos que se tomen ciertas medidas para evitarlo. El usar barrenación en línea entre los barrenos de precorte para los primeros metros de la parte superior, produce buenos resultados en todos los tipos de formaciones. Este procedimiento se justifica y es bastante común en el primer banco pero no es necesario ni recomendable en los subsecuentes. Por lo general, se procura emplear barrenos de guía de pequeño diámetro para reducir los costos de barrenación.

En formaciones no consolidadas, débiles y suaves la barrenación

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

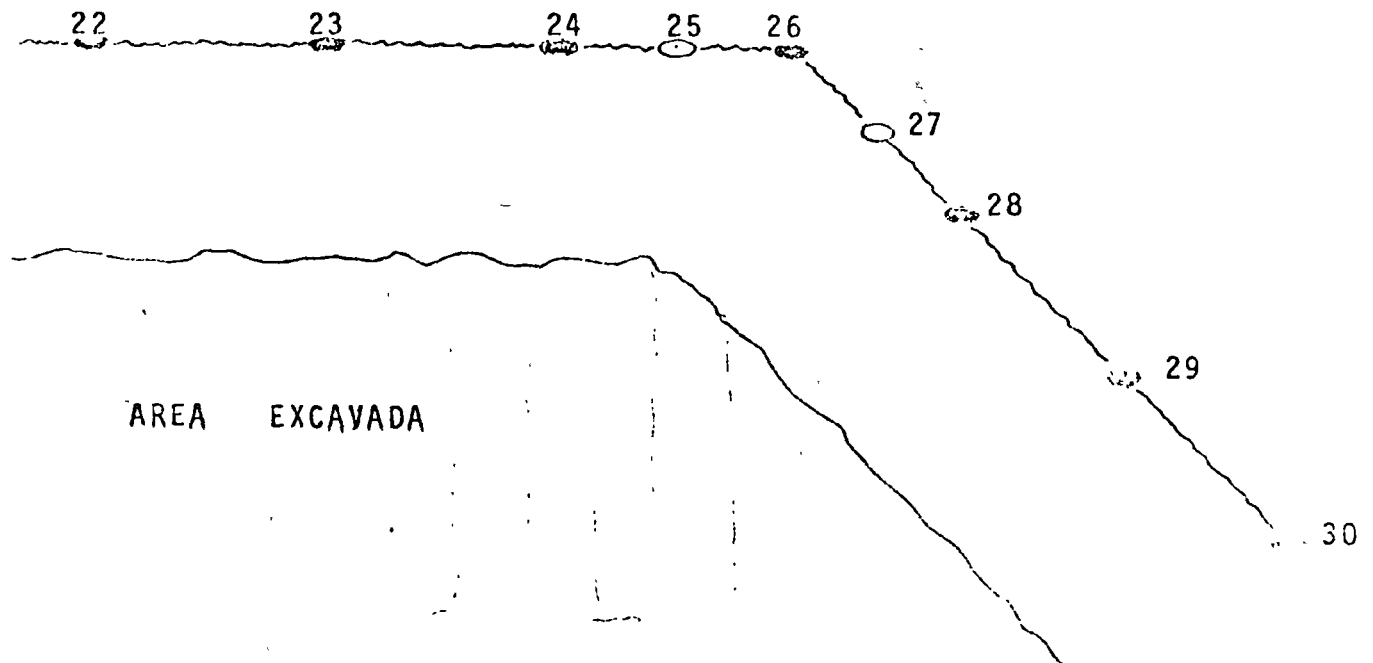
... ..

en línea entre barrenos de precorte puede variar en cuanto a su profundidad, pudiendo llegar en ocasiones a la totalidad de la misma, para promover el corte a lo largo del plano descado.

Se da el caso en que el precorte se efectúa adentro de la línea de excavación de proyecto. Acto seguido se realiza la voladura principal y después de la eliminación de la excavación primaria hasta el plano de precorte, el bordo restante se dispara -- utilizando técnicas de voladuras amortiguadas. Este procedimiento, aunque excesivamente caro, ofrece la máxima protección a la pared terminada, ya que la fractura del precorte tiende a reflejar las ondas de choque de la voladura principal. Asimismo, se obtendrá un conocimiento completo de la geología de la pared antes de retirar el bordo, lo cual permite efectuar ajustes en las cargas de explosivos a usar en los barrenos amortiguados, mejorando notablemente la calidad del corte final.

Cuando se necesite disparar con amortiguamiento en áreas curvas o esquinas, se requieren espaciamientos más pequeños que al disparar planos rectos.

Si se desea obtener un fracturamiento adecuado de la esquina de una excavación, en la que se emplee la técnica de voladuras -- amortiguadas, fig. No. 11 se debe hacer una verdadera combina--





1914



The first part of the curve is a horizontal line at y=1 for x from 1 to 4. This is followed by a curve that rises from (4, 1) to (6, 6). From x=6 to x=10, the curve is a horizontal line at y=6.

The second part of the curve is a horizontal line at y=1 for x from 1 to 4. This is followed by a curve that rises from (4, 1) to (6, 6). From x=6 to x=10, the curve is a horizontal line at y=6.

The third part of the curve is a horizontal line at y=1 for x from 1 to 4. This is followed by a curve that rises from (4, 1) to (6, 6). From x=6 to x=10, the curve is a horizontal line at y=6.

The fourth part of the curve is a horizontal line at y=1 for x from 1 to 4. This is followed by a curve that rises from (4, 1) to (6, 6). From x=6 to x=10, the curve is a horizontal line at y=6.



ción de las técnicas, precortando los barrenos del 23 al 29, usando como barrenos guía sin carga los números 25 y 27; y finalmente disparando amortiguadamente los restantes.

Si la esquina es inversa, fig. No. 12 la nariz puede conservar-



Fig. No. 12

se sin dificultad aplicando la misma combinación que en el precorte, es decir, usando barrenos de línea sin carga en las proximidades del vértice.

... ..
... ..
... ..

... ..



... ..

... ..
... ..
... ..

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

MANUAL PARA EL USO DE EXPLOSIVOS
Dupont

BLASTERS' HANDBOOK
Canadian Industries Limited

THE DRILLING OF ROCK
K. Mc Gregor; C. R. Books Ltd.

MANUAL ON ROCK BLASTING
K. H. Fraenkel; Atlas Copco

TECNICA MODERNA DE VOLADURAS DE ROCAS
U. Langefors y B. Kihlstrom

SWEDISH BLASTING TECHNIQUE
Rune Gustafsson

Ejemplares de las revistas:

- Engineering and Mining Journal
- The Explosives Engineer
- The Mines Magazine



THE UNITED STATES OF AMERICA
 DEPARTMENT OF JUSTICE
 FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION
 WASHINGTON, D. C. 20535

MEMORANDUM FOR THE DIRECTOR
 SUBJECT: [Illegible]

ON [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible]
 [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible]

[Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible]
 [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible]

[Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible]
 [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible]

[Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible]
 [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible]

[Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible]
 [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible] [Illegible]

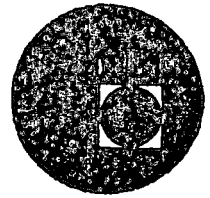
F B I



[Handwritten mark]



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



VOLADURAS DE BANCOS POR METODO

"OVERBURDEN"

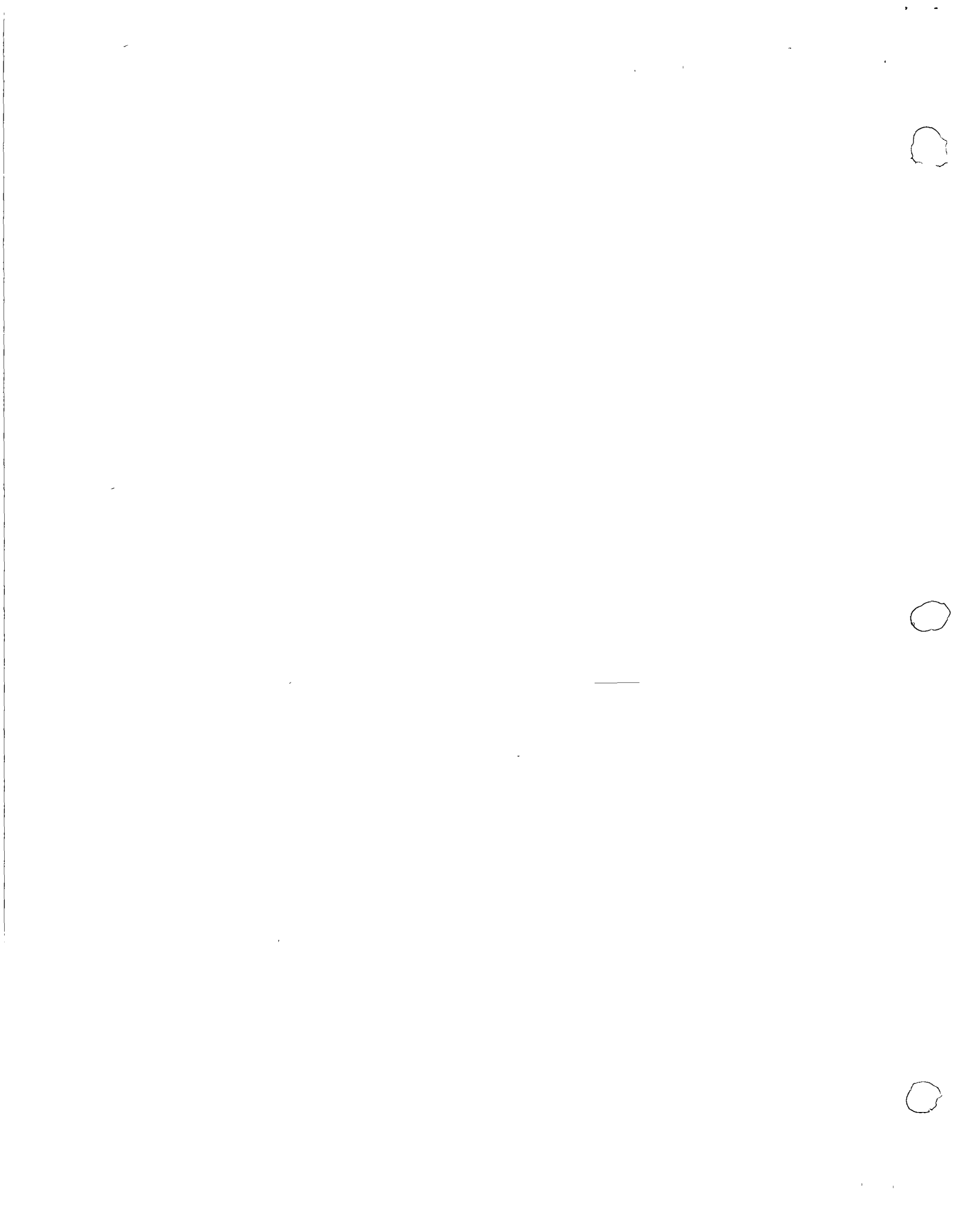
por

Ing. GABRIEL MOLINA E.L.

Ing. Civil de la Universidad Iberoamericana

Director de Educación Continua de la Sociedad
de Exalumnos de Ingeniería Civil de la
Universidad Iberoamericana.

México D.F., Junio 1976



VOLADURAS DE BANCOS POR METODO "OVERBURDEN"

1 - DESCRIPCION RESUMIDA

Este método se puede describir como:

El afloje, la carga y el acarreo de un material inerte de descapote (Overburden) formado por estratificaciones de rocas sedimentarias o metamórficas que se encuentra cubriendo un estrato de un material que sí es aprovechable, de tal manera que la eliminación del descapote se realice de la manera más económica y adecuada posible, aprovechando los planos de falla entre estratos para abatir el consumo de explosivos.

El afloje con los explosivos será tal que realice solamente un quebrantamiento de los estratos rocosos, sin que la tronada cause proyección del material fuera de su lecho natural para que permita que sobre su superficie se desplace el equipo de extracción y carga que por lo común es una Draga Caminante con cucharón que puede variar de 18 yd³ a 200 yd³, en función del espesor del overburden, y si se quiere o no eliminar el remanejo.

2 - DESCRIPCION DETALLADA

El empleo y las investigaciones de explosivos descubrieron algunas nuevas y prometedoras formas para barrenación y voladuras al estar explotando minas de carbón a cielo abierto que permitieron bajar los costos totales de producción.

En 1966, un superintendente de minas a cielo abierto del Medio Oeste de los E.U.A. hizo un descubrimiento acerca de las voladuras del material no aprovechable, o de descapote al experimentar con nuevos métodos de colocar el iniciador de lechada (slurry) el detonador auxiliar y la columna ANFO, (Nitrato) cargada en barrenos de diámetro grande lo que permitió aumentar su patrón de barrenación para extraer más material estéril mientras se reducían los costos de barrenación y de

de voladura. Lo que es más, se incrementó la producción de la draga debido a un mejor fracturado de la roca y los costos totales fueron más bajos que los anteriores.

A este tiempo, la única evidencia documentada sobre es los nuevos métodos eran las hojas de costos y reportes de producción. Varias observaciones de éstos y posteriores estudios vinieron como explicaciones para el aumento en eficiencia de voladuras.

Para algunos observadores la baja en las hojas de costos sería prueba suficiente. Pero la mayoría, sentía que una mejor comprensión de cómo trabajan los explosivos en ba rrenos grandes, les ayudaría con su problemas de descapote en especial.

Desde los primeros esfuerzos en los campos de carbón del Medio Oeste de los E.U.A., la compañía fabricante de explosivos ha hecho estudios extensos de una gran variedad de cobos detonadores auxiliares y de los métodos de cargar ANFO usados en barrenos de diámetro grande en las industrias mineras a cielo abierto del carbón. Simultáneamente, se reunió información de las aplicaciones de estos explosivos y agentes de voladuras en varias formaciones de descapote.

De estas investigaciones, --hechas en laboratorio y en los campos de carbón--, ha emergido un nuevo conjunto de prin cipios que gobiernan la conducta de los explosivos bajo condiciones específicas, y que se conocen como método overburden. De este conjunto han surgido las explicaciones y lineamientos de guía que todo encargado de la explotación necesita conocer y aplicar para obtener mejores resultados.

SACANDO EL MAYOR PROVECHO DEL ANFO

El objetivo básico de los estudios fue determinar las condiciones bajo las cuales ANFO se detona con su fuerza - máxima, efectividad y economía. Ya que ANFO representa la mayoría del costo de los explosivos en minería a cielo abierto, se siente que cualquier mejora substancial en la utilización de la energía explosiva de ANFO representa una reducción potencial en los costos de operación --ya sea bajando el costo-- del barrenado, de los explosivos, o mejor fragmentación para facilitar y hacer más productiva la excavación.

Uno de los descubrimientos claves del estudio fue la conclusión de que al paso de los años, los operadores gradualmente llegaban a más y más grandes diámetros de barrenación y a la vez sus métodos de iniciación se hacían menos y menos efectivos. En otras palabras, la práctica de cebadura usada exitosamente en barrenos medianos y pequeños no era igualmente efectiva para detonar ANFO a su fuerza máxima en barrenos de diámetro grande.

Esta conclusión es muy importante ya que es la base para los nuevos principios de cebadura y detonador auxiliar - para barrenos de diámetro grande.

Por medio del uso de una cámara ultra-rápida para fotografiar los patrones de detonación verificados por datos basados en medidas de velocidad en los barrenos, se llegó a la conclusión que para la eficiente detonación de ANFO se necesita cebos y detonadores auxiliares que tengan las siguientes características fundamentales:

- 1 - El diámetro del cebo debe ser casi igual al diámetro del barreno
- 2 - Tener una presión de detonación alta
- 3 - Tener una longitud adecuada
- 4 - Que se localicen los cebos en los estratos resistentes

Con unas pocas excepciones notables, muchas minas a cielo abierto con barrenos de más de 6" en diámetro aún siguen el método de cebado de barrenos pequeños y usan técnicas de colocación del cebo y del detonador auxiliar que no llenan sus necesidades. Como resultado, ellos no logran la máxima energía explosiva de la columna ANFO. Para entender las razones de esto, es necesario saber primeramente las propiedades y características de ANFO en sí mismo.

LAS VELOCIDADES DE ANFO

Los agentes explosivos de ANFO están sujetos a dos clases de velocidad de detonación: Velocidad inicial transitoria y velocidad fija definitiva. La velocidad inicial transitoria, es la primera como su nombre lo indica. Toma lugar en el barreno cerca del cebo o del detonador auxiliar, continúa por una distancia de 2 a 4 veces el diámetro del barreno.

La velocidad fija es la velocidad máxima que todo explosivo obtiene después de pasar por la velocidad inicial transitoria. La velocidad fija varía, para cada explosivo es diferente y depende de su composición, diámetro, confinamiento, densidad y otros factores en menor grado.

Por ejemplo: TABLA 1:

(Ver tabla 1 en hoja No. 5)

TABLA No. 1 --- Barreno de 10 5/8"

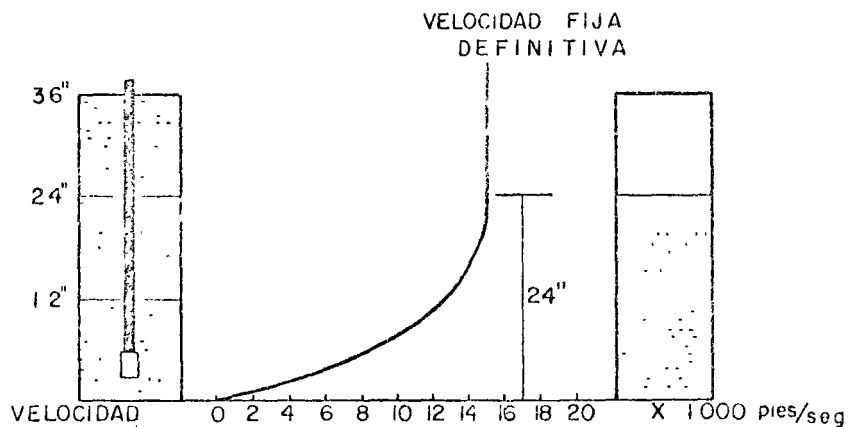
<u>Cebo o detonante Auxiliar</u>	<u>Peso</u>	<u>Altura des de el fondo del barreno</u>	<u>Velocidad Definitiva</u>
Detomex o similar	1	2 ft.	14,490 ft/seg 4,417 m/seg
ANFO aluminizado	25	3 ft.	14,710 " 4,484 "
Detomex	1	6 ft.	14,390 " 4,386 "
ANFO aluminizado	15	7 ft.	14,810 " 4,514 "
Detomex	1	10 ft.	14,800 " 4,511 "
ANFO aluminizado	30	10 ft.	14,600 " 4,450 "
Emulsión Aquaram	50	11 ft.	14,490 " 4,417 "
ANFO aluminizado	15	13 ft.	14,710 " 4,484 "
Emulsión Aquaram	25	13 ft.	15,040 " 4,584 "
Detomex	1	14 ft.	14,810 " 4,514 "
ANFO aluminizado	25	16 ft.	14,500 " 4,420 "
ANFO aluminizado	15	20 ft.	14,180 " 4,352 "
<u>PROMEDIO</u>			<u>14,600 ft/seg 4,450 m/seg</u>

muestra que la velocidad fija media del ANFO en un barreno de 10 5/8" es de aproximadamente 14,600 ft/seg o sea 4,450 m/seg como prueba la tabla, esta velocidad fija es independiente de dónde se toma la medida y qué producto es usado como iniciador, o el peso del iniciador o del detonador auxiliar. Todas las medidas, claro, se hicieron fuera del área de la velocidad inicial transitoria la cual es los primeros 2' de la columna del ANFO sobre del iniciador o del detonador auxiliar.

La tabla 1, prueba que el iniciador o el detonador auxiliar usado no tiene ningún efecto en la velocidad fija final del ANFO.

Las propiedades del iniciador definitivamente afectan la velocidad inicial transitoria. Por ejemplo, en exámenes hechos en barrenos de 3" de diámetro, buena práctica, el iniciador ha desarrollado velocidad inicial transitoria tan alta como 20,000 ft/seg, mientras que práctica pobre del iniciador ha conducido a reportar velocidades tan bajas como 2,000 ft/seg.

En el campo, medidas de velocidad extensivas de barrenos han mostrado que cuando una columna ANFO de diámetro -- grande es iniciada con un iniciador de rodete como el Detomex de 1 lb, la columna ANFO puede detonar a una velocidad inicial de baja energía por varios pies o más del pozo de sondeo antes de alcanzar una velocidad fija (fig. 1).



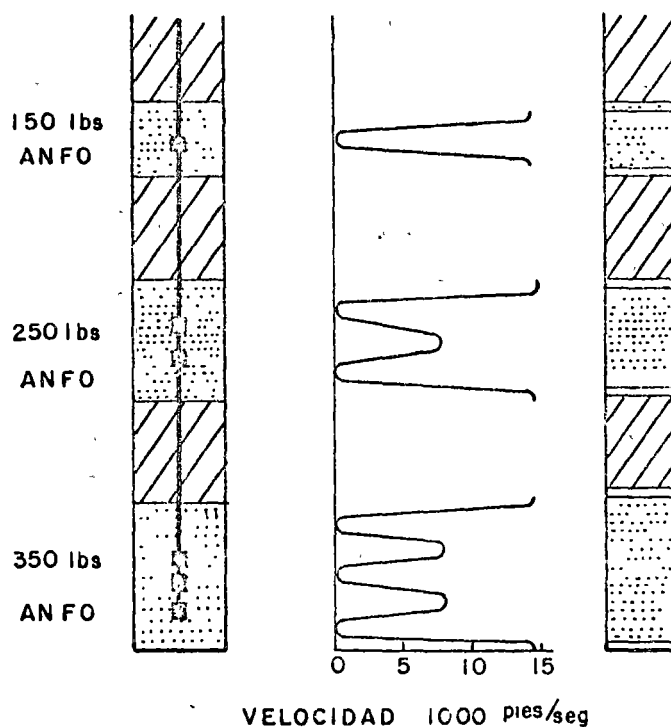
Manera de como un iniciador de rodete (tipo detomex), con un diámetro menor que el del barreno, tarda hasta 24" de columna para alcanzar la velocidad fija.

En la industria de carbón a cielo abierto es aún práctica común iniciar ANFO bajo condiciones que tienen como resultado velocidad transitoria baja. Esto se debe primariamente al uso casi universal del iniciador de rodete de 1 lb,

el cual es efectivo en barrenos de poco diámetro pero inefectivo en los barrenos de diámetro grande (6" o más) que prevalecen ahora.

Donde esto está sucediendo, los patrones de barrenación deben ser cerrados para asegurar que la roca está siendo suficientemente bien quebrada para una buena excavación y el uso de los separadores de arena se requiere frecuentemente para mantener un buen factor de potencia.

Un ejemplo típico de iniciación y refuerzo inefficientes en barrenos de diámetro grande se encuentra frecuentemente cuando los separadores de arena se usan para delimitar espacios inertes. En estos casos si se usan detonadores de rodete de 1 lb. para iniciar o re-iniciar la columna de explosivo abajo de los separadores de arena, o si varios detonadores están ensartados en el cordón del detonador arriba de la columna, se presenta una pérdida de energía explosiva del ANFO en cada lugar como muestra la figura 2.



Iniciación de un barreno típico por medio de cebos del

Ovviamente, esto provee una muy pobre iniciación de ANFO y resulta en una explosión de muy baja eficiencia.

GUÍAS PARA UNA MINERÍA ADECUADA

Un superintendente de minas a cielo abierto interesado en la reducción de costos a través de mejores voladuras, debe aplicar las siguientes guías al revisar sus presentes prácticas de cebado e iniciado auxiliar .

El diámetro del cebo debe ser ajustado al diámetro del barreno para que la cara completa de la columna ANFO quede expuesta a la onda de la detonación del cebo. Si el diámetro del cebo es menor que el diámetro de la columna ANFO, la onda de menor diámetro de la detonación empuja solamente una pequeña sección transversal del área de la columna ANFO. Consecuentemente, varios pies de iniciación ineficientes del ANFO aparecen en la columna antes que la onda de la detonación expanda a todo el diámetro de la columna. Solamente cuando la onda de detonación está llenando completamente el diámetro de la columna y está limitada por la pared del barreno, se alcanza la velocidad fija del ANFO.

CUANTO MAS ALTA ES LA PRESION DE DETONACION DEL CEBO O DEL DETONANTE AUXILIAR, MAS EFECTIVAMENTE SE INICIARA EL ANFO

Presión de detonación: --El producto de la velocidad de detonación y de la densidad de detonación-- es el máximo valor de fuerza compresiva generada por un explosivo detonable. Los explosivos comunes muestran amplia variedad de presiones de detonación.

TABLA 2

PRESIONES DE DETONACION DE ALGUNOS EXPLOSIVOS TÍPICOS

Explosivo	Presión de detonación
Iniciador de cartucho (Tipo Detomex)	240 kilobars
Dinamita Gelatina 75%	135 "
Emulsión de Nitrocarbonitrato	95 "
Dinamita Amoniaca 40%	40 "
Nitrato de Amonio	15 "

1 Kilobar = 1,033.41 Kg/cm²

1 Bar = 1.03341 Kg/cm²

Las investigaciones han mostrado que bajo condiciones prácticas de voladuras, un cebo o detonante auxiliar debe tener una presión de detonación de por lo menos 80 kilobars para explosivos de cartucho, (los cuales no llenan completamente el barrenos), y 50 kilobars para agentes de emulsión o "Slurry" que sí se expanden para llenar el barrenos.

EL CEBO O DETONANTE AUXILIAR DEBE ESTAR ACTUANDO SUFICIENTE TIEMPO PARA ASEGURAR SU PRESION MAXIMA DE DETONACION ANTES DE QUE SE CONSUMA.

Esta presión máxima se obtiene cuando el cebo alcanza su velocidad fija. Generalmente, la mayoría de los explosivos fuertes alcanzan su velocidad fija en una longitud igual al diámetro del cartucho. Los explosivos que alcanzan su velocidad fija rápidamente son de composición "B". Pentolite emulsiones, "Slurries" y la mayoría de las dinamitas. Este es

el grupo preferido para seleccionar cebos y detonantes auxiliares para iniciar ANFO.

Un estudio extenso de Atlas reveló que las emulsiones y lechadas son iniciadores eficientes del ANFO. Estos productos no son sensitivos a estopines y tienen que ser iniciados con un cebo. Aún un cebo pequeño es capaz de llevarlos a alta velocidad y muy rápidamente. Esta característica hace que las emulsiones y las lechadas sean convenientes como combinaciones de cebos y detonantes auxiliares para la iniciación del ANFO. En barrenos de gran tamaño, la combinación de un cebo pequeño y de una carga grande de emulsión o de lechada para iniciar el ANFO es más económica que usar un iniciador de rodete del mismo diámetro que el barreno. La técnica es llamada a veces como: "Cebo Mixto" o "Iniciador Mixto con Slurry"

Fig. 3

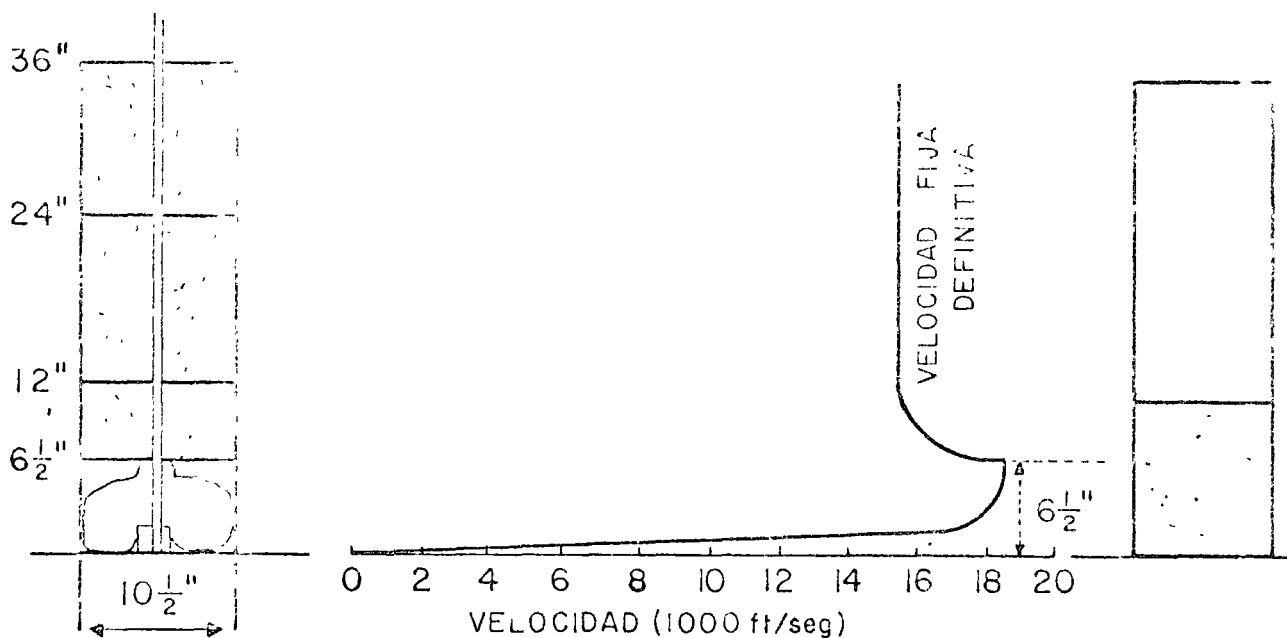


DIAGRAMA DE VELOCIDAD CON UN

Iniciador mixto, formado por un detonador tipo Detomex (Rodete), slurry y la columna de nitrato (ANFO)

COMO TRABAJA EL CEBADO COMBINADO

Los efectos recíprocos de diámetro, largo y presión de detonación pueden ser demostrados en mejor forma en barrenos de gran diámetro cargados con ANFO e iniciados con cebado combinado típico.

Un estopín o cordón detonante inicia un cebo pequeño, el cual a su vez, inicia la carga de emulsión o "Slurry" más grande que envuelve al cebo. Si el cebado combinado tiene las propiedades requeridas, después de la iniciación, un shock de ondas de velocidad muy alta y estable se forma dentro del diámetro y a lo largo.

Ya que el cebado combinado y la columna del ANFO llenan completamente el barreno, la onda de alta presión se transfiere uniformemente a toda la superficie del diámetro de la columna del ANFO.

EJEMPLO DE CALCULO DE UNA VOLADURA DE DESCAPOTE (Overburden)

Como ya expusimos anteriormente, la roca está formada geológicamente por sedimentación, frecuentemente presenta una estratificación horizontal. Para voladura de descapote en las que el piso propuesto es generalmente horizontal no se necesita en el fondo la misma fuerza de rotura que para una roca ordinaria, esto es de hecho un efecto un efecto geométrico que también se presenta en otra clase de rocas cuando las grietas en el fondo del banco hacen innecesaria una carga de fondo total. Si se trata de una gran grieta, puede necesitarse tan sólo la carga de columna, el factor de roca en sí mismo es casi el mismo que para una roca ordinaria y se puede tomar como $C=0.4$

En el caso de rocas sedimentarias se trata más de una cuestión de planos débiles de contacto que de la existencia de grietas, pero el efecto viene a ser el mismo y la concentración de carga en el fondo del barrenado es a veces intermedia entre la correspondiente a una carga de fondo y una carga de columna; esta última necesita cuando mucho una carga $l=0.4$ kg/m.

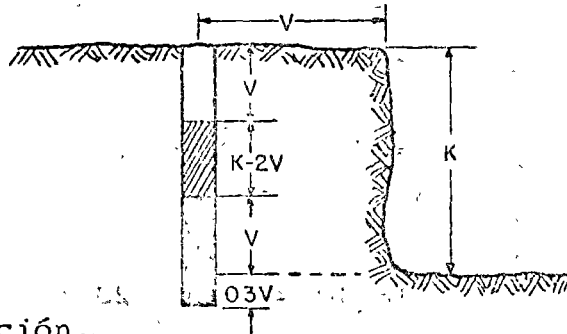
En rocas sedimentarias se necesita, generalmente, una carga que sea el 80% de la habitual, pudiéndose emplear para la de columna la misma concentración que para una roca normal. Estas cifras pueden considerarse como bastante usuales y emplearse siempre que se presenten las mismas condiciones geométricas. En las tablas 3.7, a) y b) se dan datos correspondientes a distintos diámetros de barrenos con una pendiente 2.1.

El grado de retacado $P=1.0$ kg/dm³. es bastante bajo y, para diámetros superiores a 100 mm (4" ϕ) cabe aumentarle hasta el 50% cuando se emplee para los cartuchos de dinamita grava una cañera neumática; pudiéndose también incrementar en la misma proporción al producto VE.

Los valores que para la piedra máxima de la tabla 3.1 pueden

-aplicarse a la 3.7 a) ya que el menor grado de retacado queda -
compensado por una mayor facilidad de rotura en el fondo, utili-
zándose estos valores de la tabla 3.1 cuando $E=1.25V$.

Si se prefiere una plantilla de perforación con los mismos
valores para el espaciamento y la línea de mínima resistencia,-
puede aumentarse ésta de tal forma que la superficie (y, por tan-
to, también el volúmen) por barreno permanezcan constantes. En
una plantilla cuadrada, la línea de mínima resistencia y el espa-
ciamiento tendrán entonces el mismo valor VEV .



Ejemplo de aplicación.

Se trata de la explotación de un banco descapote con una al-
tura de 15m. con una perforadora de 6" ϕ que piedra obtendremos
obtenemos en la tabla 3.1.

para $\phi = 6" = 152 \text{ mm}$; $V \text{ máx.} = 7 \text{ m}$ ó con $V = 0.04 \cdot d = 0.046 \times 152 = 6.99 \text{ m}$.

En perforaciones verticales, la piedra y el espaciamento --
deben ser un 5% menores con el mismo diámetro y carga de fondo, -
por lo que el volúmen de roca por barreno, que es proporcional a
 $V \times E$, se reduce, a causa de la mayor fijación el fondo, con un 10%
La mínima carga de columna, que no está influenciada por las con-
diciones del fondo, también se reduce en un 10%.

Veamos si se trata de un banco normal a banco bajo en banco
normal $K \geq 1.8V$

En banco bajo

$$K \leq 1.8V$$

Si $K = 15 \text{ m}$, entonces se trata de un banco normal ya que --

$$1.8 V = 1.8 \times 7 = 12.6 \text{ K.}$$

Consideramos $E = V$.

Tanto L como V se reducen en un 5% por perforación vertical.

$$V = 0.95 \times 7.00 = 6.7 \text{ m.}$$

Corrección de la piedra por desviación en la perforación.

La piedra práctica $V_p = V - 0.05 K = 6.7 - 0.05 \times 15 = 5.95 \text{ m.}$

Por otro lado $V_p = d$ (en pulgadas)

$$\therefore V_p = 6" \phi = 6 \text{ m.}$$

La carga de columna

$$l = 0.001 d^2 = 0.001 \times 152^2 = 23.1 \text{ kg/m.}$$

La carga de fondo se reduce en un 10%

Altura de la carga.

$$h = 1.3V = 1.3 \times 6.7 = 8.7 \text{ m.}$$

$$l = 23.1 \text{ kg/m.}$$

Carga de fondo.

$$Q_b = hl = 8.7 \times 23.1 = 200.97 \text{ kg.}$$

Reducción .

$$Q_b' = 200.97 \times 0.90 = 180.9 \text{ kg.}$$

Dado que se trata de una formación sedimentaria hay que reducir la carga de fondo de un 20%.

$$Q_b'' = 200.97 \times 0.80 = 160.78 \text{ kg.}$$

Altura de la carga de columna de $k-2V = 15 - 2 \times 6.7 = 1.60 \text{ m.}$

Con el factor de roca $C = 0.4$

$$l = 32.1 \times 0.4 = 9.24 \text{ kg/m.}$$

La carga de columna también se reduce en un 10%

$$Q_p = hxl = 1.60 \times 9.24 = 14.78 \text{ kg.}$$

La carga total de explosivo será:

$$Q_t = Q_b + Q_p = 160.78 + 14.78 = 175.56 \text{ kg.}$$

Entonces la carga específica es de:

$$q = \frac{Q_t}{V \times E \times K} = \frac{175.56}{6.7 \times 6.7 \times 15} = 0.26 \text{ kg/m}^3.$$

$$q = 0.26 \text{ kg/m}^3.$$

Carga con gelatinosa.

$$q_G = 0.28q = 0.28 \times 0.26 = 0.073 \text{ kg/m}^3.$$

$$q_G = 0.073 \text{ kg/m}^3.$$

Carga con nitrato de amonio

$$q_N = 0.72 \times q = 0.72 \times 0.26 = 0.187 \text{ kg/m}^3.$$

$$q = 0.187 \text{ kg/m}^3$$

RESUMEN :

ALTURA DEL BANCO = 15 mts.

ESPACIAMIENTO = PIEDRA = 6 mts.

PROFUNDIDAD DE PERFORACION = 16.8 mts. \doteq 17 mts.

ALTURA CARGA FONDO = 7.8 mts. = 8 mts.

ALTURA CARGA COLUMNA = 3 mts.

ALTURA DE RETAQUE = 6 mts.

CARGA ESPECIFICA = 0.26 kg/m³

CARGA ESP. GELATINA = 0.073 kg/m³

CARGA ESP. NIT. AM. = 0.187 kg/m³

VOLUMEN POR BARRENO = 540 m³

CARGA GELATINA POR BARRENO = 40 kg.

CARGA NITRATO POR BARRENO = 100 kg.

TIPO DE GEOMETRIA DE LA PLANTILLA =

" AL TRES BOLILLO "

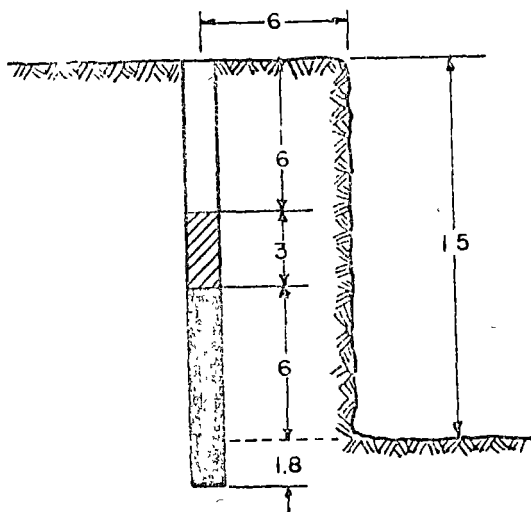


TABLA 3 1
*Perforaciones de banco y franco. Una libra de barrenos. Cargas de fondo y columna
 de piedra maxima. Potencia relativa del explosivo $s = 1,0$. Pendiente $2 1 / 3 1$ Grado
 de retacado $P = 1,27$ (atacador). Espaciamento $E = 1,25$ V Perforacion por debajo
 del nivel del piso $0,3$ V. La carga se extiende hasta una distancia V de la boca del taladro.*

Diametro del barreno d		Concentracion de la carga de fondo L		Concentracion de la carga de columna L_c		Piedra maxima V		Carga de fondo total Q	
cm	m	kg m	lbs ft	kg m	lbs ft	m	ft	kg	lbs
1,4		0,18	0,12	0,09	0,06	0,6	2,0	0,15	0,33
1,6		0,25	0,17	0,10	0,07	0,7	2,3	0,25	0,55
1,9	0,75	0,36	0,24	0,14	0,09	0,85	2,8	0,43	0,95
2		0,48	0,32	0,19	0,13	1,00	3,3	0,65	1,4
2,5	1	0,63	0,42	0,25	0,17	1,15	3,8	0,95	2,1
2,9		0,84	0,56	0,34	0,22	1,3	4,3	1,5	3,3
3,2		1,0	0,68	0,40	0,27	1,5	5,0	2,0	4,4
3,8	1,5	1,4	1,0	0,60	0,40	1,8	5,9	3,3	7,3
4,4		1,9	1,3	0,80	0,50	2,0	6,8	5,2	11
5,0	2	2,5	1,7	1,0	0,7	2,3	7,8	7,6	17
5,8		4,0	2,7	1,6	1,1	3,0	10	15	33
6,5	3	5,6	3,8	2,3	1,5	3,5	11,5	26	57
7,5		7,7	5,2	3,1	2,1	4,1	14,5	41	90
9,0	1	10,0	6,7	4	2,7	4,7	15,5	60	130
10,5	5	13,5	10,5	6	4	5,9	19,5	120	260
12,0	6	22,5	15	9	6	7,0	23	200	440
14,5	7	30	20	12	8	8,2	27	320	700
17,0	8	40	27	16	11	9,4	31	500	1100
20,5	9	50	34	20	13	10,6	35	700	1500
25,0	10	62	41	25	17	11,8	39	950	2100
30,0	12	90	60	36	24	14,0	46	1600	3500

TABLA 3 7

Voladura en roca con estratificación horizontal (se admite un 25 % más de roca por barrenos). Carga de fondo con goma 2 E-B ($s = 1,0$) y un grado de empaquetamiento $P = 1,0$ o con explosivos pulverulentos ($s = 0,9$) y $P = 1,1$. V_1 y E_1 piedra práctica y espaciamento.

a) Con $1,3 \sqrt{VE}$ de altura de la carga de fondo y una perforación bajo el piso igual a $0,3 \sqrt{VE}$.

Diámetro d		(VE) m ²	(V ₁ , E ₁)			Carga de fondo	
mm	in		K = 6	10 m ²	15 m	kg	m
36	1 ½	3,2	2,2	1,7	—	2,4	2,3
50	2	6,5	5,0	4,2	3,2	6,6	3,3
75	3	14,5	12	11	9,3	23	5,0
100	4	26,5	23	21	19	54	6,7
125	5	41	37	35	32	105	8,3
150	6	60	55	52	49	180	10
162	6 ½	70	65	62	58	230	11

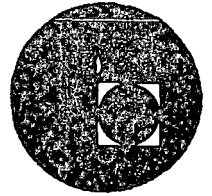
b) Con $0,8 \sqrt{VE}$ de altura de la carga de fondo y sin perforación bajo el piso.

Diámetro d		(VE) m ²	(V ₁ , E ₁)			Carga de fondo	
mm	in		K = 6	10 m ²	15 m	kg	m
36	1 ½	2,2	1,4	—	—	1,2	1,2
50	2	4,5	3,3	2,6	—	3,4	1,7
75	3	10	8,2	7,0	5,8	11,5	2,5
100	4	18	15	14	12	27	3,4
125	5	28	25	23	21	54	4,3
150	6	41	37	35	32	91	5,1
162	6 ½	48	44	41	38	115	5,5

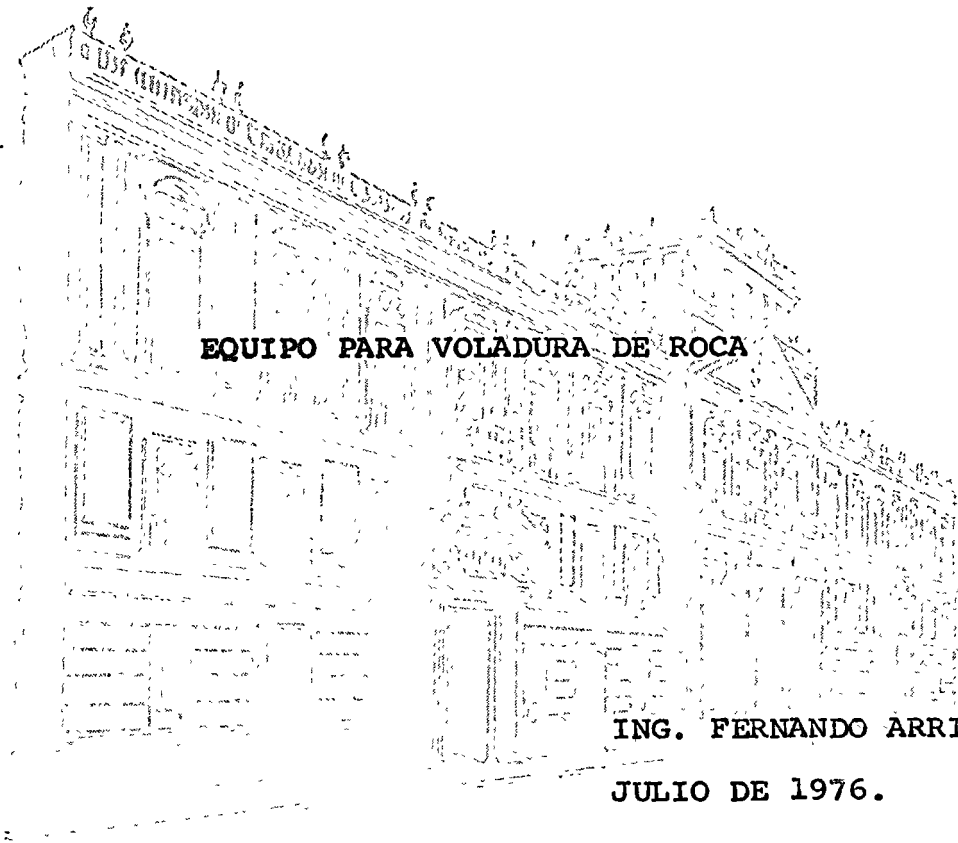




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



VOLADURA DE ROCAS



EQUIPO PARA VOLADURA DE ROCA

ING. FERNANDO ARRIOJA

JULIO DE 1976.

Q

Q

Q

EQUIPO PARA VOLADURAS DE ROCA

Como ustedes saben, voladura es el efecto de una explosión confinada.

La selección del explosivo depende de la naturaleza del terreno y de la fragmentación deseada; su distribución para la voladura, es decir, la repartición de las cargas dentro de la masa por remover es el factor principal para la economía de toda la operación y depende de muchos parámetros.

La forma más práctica desarrollada para la cámara de confinación de los explosivos es la cilíndrica, que se forma mediante barrenación, es decir, por la introducción de una herramienta rotatoria en la masa del material que se va a volar.

La sección uniforme y las paredes lisas obtenidas tienen evidentes ventajas para cargar el explosivo y controlar su posición.

La longitud y la orientación de los barrenos son gobernadas -- tanto por las características geométricas deseadas para la excavación como de la estratificación de las rocas.

El diámetro de perforación varía con la fragmentación que se desee, el tipo y la cantidad de los explosivos seleccionados.

En el momento, existen básicamente dos tipos de máquina para barrenación en uso común: rotatoria y de percusión.

La perforadora rotatoria trabaja fundamentalmente por abrasión aplicando una superficie más dura que la roca en fricción continua con ella. Puede utilizarse una broca con filos duros fijos, filos duros cambiantes o con intermedio de cuerpos granulares. Se debe proveer un par considerable de rotación a velocidad variable y una fuerza longitudinal grande. De la combinación juiciosa de ambos parámetros y de la elección del tipo apropiado de broca depende en gran parte la economía de la barrenación.

El par de rotación y la fuerza longitudinal se transmiten a la broca por una tubería que, además, conduce el fluido para arrastrar las cortaduras.

La máquina tiene una torre de guía con corredera motorizada reversible que proporciona el desplazamiento y la fuerza longitudinales. En la corredera se instala un cabezal giratorio que

aplica el par de rotación y a través del cual se alimenta - - agua o aire para el barrido.

La torre se monta en un bastidor donde se ligan la planta de fuerza, el compresor, las bombas, los elementos de control y los dispositivos para aumentar o quitar secciones de la tubería. Puede contar además, con aditamentos para posicionado y alineación, propulsión propia y supresores de polvo, si el barrido es neumático.

El accionamiento puede ser hidráulico, neumático o una combinación de ambos.

La perforadora rotatoria da avances rápidos y sus costos de operación son reducidos, pero el consumo de brocas se incrementa mucho con la abrasividad de la roca. Originalmente se aplicaba sólo en formaciones arcillosas y con rocas sedimentarias suaves, usando brocas de cola de pescado; pero la industria petrolera desarrolló la broca tricónica, que tiene -- filos duros cambiantes y permite atacar, no solamente por abrasión, sino por concentración de la fuerza longitudinal en los filos de la broca. Sin embargo, las cargas necesarias pueden llegar a una tonelada por cada cm. de diámetro del barreno, - lo que hace difícil la realización de la herramienta por lo - reducido del espacio para los baleros de los conos.

~~En diámetros pequeños se utilizan en la actualidad brocas con insertos de carburo de tungsteno; en forma de cruz, de cruz -- abierta con botones al centro o de botones, con las que se barrenan económicamente hasta calizas suaves.~~

En la explotación de canteras extensas y homogéneas, deben hacerse pruebas meticolosas con diversos equipos y brocas, antes de definir el método de barrenación.

En lugares remotos la selección de equipo puede hacerse tomando muestras y probándolas en laboratorio, pero en operaciones de construcción y en excavaciones subterráneas, donde el terreno puede variar considerablemente, la barrenación con máquina rotatoria tiene grandes probabilidades de resultar onerosa por el desgaste de brocas.

La perforadora de percusión, como su nombre lo indica, penetra en el material a base de golpes, golpes de cincel.

La broca constituye el extremo de ataque y tiene varios filos duros, cuya forma y distribución se diseñan para buscar el máximo rendimiento en ciertos materiales.

Los filos agudos son frágiles y se mellan fácilmente, por lo que es preferible una superficie plana y estrecha, para transmitir fuerzas concentradas que machacan la roca con esfuerzos de compresión, teniendo efectos cortantes solamente en los bordes del barreno o en formaciones irregulares.

De hecho, las brocas de botones utilizan esferas en lugar de - cinceles, logrando mejores efectos en rocas de dureza media y en materiales abrasivos, con la ventaja de no requerir reafilados frecuentes.

Hay muchas maneras de soportar la broca, de transmitirle los - golpes con intensidades y frecuencias diversas, de cambiar su posición para cada golpe, de guiarla, de soportar el conjunto, de barrer las cortaduras, etc. Por lo tanto, existe una gran variedad de máquinas perforadoras de percusión.

En la gran mayoría de las aplicaciones actuales se utiliza la energía del aire comprimido, aunque hay una tendencia cada vez mayor a complementarla con aceite a presión, en algunos casos, hasta para impulsar el martillo que golpea a la broca.

La perforadora más común es la llamada pistola o "jack hammer" en la que el martillo adquiere energía cinética por la acción del aire comprimido aplicado alternativamente a sus extremos, - en un cilindro.

Los primeros modelos tenían válvulas que constituían la parte más delicada de la perforadora; posteriormente se desarrollaron máquinas en las que el propio pistón hace las funciones de válvula.

La pistola se soporta manualmente, por lo que su peso y dimensiones se encuentran limitados. La rotación de la herramienta se logra ligando el mandril de sujeción de la barra de golpeo a una guía con estriado helicoidal; la guía gira durante la carrera de ataque, pero al retornar se ancla por medio de un - - trinquete, haciendo girar a la barra.

Este dispositivo de barra de rifle tiene la desventaja de no poder variar la velocidad de rotación, lo que sería deseable - para mejorar los avances de acuerdo con la consistencia de los materiales atacados.

Las pistolas pesan de 30 a 40 kg. y su cilindro tiene un diámetro entre 7 y 8 cm., se usan normalmente con aire a 6 bar, - consumiendo generalmente entre 4 y 5.5 m³ de aire libre por mi

nuto (140 a 195 PCM).

Pueden contar con alimentación de agua a través de la broca, para controlar el polvo, y barren las cortaduras interrumpiendo la barrenación y enviando toda la corriente de aire por dentro de la barra.

Sirven para barrenos verticales descendentes no muy profundos, requiriendo frecuentes cambios de barra, para mantener la máquina al alcance de un hombre.

Es difícil controlar las desviaciones de los barrenos largos, perdiéndose eficiencia en las voladuras.

El "stoper" o pistola de cielo, es básicamente la misma máquina, unida a un cilindro neumático cuyo desplazamiento es colineal con la barra. El vástago termina en un apoyo para roca y el operador puede controlar la fuerza aplicada para el avance de la barrenación.

Fundamentalmente se aplica a barrenos casi verticales de abajo hacia arriba, pesa unos 50 kg. y su carrera varía de 60 cm. a 1 m.

~~La pistola de pata es otra variante mucho más flexible.~~

La pata es un cilindro neumático de gran carrera, articulado al cuerpo de la perforadora y con un robusto vástago que soporta esfuerzos de flexión considerables. Con su ayuda, el operador puede atacar casi en cualquier dirección, siempre que conserve los ejes de los dos elementos en un plano vertical.

Regulando la válvula de alimentación del cilindro se provee un empuje cuya componente vertical compensa el peso del conjunto, dejando dar la presión de avance a la componente colineal con la perforadora.

La atención del operador debe concentrarse en conservar el alineamiento de la barra y la perforación.

Las limitaciones impuestas por la velocidad única de rotación de la barra de rifle se obvian con la instalación de un motor auxiliar, de rotación independiente, que provea velocidades variables, del reposo a la máxima deseable.

El inconveniente de tal solución es un incremento en dimensiones y peso, que la hacen impráctica para las herramientas operadas manualmente.

La pistola guiada mecánicamente o "drifter" se monta sobre la corredera de una guía recta y rígida, proporcionando el avance por mecanismos de tornillo o de cadena, accionados por un motor a velocidad máxima controlada; como dicha velocidad depende de la resistencia del material, varía con frecuencia, lo que hace conveniente que los motores sean hidráulicos o neumáticos, evitándose el uso de dispositivos adicionales para controlar las sobrecargas. Normalmente, los motores para la rotación independiente son del mismo tipo que los del avance.

A su vez, la guía debe apoyarse firmemente en cualquier dirección, lo que se logra fijándola en una silleta de movimiento universal, sujeta a un soporte fuerte, que puede ser una columna, una viga transversal o una viga inclinada en cantilever (brazo).

El brazo se articula en el apoyo, permitiéndole un desplazamiento angular vertical y una rotación horizontal, controladas por gatos.

Hay, además, brazos articulados y brazos telecópicos que aumentan la flexibilidad en el posicionado.

Para sostener el brazo se requiere una base firme y estable, constituida generalmente por un bastidor móvil, arrastrado o autopropulsado, sobre ruedas y carriles, llantas neumáticas u orugas.

Como en las perforadoras rotatorias, se aprovecha el bastidor para formar un carro que reúne a todos los elementos auxiliares. En las excavaciones subterráneas a estos carros se les denomina "jumbos" y, generalmente, se les dota de ruedas y carriles para su mejor alineamiento y control de las tolerancias de cruce con el equipo de rezaga.

Para barrenaciones a cielo abierto el carro se monta en orugas autopropulsadas y su diseño busca ligereza, flexibilidad de movimiento en pisos irregulares y en pendientes fuertes, con facilidades para posicionar la guía. Esta forma una verdadera torre con la mayor longitud posible, para ahorrar tiempo en los cambios de barra.

La versatilidad de las perforadoras modernas de percusión permite barrenar en cualquier tipo de formación con alta eficiencia. Los drifters se encuentran limitados en diámetro de barrenado y en profundidad de perforación.

Más allá de 80 m. la pérdida de energía en las barras reduce drásticamente el avance, la desviación de los barrenos se acentúa y el problema de barrido de las cortaduras se torna crítico. Además, el costo se incrementa con el consumo de barras, cuya vida útil disminuye al aumentar la concentración de esfuerzos.

Una desventaja común a todas las perforadoras neumáticas de superficie es el nivel de ruido, que produce un ambiente difícil para el operador.

La barrenación con perforadora neumática interna elimina muchas de las desventajas mencionadas.

La perforadora se suspende del extremo de una tubería semejante a la de las perforadoras rotatorias y la broca queda unida a su extremo inferior sin barra intermedia. Como consecuencia, la vida de la tubería es larga y el consumo de energía entre perforadora y broca es mínimo y, además, independiente de la profundidad de barrenación.

La desviación es mucho menor, por ser más rígida la suspensión y por no existir elemento que se flexione entre el martillo y la broca.

El consumo de aire para el barrido es menor por dos razones:

La sección anular de paso para las cortaduras es más reducida, obteniéndose la velocidad necesaria en la corriente con menor gasto.

Parte del aire necesario proviene del escape de la perforadora y es constante.

El ruido, una vez que los agujeros de escape entran al barreno, se reduce considerablemente, mejorando la condición ambiental.

El inconveniente principal reside en el riesgo de perder la perforadora en un barreno que se derrumbe o que se atasque con lodo. Si hay probabilidades fuertes de encontrar agua en cantidades suficientes para la formación de lodos pesados, no debe usarse este procedimiento.

La otra limitación de la perforadora interna es el diámetro mínimo del barreno, que en la actualidad es prácticamente de 10 cm.

El carro de soporte y la guía para las perforadoras internas - "down the hole" son semejantes a los de las rotatorias aunque las necesidades de empuje vertical y par de rotación son mucho menores. Además, el cabezal debe permitir la alimentación del aire comprimido.

La perforadora hidráulica de percusión es un concepto nuevo experimentado durante varios años y saliendo apenas al mercado de aplicación comercial.

En el momento es una máquina pesada, (220 kg.), con rotación independiente, que funciona con muy elevadas presiones de aceite (150 a 250 bar).

Maquinada con alta precisión, es una herramienta cara que ha probado dar rendimientos hasta 60% en exceso sobre los obtenidos con equipos convencionales.

Funciona sin válvulas, descubriendo y tapando pequeños puertos con el pistón, comprimiendo aceite en su cámara trasera y liberando la energía de compresión en la carrera de trabajo. Dicha carrera es muy corta y la frecuencia del ciclo llega hasta 150 golpes por segundo.

Produce cortaduras muy finas que se barren con agua.

El nivel de ruido es muy reducido, sobre todo en las vibraciones de baja frecuencia.

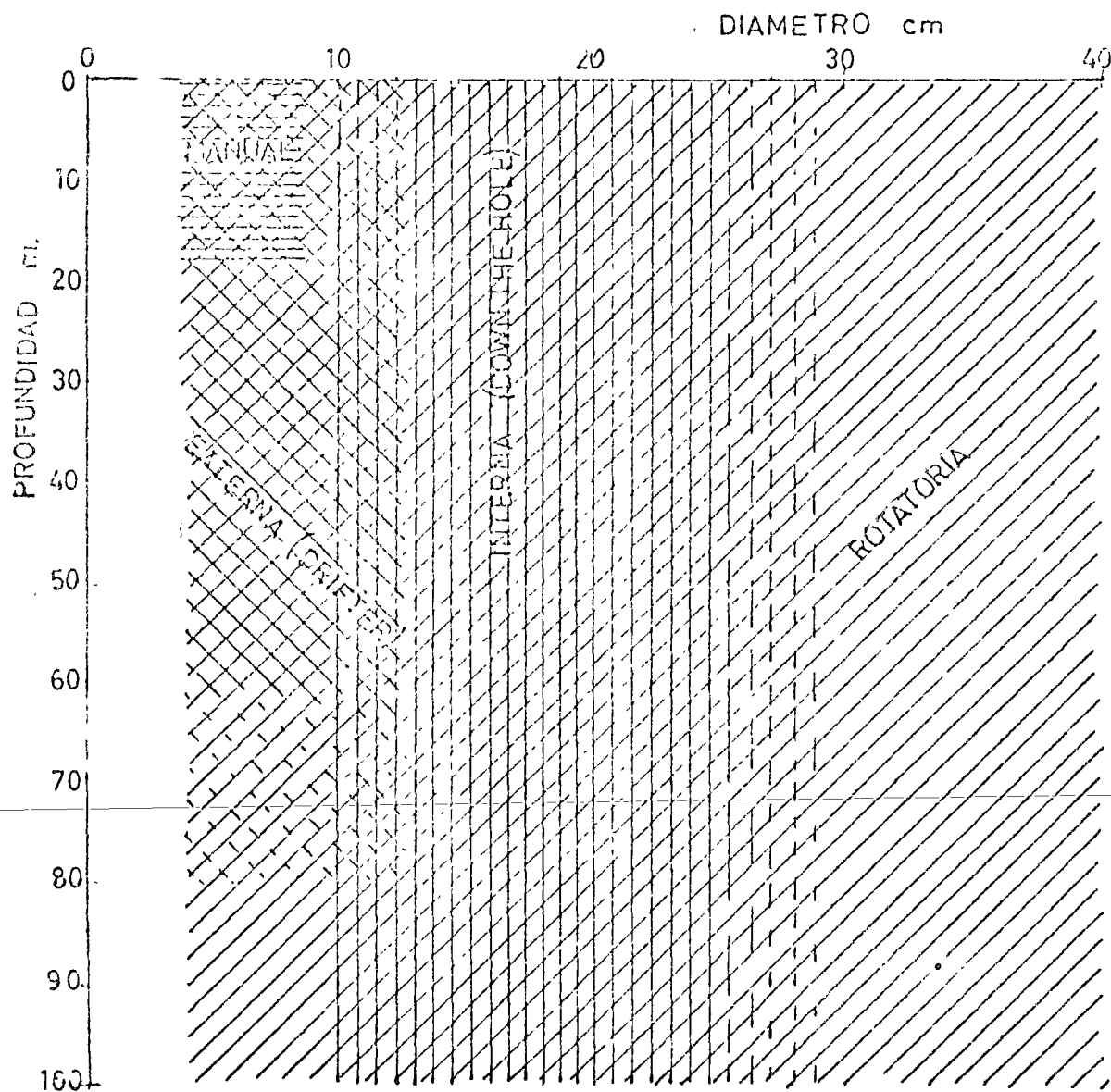
Con la supresión del aire comprimido desaparece la neblina, -- permitiendo mejor visibilidad del trabajo.

Los consumos específicos de brocas y acero de barrenación no se incrementan.

Finalmente, el rango de aplicación varía entre 4 y 10 cm de diámetro.

La gráfica muestra los límites normales para el uso de los diversos tipos de perforadora hasta 40 cm de diámetro y sin exceder de 100 m de profundidad.

RANGOS DE APLICACION DE LAS PERFORADORAS PARA RÓC.



La energía hidráulica se proporciona a las perforadoras con unidades de generación propias. Por lo general, bombas de desplazamiento positivo, de engranes, paletas o pistones, con válvulas limitadoras de presión y circuito de retorno.

La energía neumática, en cambio, es proporcionada externamente.

Por una parte, el aire por comprimir debe tomarse de donde no haya contaminación de polvo proveniente de la perforación. De no hacerse así, el mantenimiento de los filtros necesarios y la reducción de vida útil en los equipos encarecen la operación.

Además, en las excavaciones bajo tierra el espacio requerido por la planta de fuerza resulta más conveniente en el exterior donde puede disiparse con facilidad el calor generado por la compresión.

El compresor clásico, que es todavía muy popular, es el reciprocante, que efectúa la compresión en cámaras cilíndricas mediante pistones metálicos de movimiento rectilíneo alternativo, con amplias válvulas de admisión y de escape operadas por resortes.

Los pistones reciben su impulso del cigueñal, unido a un volante de inercia suficiente para regularizar el funcionamiento.

Por lo general, el aire se comprime en dos pasos, aprovechándose el conducto de un cilindro a otro para un cambiador de calor que enfríe un poco al aire de presión intermedia.

Para su funcionamiento requieren lubricación abundante y parte del aceite pasa al aire comprimido, pulverizándose y emulsionándose con el agua de condensación.

Los compresores rotatorios tienen mejores eficiencias, pero en las capacidades pequeñas su costo de fabricación y, en algunos casos, de mantenimiento, han impedido su popularización.

El tipo rotatorio de aspas tiene un rotor cilíndrico con dos, tres o cuatro aspas de celorón que deslizan dentro de ranuras radiales siguiendo el contorno de la cámara por acción centrífuga ayudada por resortes.

La cámara de compresión es de sección variable y con orificios de admisión y escape libres. El pequeño número de piezas móvi-

les hace simple el diseño, pero el sellado en las tapas extremas es difícil.

Requieren también una lubricación abundante y dos pasos de -- compresión.

El tipo rotatorio de tornillo es eficiente, pero su fabricación es costosa, pues requiere mucha precisión en sus maquinados y una tolerancia muy estrecha entre las dos partes que -- forman la cámara helicoidal de sección continuamente variable. Sin embargo, es una solución técnicamente interesante y la fabricación en series numerosas ha bajado el costo de producción. Pasa también una cantidad considerable de aceite lubricante, -- por lo que requiere separadores eficaces.

El compresor más eficiente que se ha construido, es el centrífugo, que puede tener numerosos pasos sucesivos y alcanzar -- presiones considerables.

Su construcción es del mismo tipo que la de las turbinas de -- aire o vapor y se ha desarrollado principalmente para presiones intermedias. Requiere velocidades elevadas y rotores muy bien balanceados, con maquinado de gran precisión. Es relativamente fácil cortar el paso de aceite al aire.

El alto costo de fabricación y la necesidad de una transmisión para multiplicar la velocidad de los motores usuales lo hace -- aplicable solamente en instalaciones fijas de gran duración.

La selección de las máquinas más adecuadas para preparar las voladuras en una aplicación particular debe hacerse por consideraciones económicas de toda la operación, en función del -- plazo para ejecutarla y de las disponibilidades de los diversos equipos.

Veamos un ejemplo.

Para ejecutar la cortina en Chicoasén es necesario extraer millones de toneladas de roca repartida entre unas cuatro pedreras, aprovechando las excavaciones para los canales de llamada del vertedor y de la obra de toma y del canal de salida -- del primero.

El material en todas las zonas cercanas es de índole semejante.

Los asesores de CFE recomendaron hacer pruebas de voladura para seleccionar el patrón de barrenación y el explosivo más adecuado, pero fijando una limitación entre 8 y 12 cm de diámetro para los barrenos. El proyecto de explotación de las pedreras dió una altura de 15 m para el banquito.

Se investigó el mercado, encontrándose que era posible obtener oportunamente perforadoras de cualquier índole, en cantidades suficientes para cumplir con el programa.

En vista de ello, se procedió a barrenar varias series de perforaciones, sistemáticamente, entre 9 y 11 cm de diámetro, profundidades de 15 y 25 m, a una inclinación de 15° con la vertical.

Se utilizaron máquinas rotatorias, de percusión externa y de percusión interna; controlándose con cuidado los consumos, las presiones de trabajo, las necesidades de operación y los tiempos parciales de cada ciclo. Se hicieron pruebas con diversos tipos de broca.

Haciendo una tabulación de los resultados, calculando los costos por amortización para cada equipo, estimando los gastos de mantenimiento, determinando el importe de los consumos y de la operación, se llegó a las conclusiones siguientes:

La barrenación con máquina rotatoria en ese material es definitivamente más cara, debido al consumo de brocas.

El costo por metro de barrenación de 11 cm con perforadora de percusión interna (down the hole) es muy semejante al de la barrenación de 8 y 9 cm con drifter, aunque el ritmo de avance es un 20% menor.

El carro debe ser fuerte, sobre orugas, con brazo corto y rotación horizontal, pero sin extensión (la mayoría de los barrenos se darán en terreno nivelado).

Es económicamente conveniente el aditamento auxiliar para el cambio de barras y se considera indispensable el supresor de polvo. También se justifica el aditamento óptico de alineación.

La presión máxima de trabajo debe ser de 10 bar. El compresor más favorable es el de tornillo.

Es el objetivo de otro estudio determinar la conveniencia de establecer un banco central fijo de compresores estacionarios, con tuberías de alimentación a los diversos bancos, contra el uso de un compresor portátil acompañando a cada equipo de perforación.

Comparemos ahora el problema que presentan las voladuras bajo tierra.

Si el trabajo es de poco volumen o muy variable en sección de ataque o en material, la solución racional es utilizar perforadoras de pata y andamios provisionales donde hagan falta.

Siempre que la geometría de la excavación lo permita, el barqueo vertical debe considerarse.

Cuando las secciones son grandes, pero variables, debe pensarse en drifters montados en jumbos universales de uno, dos o tres brazos, autopropulsados, que dan una gran flexibilidad a la barrenación.

En cambio, si se requieren centenares de ciclos iguales, es conveniente construir un carro estudiado especialmente para el problema y que contenga nada más los elementos auxiliares necesarios para acortar todo lo posible el tiempo de ciclo. Sus movimientos de colocación en la frente y su posicionamiento durante la voladura y la rezaga deben analizarse meticulosamente.

Por lo que respecta al equipo para cargar los productos de la voladura, la consideración fundamental es que debe ser proporcionado tanto al equipo de acarreo, como a la fragmentación del material.

El cargador de mayor producción en el exterior es la pala mecánica, pero para resultar competitiva requiere bancos de gran volumen.

El cargador frontal da mucho más flexibilidad a la operación de carga. Sobre orugas, si el mantenimiento del piso en el banco resulta oneroso. Sobre ruedas, si la roca no es muy abrasiva o cuando los acarreos son suficientemente cortos para realizarlos económicamente con el propio cargador.

En las excavaciones subterráneas, donde los espacios son reducidos, las máquinas rezagadoras de carga frontal y descarga trasera resultan mucho más eficaces que cualquier equipo competitivo.

VOLADURA DE ROCAS

Explotación de Bancos de Roca para Caminos

Ing. Rafael Reyes Cortés
Ing. Rafael Valladares Arrieta



THE COURT REPORTER
AND THE SECRETARY



THE COURT REPORTER
AND THE SECRETARY

THE COURT REPORTER
AND THE SECRETARY



EE

EXPLOTACION DE BANCOS DE ROCA PARA CAMINOS.

Dentro de la gran variedad de casos que se pueden presentar sobre el tema, vamos a poner ejemplos reales de trabajo que hemos ejecutado en contratos de "COCONAL", S. A., para después hacer un análisis-teórico de costos.

EJEMPLO 1).-

Explotación del banco de roca denominado "LAS CORONELAS" en el Municipio de PEDRO ESCOBEDO, QRO. Para triturar material y utilizarlo para Sub-Base y Base hidráulica en el tramo de la Mansión a La Griega de la autopista San Juan del Rio Queretaro.

Este trabajo se llevó a cabo en el año de 1967.

Características del Banco :

Cerro plano, con poca vegetación, cactus y con despalme de tierra y peñascos pequeños de 30 cms. de espesor medio. Una vez despalmado el banco, que era un conglomerado granítico, se procedió a su barrenación. Se necesitaban para la Sub-base y Base 100,000 mts³, se planeó hacerlos en dos etapas de 50,000 m³.

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..

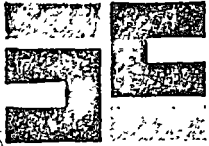
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..

... ..
... ..
... ..
... ..

... ..



1a. ETAPA :

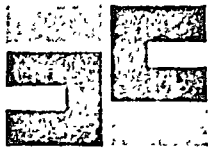
Volumen necesario	50,000 M3
Abundamiento de banco a material triturado almacenado	25 %
Volumen de banco compacto necesario	40,000 M3
Consumo medio de explosivos proyectado	0.400 Kg/M3
Explosivos necesarios	16,000 Kgs.
Diametro de los barrenos	3" = 7.6Cms'
Capacidad de carga (1 Kg/lit) por metro lineal de cuele	5.00 Kgs/M.
Cuele de carga necesario :	
70% = 16,000/5 =	3,200 Mts.
Cuele de retaque :	
30% = 3,200 x 0.3/0.7 =	1,400 Mts.
Cuele vivo total	4,600 Mts.
Relación de volumen a cuele	
40,000/4,600 =	8.70 M3/MI.

Tiempo disponible para tronar, rezagar, cargar, triturar y almacenar, - tres meses . Se optó por un Track Drill Chicago Pneumatic con compresor Joy de 600 P.c.m.

1. 1947
 2. 1948
 3. 1949
 4. 1950
 5. 1951
 6. 1952
 7. 1953
 8. 1954
 9. 1955
 10. 1956
 11. 1957
 12. 1958
 13. 1959
 14. 1960
 15. 1961
 16. 1962
 17. 1963
 18. 1964
 19. 1965
 20. 1966
 21. 1967
 22. 1968
 23. 1969
 24. 1970
 25. 1971
 26. 1972
 27. 1973
 28. 1974
 29. 1975
 30. 1976
 31. 1977
 32. 1978
 33. 1979
 34. 1980
 35. 1981
 36. 1982
 37. 1983
 38. 1984
 39. 1985
 40. 1986
 41. 1987
 42. 1988
 43. 1989
 44. 1990
 45. 1991
 46. 1992
 47. 1993
 48. 1994
 49. 1995
 50. 1996
 51. 1997
 52. 1998
 53. 1999
 54. 2000
 55. 2001
 56. 2002
 57. 2003
 58. 2004
 59. 2005
 60. 2006
 61. 2007
 62. 2008
 63. 2009
 64. 2010
 65. 2011
 66. 2012
 67. 2013
 68. 2014
 69. 2015
 70. 2016
 71. 2017
 72. 2018
 73. 2019
 74. 2020
 75. 2021
 76. 2022
 77. 2023
 78. 2024
 79. 2025
 80. 2026
 81. 2027
 82. 2028
 83. 2029
 84. 2030
 85. 2031
 86. 2032
 87. 2033
 88. 2034
 89. 2035
 90. 2036
 91. 2037
 92. 2038
 93. 2039
 94. 2040
 95. 2041
 96. 2042
 97. 2043
 98. 2044
 99. 2045
 100. 2046
 101. 2047
 102. 2048
 103. 2049
 104. 2050
 105. 2051
 106. 2052
 107. 2053
 108. 2054
 109. 2055
 110. 2056
 111. 2057
 112. 2058
 113. 2059
 114. 2060
 115. 2061
 116. 2062
 117. 2063
 118. 2064
 119. 2065
 120. 2066
 121. 2067
 122. 2068
 123. 2069
 124. 2070
 125. 2071
 126. 2072
 127. 2073
 128. 2074
 129. 2075
 130. 2076
 131. 2077
 132. 2078
 133. 2079
 134. 2080
 135. 2081
 136. 2082
 137. 2083
 138. 2084
 139. 2085
 140. 2086
 141. 2087
 142. 2088
 143. 2089
 144. 2090
 145. 2091
 146. 2092
 147. 2093
 148. 2094
 149. 2095
 150. 2096
 151. 2097
 152. 2098
 153. 2099
 154. 2100

1. 1947
 2. 1948
 3. 1949
 4. 1950
 5. 1951
 6. 1952
 7. 1953
 8. 1954
 9. 1955
 10. 1956
 11. 1957
 12. 1958
 13. 1959
 14. 1960
 15. 1961
 16. 1962
 17. 1963
 18. 1964
 19. 1965
 20. 1966
 21. 1967
 22. 1968
 23. 1969
 24. 1970
 25. 1971
 26. 1972
 27. 1973
 28. 1974
 29. 1975
 30. 1976
 31. 1977
 32. 1978
 33. 1979
 34. 1980
 35. 1981
 36. 1982
 37. 1983
 38. 1984
 39. 1985
 40. 1986
 41. 1987
 42. 1988
 43. 1989
 44. 1990
 45. 1991
 46. 1992
 47. 1993
 48. 1994
 49. 1995
 50. 1996
 51. 1997
 52. 1998
 53. 1999
 54. 2000
 55. 2001
 56. 2002
 57. 2003
 58. 2004
 59. 2005
 60. 2006
 61. 2007
 62. 2008
 63. 2009
 64. 2010
 65. 2011
 66. 2012
 67. 2013
 68. 2014
 69. 2015
 70. 2016
 71. 2017
 72. 2018
 73. 2019
 74. 2020
 75. 2021
 76. 2022
 77. 2023
 78. 2024
 79. 2025
 80. 2026
 81. 2027
 82. 2028
 83. 2029
 84. 2030
 85. 2031
 86. 2032
 87. 2033
 88. 2034
 89. 2035
 90. 2036
 91. 2037
 92. 2038
 93. 2039
 94. 2040
 95. 2041
 96. 2042
 97. 2043
 98. 2044
 99. 2045
 100. 2046
 101. 2047
 102. 2048
 103. 2049
 104. 2050
 105. 2051
 106. 2052
 107. 2053
 108. 2054
 109. 2055
 110. 2056
 111. 2057
 112. 2058
 113. 2059
 114. 2060
 115. 2061
 116. 2062
 117. 2063
 118. 2064
 119. 2065
 120. 2066
 121. 2067
 122. 2068
 123. 2069
 124. 2070
 125. 2071
 126. 2072
 127. 2073
 128. 2074
 129. 2075
 130. 2076
 131. 2077
 132. 2078
 133. 2079
 134. 2080
 135. 2081
 136. 2082
 137. 2083
 138. 2084
 139. 2085
 140. 2086
 141. 2087
 142. 2088
 143. 2089
 144. 2090
 145. 2091
 146. 2092
 147. 2093
 148. 2094
 149. 2095
 150. 2096
 151. 2097
 152. 2098
 153. 2099
 154. 2100

1947



Rendimiento medio de la perforadora por turno 80 Mts., turno necesarios $4,600/80 = 57 \frac{1}{2}$. Se trabajarán 2 turnos, fuerón 29 días hábiles 6 - - sea 1 mes 4 días de trabajo.

PROYECTO DE LA BARRENACION :

Por las condiciones topograficas, que fuerón favorables al trabajo, - se escogió un frente de ataque de 120 Mts. de largo, 30 de ancho y una altura medio de 15 Mts., está nos da un volúmen de $54,000 \text{ Mts.}^3$ más - de los 40,000 M3 necesarios. Se dió a cada barreno una longitud de - 16 Mts., un metro más de lo necesario para evitar "patas", y se perfora - ron en forma vertical, pues siendo conglomerado disgregable no hubó el - problema de las "patas" que se presentan en los materiales duros y que - apraecen en un plano perpendicular a la barrenación, lo cual se evita - dando inclinación a los barrenos, pues así no se acumulan las "patas", - - pero está significa mayor longitud de perforación.

BARRENOS NECESARIOS :

$$\frac{4,600 \text{ M.}}{16 \text{ M.}} = 290 \text{ Barrenos.}$$

$$\text{Area de banco } 100 \times 25 = 2,500 \text{ M}^2$$

$$\text{Area por barreno } 2,500/290 = 8.60 \text{ M}^2$$

Igual a la relación volumen/cuele calculada.

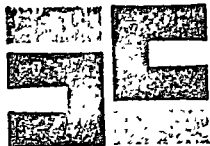
... ..
... ..
... ..

PROVISIONS OF THE BILL

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

THE BILL

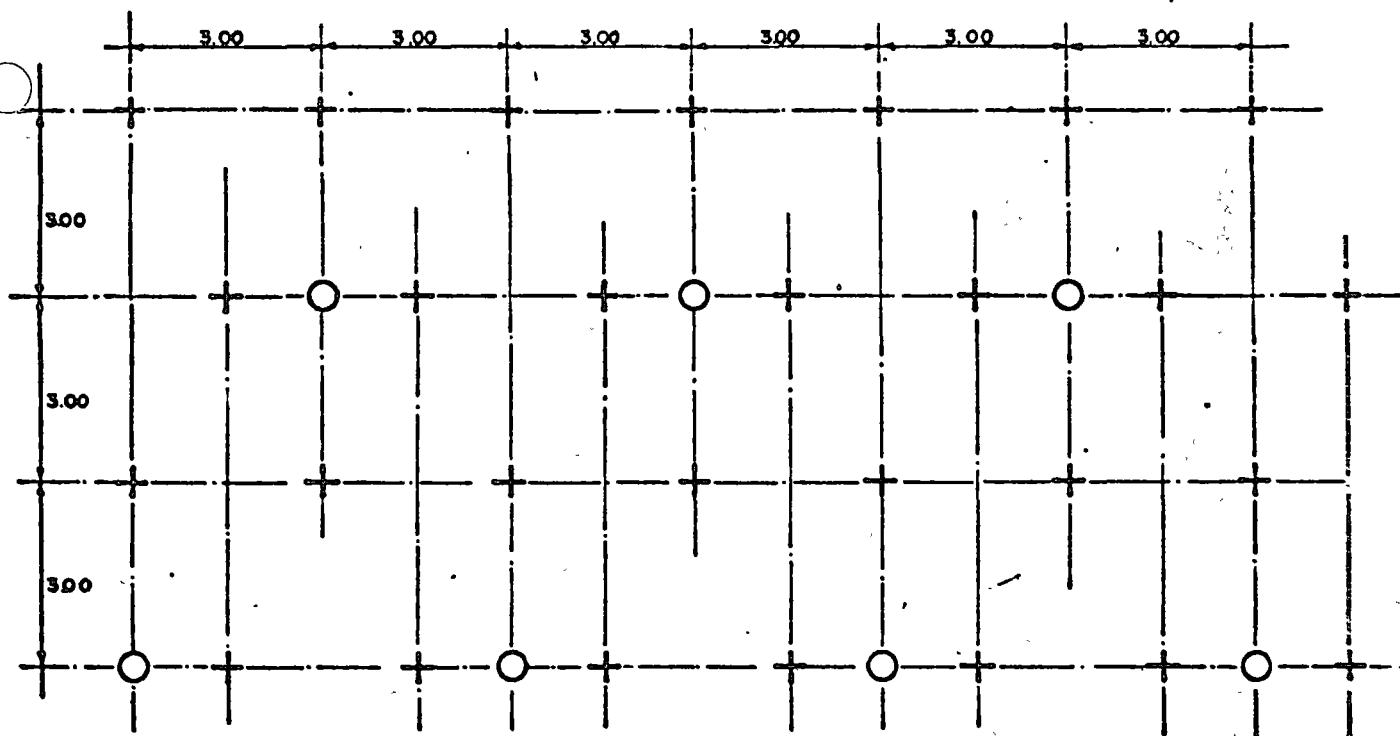
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..



..... 4

Esto nos llevó a proyectar una separación de 3.0 m. x 3.0 -
mts. al "Tres Bolillo"

CROQUIS DE LA BARRENACION :



10000

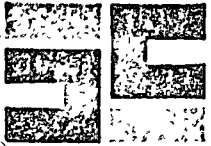


Handwritten text, possibly a title or header, located in the upper middle section of the page.

Handwritten text, possibly a date or reference number, located below the main title.

Handwritten text, possibly a subtitle or section header, located in the middle of the page.





Los barrenos "muertos", que no se cargán, se dieron en una primera serie de 10 líneas, después se suprimieron y se vió que no eran necesarios dada la clase de material por lo que se suprimieron.

Se acostumbra que los barrenos "muertos" vayan al doble de separación ó que el cuele "muerto" sea del 25% del cuele vivo total. También se les llama barrenos quemados.
CALCULO DE CARGA :

$$16,000 \text{ Kg}/290 \text{ Barrenos} = 55 \text{ Kg/barrero.}$$

$$3 \times 3 \times 16 = 144 \text{ m}^3 \times 0.4 = 57 \text{ Kg/barreno.}$$

Se colocó el 30% de fondo y el 70% restante se distribuyó en el resto del barreno, dejando 1.5 m. sin cargar en la parte superior (taco).

Se uso dinamita extra 40% en una proporción de 30% de dinamita y 70% de nitrato de amonio, de la marca "MEXAMON".

Se dieron series de 3 líneas a todo lo ancho, usando cordón detonante "PRIMACORD" y retardadores milisegundos. En las siguientes tronadas se usarón estopines electricos milisegundos procurando poner en cada barreno "lumbres" acada 3 mts. ó sea cargas de 1 1/1 cartuchos de dinámita para asegurar la explosión del nitrato en todo el carril.

... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..

... ..
... ..

... ..
... ..

... ..
... ..

... ..
... ..

... ..

... ..
... ..



EE

..... # 6

En los dos casos las tronadas fueron buenas, pero es más económico el uso de estopines que el del "PRIMACORD".

Es recomendación práctica poner en el fondo de los barrenos, como espoleta ó carga explosiva el 80% del 30% de la carga total ó sea de la dinamita y el 20% de dinamita restante usarlo para las cargas intermedias ó "lumbres".

Hemos hablado de una experiencia en banco para producir agregados. Queremos hablar ahora, en terminos generales de como se atacaron algunos cortes en la "Cuesta China", del mismo tramo de supercarretera a Queretaro.

Hubo dos casos diferentes en cortes de igual altura que no se pudieron sacar con Ripper de Tractor D-8 y se tuvieron que dinamitar.

En un caso el corte fué en Tezontle espumoso y rojo, en la parte superior y basalto obscuro muy duro en la parte interior. La altura media del corte fué de 20 mts. y se barrenaron con Track Drill y barrenos de 3".

En el otro caso el corte, semejante, fué en basalto fracturado, color claro y menos duro.

..... #

El presente informe tiene por objeto informar a la Junta de Gobierno de la Empresa de las actividades realizadas durante el periodo comprendido entre el 1 de enero de 1977 y el 31 de diciembre de 1977.

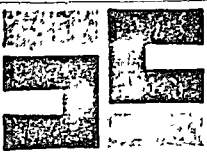
En primer lugar, se debe mencionar que durante el presente ejercicio se ha mantenido la actividad normal de la Empresa, cumpliendo con los objetivos establecidos en el Plan de Negocios para el año 1977. En consecuencia, se ha alcanzado el nivel de producción previsto, así como el nivel de ventas y de ingresos.

En segundo lugar, se debe mencionar que durante el presente ejercicio se ha mantenido el nivel de inversión previsto en el Plan de Negocios para el año 1977. En consecuencia, se ha alcanzado el nivel de inversión previsto, así como el nivel de gastos.

En tercer lugar, se debe mencionar que durante el presente ejercicio se ha mantenido el nivel de liquidez previsto en el Plan de Negocios para el año 1977. En consecuencia, se ha alcanzado el nivel de liquidez previsto, así como el nivel de recursos.

En cuarto lugar, se debe mencionar que durante el presente ejercicio se ha mantenido el nivel de rentabilidad previsto en el Plan de Negocios para el año 1977. En consecuencia, se ha alcanzado el nivel de rentabilidad previsto, así como el nivel de beneficios.

En quinto lugar, se debe mencionar que durante el presente ejercicio se ha mantenido el nivel de satisfacción de los clientes previsto en el Plan de Negocios para el año 1977. En consecuencia, se ha alcanzado el nivel de satisfacción de los clientes previsto, así como el nivel de ventas.



En el primer caso fué necesario usar "PRIMACORD" para asegurar que las tronadas salieran bien . En el segundo caso se usarón - estopínes milisegundos.

Las experiencias obtenidas y mencionadas, que se pueden decir son una manera práctica de calcular una barrenación y su carga, - se comprueban con la siguiente tabla para un diámetro de barrenación de 3" = 75 cms. en que aparece en la Pagina No. 69 del SWDISH - BLASTIN TECHNIQUE, edición 1973 por Rune Gustafsson, que trae métodos prácticos y actualizados.

Se puede ver que se comprueba todo lo dicho en la siguiente tabla, si los resultados difieren algo es porque en la tabla se considera una inclinación del barreno de 3 : 1

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

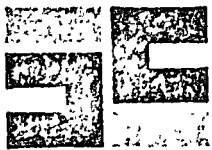
Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

Small handwritten mark or signature at the bottom left of the page.

TABLA DE BARRENACION Y CARGA PARA PERFORACION DE 3" (75 mm) CON INCLINACION DE BARRENOS 3:1

ALTURA DE BANCO	C U E L E	MAXIMA SEPARACION FRONTAL	SEPARACION FRONTAL PRACTICA	SEPARACION ENTRE BARRENOS	CARGA DE FONDO	CARGA DE CARRIL		CARGA TOTAL	CONSUMO DE EXPLOSIVOS
						Qp Kg	Qpk Kg / m		
K m	H m	Vmax. m	Vi m	Ei m	Qb Kg	Qp Kg	Qpk Kg / m	Qt Kg	q KG / M3
4	4.8	2.00	1.80	2.25	5.20	2.60	1.20	7.80	0.43
5	6.0	2.50	2.20	2.75	7.80	5.60	2.00	13.40	0.44
6	7.2	3.00	2.60	3.25	15.30	4.70	2.60	20.00	0.39
7	8.5	3.37	3.00	3.75	24.60	2.10	2.80	26.70	0.34
8	9.6	3.37	3.00	3.75	24.60	6.20	2.80	30.80	0.34
9	10.6	3.37	3.00	3.75	24.60	9.00	2.80	33.60	0.33
10	11.7	3.37	2.95	3.70	24.60	12.20	2.80	36.80	0.34
11	12.7	3.37	2.90	3.60	24.60	15.10	2.80	39.70	0.35
13	14.8	3.37	2.85	3.55	24.60	21.10	2.80	45.70	0.35
14	15.9	3.37	2.80	3.50	24.60	24.40	2.80	49.00	0.36
15	16.9	3.37	2.80	3.50	24.60	27.20	2.80	51.80	0.35
16	18.0	3.37	2.75	3.45	24.60	30.40	2.80	55.00	0.36
17	19.0	3.37	2.75	3.40	24.60	33.20	2.80	57.80	0.36
18	20.0	3.37	2.70	3.35	24.60	36.10	2.80	60.70	0.37
19	21.1	3.37	2.70	3.30	24.60	38.90	2.80	63.50	0.37
20	22.2	3.37	2.65	3.30	24.60	42.40	2.80	67.00	0.38





Podemos hacer comparaciones de los resultados con la forma de calculo de Langefors :

- V max = Separación frontal maxima.
- V = Separación frontal práctica.
- F = Factor de corrección por barrenacion deficiente.
- E = Esparcimiento práctico entre barrenos en Mts.
- U = Sobre barrenación inferior en Mts.
- H = Cuele en Mts.
- K = Altura del Banco en Mts.
- Qb = Carga de fondo en Kg.
- Qp = Carga del carril en Kg.
- Qt = Carga total en Kg.
- q = Consumo de explosivos en Kg/m³ (carga especifica)
- d = Diámetro de los barrenos en m.m.
- b = Relación cuele - volúmen m/m³

CALCULOS :

$$V_{max} = 45 d = 45 \times 75 = 3,375 \text{ m.m.} = 3.40 \text{ m.}$$

$$U = 0.3 V_{max} = 0.3 \times 3.4 = 1.02 \text{ m. se dejo } 1.00 \text{ mts.}$$



Handwritten text at the top of the page, possibly a title or header.

Handwritten text on the right side of the page.

Handwritten text in the upper middle section of the page.

Handwritten text in the middle section of the page.

Handwritten text in the middle section of the page.

Handwritten text in the middle section of the page.

Handwritten text in the middle section of the page.

Handwritten text in the middle section of the page.

Handwritten text in the middle section of the page.

Handwritten text in the middle section of the page.

Handwritten text in the middle section of the page.

Handwritten text in the middle section of the page.

Handwritten text in the middle section of the page.

Handwritten text on the right side of the page.

Handwritten text in the middle section of the page.

Handwritten text in the middle section of the page.



$$\begin{aligned}
 H &= K + U + 0.05 (K + U) = 15 + 1.02 + 0.05 (15 + 1.02) = 16.82 \text{ -M.} \\
 F &= 0.05 + 0.03 H = 0.05 + 0.03 \times 16.82 = 0.55 \\
 V1 &= V \text{ max} - F = 3.40 - 0.55 = 2.85. \text{ Se dejo } 3.0 \text{ Mts.} \\
 E1 &= 1.25 \times 2.85 = 3.56. \text{ Se calculó } 3.0 \text{ Mts.} \\
 Q_{bk} &= \text{Carga concentrada al fondo} = \frac{d^2}{1,000} = \frac{75^2}{1,000} = 5.6 \text{ Kg/m.} \\
 &\text{se dejo } 5.0 \text{ Kg /m.} \\
 h_b &= \text{Altura de la carga} = 1.3 V \text{ max} = 1.3 \times 3.4 = 4.42 \text{ -m.} \\
 Q_b &= h_b \times Q_{bk} = 4.42 \times 5.6 = 24.75 \text{ Kgs.} \\
 Q_{pk} &= 0.5 Q_{bk} = 0.5 \times 5.6 = 2.8 \text{ Kgs.} \\
 h_o &= V1 = 2.85 \text{ Mts.} \\
 h_p &= H (h_b + h_o) = 16.82 - (4.42 + 2.85) = 9.55 \text{ Mts.} \\
 Q_p &= h_p Q_{pk} = 9.5 \times 2.8 = 26.74 \text{ Kgs.} \\
 Q_t &= Q_b + Q_p = 24.75 + 26.74 = 51.49 \text{ Kgs. se calcularón} \\
 &55 \text{ Kgs.}
 \end{aligned}$$

Esto comprueba que el sistema de cálculo práctico es el mismo que el expresado en las fórmulas anteriores que también son prácticas ó más - bien dicho empíricas, sacadas. de la experiencia.

En el Estdo de México se construyó el Camino Santiago Tianguis - tengo - Ocuilan, limites con el Estado de Morelos, de la carretera -

$$f(x) = \frac{1}{x^2} = x^{-2} \Rightarrow f'(x) = -2x^{-3} = -\frac{2}{x^3}$$

$$f(x) = \sqrt{x} = x^{1/2} \Rightarrow f'(x) = \frac{1}{2}x^{-1/2} = \frac{1}{2\sqrt{x}}$$

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{x}} = x^{-1/2} \Rightarrow f'(x) = -\frac{1}{2}x^{-3/2} = -\frac{1}{2x\sqrt{x}}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^3} = x^{-3} \Rightarrow f'(x) = -3x^{-4} = -\frac{3}{x^4}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^2} = x^{-2} \Rightarrow f'(x) = -2x^{-3} = -\frac{2}{x^3}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^3} = x^{-3} \Rightarrow f'(x) = -3x^{-4} = -\frac{3}{x^4}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^4} = x^{-4} \Rightarrow f'(x) = -4x^{-5} = -\frac{4}{x^5}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^5} = x^{-5} \Rightarrow f'(x) = -5x^{-6} = -\frac{5}{x^6}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^6} = x^{-6} \Rightarrow f'(x) = -6x^{-7} = -\frac{6}{x^7}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^7} = x^{-7} \Rightarrow f'(x) = -7x^{-8} = -\frac{7}{x^8}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^8} = x^{-8} \Rightarrow f'(x) = -8x^{-9} = -\frac{8}{x^9}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^9} = x^{-9} \Rightarrow f'(x) = -9x^{-10} = -\frac{9}{x^{10}}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^{10}} = x^{-10} \Rightarrow f'(x) = -10x^{-11} = -\frac{10}{x^{11}}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^{11}} = x^{-11} \Rightarrow f'(x) = -11x^{-12} = -\frac{11}{x^{12}}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^{12}} = x^{-12} \Rightarrow f'(x) = -12x^{-13} = -\frac{12}{x^{13}}$$

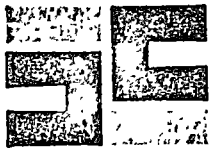
$$f(x) = \frac{1}{x^{13}} = x^{-13} \Rightarrow f'(x) = -13x^{-14} = -\frac{13}{x^{14}}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^{14}} = x^{-14} \Rightarrow f'(x) = -14x^{-15} = -\frac{14}{x^{15}}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^{15}} = x^{-15} \Rightarrow f'(x) = -15x^{-16} = -\frac{15}{x^{16}}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^{16}} = x^{-16} \Rightarrow f'(x) = -16x^{-17} = -\frac{16}{x^{17}}$$

$$f(x) = \frac{1}{x^{17}} = x^{-17} \Rightarrow f'(x) = -17x^{-18} = -\frac{17}{x^{18}}$$



Toluca, Chalma, Cuernavaca.

El tramo tuvo una parte en sierra de excavación de cortes en roca que presentaron las siguientes características:

Altura de Corte = 15 Mts.

Corte en balcón = Pendiente 3:1

Se necesitó cortar con pistola de piso una altura aproximada de 4 Mts. para poder hacer una plantilla de 4 Mts. de ancho que permitiera el acceso de un Track Drill. (se tuvieron hasta 3 Track Drills).

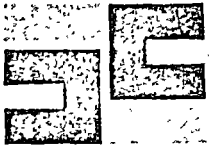
Para esto se tuvieron que colgar los perforistas, amarrados, y se tuvo que sacar las tronadas a mano muchas veces hasta lograr hacer la plantilla. Con los Track Drills se cortaron los 9 ó 10 Mts. restantes en dos partes, pues una sola barrenación larga no fué práctica, ya que los compresores no se podían hacercar, la conducción de aire fué larga, se perdía presión de aire y la eficiencia de las máquinas bajaba. Estas experiencias nos sirvieron para que actualmente el camino que se construye en Oaxaca, también para la Dirección de Construcción de la S.O.P.- y que va a 3,000 mts. de altitud rodeando el cerro del "CITLALTEPELT" hacia el poblado Tamazulapa Mije, se barrena en tres fases. La primera, cortar 3 mts. con pistolas de piso, y hacer una primer plantilla para subir una perforadora Waggon Drill, que tiene un compresor de 360 p.c.m.

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

In the second section, the author details the various methods used to collect and analyze the data. This includes both manual and automated processes. The goal is to ensure that the information gathered is both reliable and comprehensive.

The third part of the document focuses on the results of the analysis. It shows that there is a clear trend in the data, which suggests that the current strategy is effective. However, there are some areas where improvement is needed, particularly in the way resources are allocated.

Finally, the document concludes with a series of recommendations for future actions. These include implementing new software tools to streamline the data collection process and conducting regular audits to ensure the accuracy of the records.



y se hace una plantilla para subir un Track - Drill. Segunda Fase, -
se barrenan 4 Mts. y se desperdicia la roca con un Tractor D-6.

Tercera Fase, se sube un Track Drill, con un compresor 600 p.c.m. y -
se barrena el resto de la altura del corte, en promedio 10 Mts. y se -
desperdici6 con Tractor D-8.

El Barrenar lo m3nimo a mano ha permitido acelerar los trabajos.
Con este sistema ya se han movido 1'200,000 Mts3. en 25 Kms. de ca_
mino aproximadamente.

Creemos de mucho inter3s tratar luego de analizar los costos y -
a eso nos referiremos, presentando una serie de gr3ficas y monogramas -
para dise1o de barrenaciones y cargas.

RRC/RVA/'sum

1971. 11. 11. 01

1971. 11. 11. 01

1971. 11. 11. 01

1971. 11. 11. 01

1971. 11. 11. 01

1971. 11. 11. 01

1971. 11. 11. 01

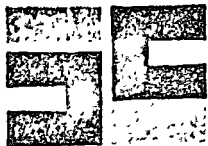
1971. 11. 11. 01

1971. 11. 11. 01

1971. 11. 11. 01

1971. 11. 11. 01

1971. 11. 11. 01



CALCULO DEL COSTO DIRECTO DE EXCAVACION EN CORTES CUANDO EL MATERIAL SE DESPERDICIE.

DATOS:

Clasificación:	0 - 0 - 100
Tipo de Material :	Roca Caliza
Dureza:	3.3 (Ver tabla No. 1)
Altura promedio del corte:	16.50 M.
Talud de corte :	1/4 : 1
Peso volumetrico Banco:	2,640 Kg/m ³
Peso volumetrico Suelto :	1,680 Kg/m ³
Coeficiente de variación volumetrica (c.v.v.)	= 0.64

CALCULO :

A) Determinación de la separación de barrenos.

a) Para la Sección I

Generalmente, para dar piso a los Track Drills se utilizan perforadoras de piso, utilizando acero integral con $\phi = 7/8"$ obteniendose barrenos de $\phi = 1 1/4"$

Con estos datos y entrando a la gráfica No. 1 se obtiene :

.....

1970-1971
1972-1973

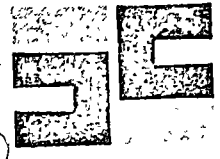
1974

1975
1976
1977
1978
1979
1980
1981
1982
1983
1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990
1991
1992
1993
1994
1995
1996
1997
1998
1999
2000
2001
2002
2003
2004
2005
2006
2007
2008
2009
2010
2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025
2026
2027
2028
2029
2030
2031
2032
2033
2034
2035
2036
2037
2038
2039
2040
2041
2042
2043
2044
2045
2046
2047
2048
2049
2050
2051
2052
2053
2054
2055
2056
2057
2058
2059
2060
2061
2062
2063
2064
2065
2066
2067
2068
2069
2070
2071
2072
2073
2074
2075
2076
2077
2078
2079
2080
2081
2082
2083
2084
2085
2086
2087
2088
2089
2090
2091
2092
2093
2094
2095
2096
2097
2098
2099
2100

2010

2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025
2026
2027
2028
2029
2030
2031
2032
2033
2034
2035
2036
2037
2038
2039
2040
2041
2042
2043
2044
2045
2046
2047
2048
2049
2050
2051
2052
2053
2054
2055
2056
2057
2058
2059
2060
2061
2062
2063
2064
2065
2066
2067
2068
2069
2070
2071
2072
2073
2074
2075
2076
2077
2078
2079
2080
2081
2082
2083
2084
2085
2086
2087
2088
2089
2090
2091
2092
2093
2094
2095
2096
2097
2098
2099
2100

2010



Separación Frontal = V = 0.90 M.

Espaciamiento = E = 1.10 M.

Ahora bien, de la sección promedio (fig. 1) se obtiene:

Altura Media = K_I = 3.45 M.

b) Para la Sección II

Se emplea generalmente Track Drill utilizando acero de -
extensión y broca de Ø = 3"

De la gráfica I se tiene :

$$V = 2.50 \text{ M.}$$

$$E = 3.00 \text{ M.}$$

Y de la figura I se tiene :

$$K_{II} = 5.50 \text{ M.}$$

B) Determinación de la barrenación específica

Se tiene un

Talud de 1/4 : 1

a) Para la Sección I

$$\text{Sobre-barrenación} = 0.3 V = 0.3 \times 0.9 = 0.27 \text{ M.}$$

$$\text{en porcentaje} \quad \frac{3.45 + 0.27}{3.45} = 7.8 \%$$

$$\text{Vol/M teorico} = 0.99 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} = 0.99 \text{ m}^3/\text{M.}$$

$$\text{Vol/M real} = \frac{0.99 \text{ m}^3/\text{m}}{1.031 \times 1.078} = 0.89 \text{ m}^3/\text{M.}$$

$$\ln A = \ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

$$\ln B = \ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

$$\ln C = \ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

$$\ln D = \ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

1) $\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$

$$\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

$$\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

2) $\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$

$$\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

$$\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

$$\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

$$\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

$$\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

$$\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

3) $\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$

4) $\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$

$$\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

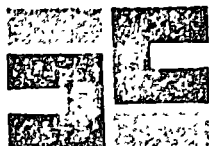
$$\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

$$\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$

$$\ln \left(\frac{1}{0.001} \right) = 6.9078$$



Faint handwritten notes or a small diagram in the bottom left corner.



b) Para la Sección II

$$\text{Sobre-barrenación} = 0.3 \times 2.50 = 0.75 \text{ M.}$$

$$\text{en porcentaje} = \frac{5.50 + 0.75}{5.50} = 13.6 \%$$

$$\text{Vol/M Teorico} = 2.5 \times 3 \text{ m.} \times 1 \text{ m.} = 7.50 \text{ m}^3/\text{M.}$$

$$\text{Vol/M real} = \frac{7.50 \text{ m}^3/\text{m}}{1.031 \times 1.136} = 6.4 \text{ m}^3/\text{M.}$$

C) Determinación del consumo de explosivos.

a) Para la Sección I

De la grafica 6 con los siguientes datos:

$$V = 0.9 \text{ M.}$$

$$\text{Factor de roca} = 0.4 \text{ (tabla No. 7)}$$

$$K_1 = 3.45 \Rightarrow K'_1 = 3.45 \times 1.031 = 3.56$$

$$\text{Se obtiene : } \frac{K'_1}{V} = \frac{3.56}{0.9} = 3.95$$

$$\text{Carga de Fondo} = Q_b = 0.6 \text{ Kg.}$$

$$\text{Carga Total} = Q_t = 0.9 \text{ Kg.}$$

Y la carga específica q sera :

$$q_1 = \frac{0.9 \text{ Kg.}}{0.89 \text{ m}^3/\text{m} \times 3.45 \text{ m.}} = 0.29 \text{ Kg/m}^3$$

b) Para la Sección II

De la grafica 6 con :

1. $\int \frac{1}{x^2} dx$

2. $\int \frac{1}{x^3} dx$

$$\int x^n dx = \frac{x^{n+1}}{n+1} + C \quad (n \neq -1)$$

3. $\int \frac{1}{x} dx$

$$\int \frac{1}{x} dx = \ln|x| + C$$

$$\int \frac{1}{x^2} dx = -\frac{1}{x} + C$$

$$\int \frac{1}{x^3} dx = -\frac{1}{2x^2} + C$$

$$\int \frac{1}{x^4} dx = -\frac{1}{3x^3} + C$$

4. $\int \frac{1}{x^5} dx$

$$\int \frac{1}{x^5} dx = -\frac{1}{4x^4} + C$$

5. $\int \frac{1}{x^6} dx$

6. $\int \frac{1}{x^7} dx$

7. $\int \frac{1}{x^8} dx$

$$\int \frac{1}{x^n} dx = \frac{x^{-n+1}}{-n+1} + C \quad (n \neq 1)$$

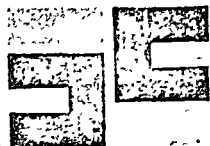
$$\int \frac{1}{x} dx = \ln|x| + C$$

$$\int \frac{1}{x^2} dx = -\frac{1}{x} + C$$

$$\int \frac{1}{x^3} dx = -\frac{1}{2x^2} + C$$

8. $\int \frac{1}{x^4} dx$





$$V = 2.5 \text{ M.}$$

$$\text{Factor de roca} = 0.4$$

$$K_{II} = 5.50 \Rightarrow K'_{II} = 5.50 \times 1.031 = 5.67$$

$$K'_{II}/V = 5.67/2.50 \text{ m.} = 2.27$$

Se obtiene :

$$Q_b = 9 \text{ Kg.}$$

$$Q_t = 12 \text{ Kg.}$$

$$Y \quad q_{II} = \frac{12 \text{ Kg.}}{6.4 \text{ m}^3/\text{m} \times 5.5 \text{ m.}} = 0.34 \text{ Kg/m}^3$$

Corrección por proyección ó lanzamiento de la masa de roca.

Se quiere lanzar la roca a una distancia media de 5 m, por

lo tanto de la grafica 7 se tiene :

$$\text{Incremento de carga} = AQ = 0.1 \text{ Kg/m}^3$$

a) Para sección I $q = 0.29 + 0.1 = 0.39 \text{ kg/m}^3$

b) Para sección II $q = 0.34 + 0.1 = 0.44 \text{ kg/m}^3$

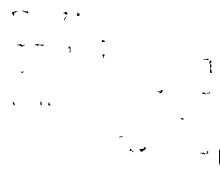
Además para el caso de la Sección II se utilizarán nitratos por lo que se incrementará la carga de dinamita en un 10% para usarse -- como detonante (Lumbres).

$$q_{II} = 0.44 \times 1.1 = 0.48 \text{ kg/m}^3$$

D) Calculo de Artificios

a) Para la Sección I

1.1



1.1.1.1 = M

1.1.1.2 = 1.1.1.1

1.1.1.3 = 1.1.1.1 + 1.1.1.2 = 2.2

1.1.1.4 = 1.1.1.1 + 1.1.1.3 = 3.3

1.1.1.5 = 1.1.1.4

1.1.1.6 = 1.1.1.5

1.1.1.7 = 1.1.1.6

1.1.1.8 = 1.1.1.7 + 1.1.1.8 = 4.4

1.1.1.9 = 1.1.1.8 + 1.1.1.9 = 5.5

1.1.1.10 = 1.1.1.9 + 1.1.1.10 = 6.6

1.1.1.11 = 1.1.1.10 + 1.1.1.11 = 7.7

1.1.1.12 = 1.1.1.11 + 1.1.1.12 = 8.8

1.1.1.13 = 1.1.1.12 + 1.1.1.13 = 9.9

1.1.1.14 = 1.1.1.13 + 1.1.1.14 = 10.10

1.1.1.15 = 1.1.1.14 + 1.1.1.15 = 11.11

1.1.1.16 = 1.1.1.15 + 1.1.1.16 = 12.12

1.1.1.17 = 1.1.1.16 + 1.1.1.17 = 13.13

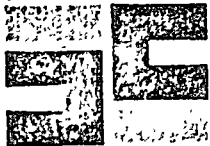
1.1.1.18 = 1.1.1.17 + 1.1.1.18 = 14.14

1.1.1.19 = 1.1.1.18 + 1.1.1.19 = 15.15

1.1.1.20 = 1.1.1.19 + 1.1.1.20 = 16.16

1.1.1.21





Se considera un estopín eléctrico de 5 m. por cada barrenos con alambre No. 20

$$\text{Vol por Barreno} = 0.89 \text{ m}^3/\text{m} \times 3.45 = 3.07 \text{ m}^3/\text{b.}$$

Se tiene entonces :

$$\frac{1 \text{ Pza.}}{3.07 \text{ m}^3} = 0.32 \text{ pza}/\text{m}^3$$

Alambre No. 20

$$\frac{1.15 \text{ M.}}{3.07 \text{ m}^3} = 0.37 \text{ m}/\text{m}^3$$

b) Para la Sección II

Debido al uso de nitratos se considera que se utilizará - cordón detonante "PRIMACORD" con el objeto de garantizar la tronada.

$$5.5 \text{ m} \div 3.0 \text{ m} = 8.5 \text{ m}/\text{barreno.}$$

$$\text{Vol por barreno} = 6.4 \text{ m}^3/\text{m} \times 5 \text{ m.} = 35.2 \text{ m}^3/\text{barreno}$$

la Relación nos da :

$$\frac{8.5 \text{ m}/\text{barreno.}}{35.2 \text{ m}^3/\text{barreno}} = 0.24 \text{ m}/\text{m}^3$$

E) Remoción:

DATOS :

$$\text{Distancia de Acarreo} = 20 \text{ M.}$$

Handwritten text, possibly a list or notes, located in the upper left quadrant of the page.

$$E = mc^2$$

Handwritten text or a small diagram located in the middle right section of the page.

$$E = mc^2$$

Handwritten text or a small diagram located in the middle right section of the page.

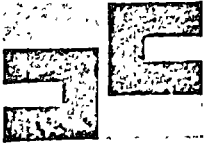
Handwritten text or a list of items, located in the lower middle section of the page.

$$E = mc^2$$

Handwritten text or a small diagram located in the lower right section of the page.

Handwritten text or a small diagram located in the lower right section of the page.

Handwritten text or a small diagram located in the lower right section of the page.



Conversión V max a V med = 0.7 (tabla No. 8)

Pendiente = 5% adversa

Camino Tipo = G - IX

Resistencia al rodamiento para carriles = 0.1 (tabla No. 9)

Coefficiente de tracción para carriles = 0.55 (tabla No. 10)

Equipo = Tractor D-8 (300 HP)

Peso : 24,450 Kg.

Hoja : 8 A

Peso : 5,260 Kg.

Capacidad : $\frac{3}{4} (4.72 \times 1.12^2) = 4.35 \text{ m}^3\text{-s}$
(considerando el talud de material 1.5:1)

Peso del Material : $5.80 \text{ m}^3 \times 1,680 \text{ Kg/m}^3 = 9,744 \text{ Kg.}$

Peso del Tractor : Hoja = 29,710 Kg.

a) Resistencia total :

I) Ida :

R del tractor = $29,710 \text{ Kg}(0.1 + 0.05) = 4,457 \text{ Kg.}$

R de la carga = $9,744 \text{ Kg} + 9,744 \times 0.05 = \underline{10,231 \text{ Kg.}}$

Rt = 14,688 Kg.

II) Regreso:

Rt = $29,710 \text{ kg.} (0.1) = 2,971 \text{ Kg.}$

1. The first part of the document is a letter from Mr. [Name] to Mr. [Name].

The letter is dated [Date] and is addressed to [Address].

The letter is signed by [Name] and is dated [Date].

The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

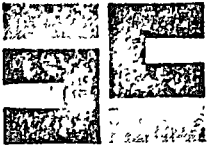
(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)

(The letter is a copy of the original and is being sent to you for your information.)



b) Velocidad

i) Ida :

$$V_{\max} = \frac{273 \times 300 \text{ HP} \times 0.8}{14,688 \text{ Kg.}} = 4.46 \text{ Km/hr.}$$

$$V_{\text{med}} = 4.46 \text{ Km/hr} \times 0.7 = 3.12 \text{ Km/hr.}$$

ii) Regreso :

$$V_{\max} = \frac{273 \times 300 \text{ HP} \times 0.8}{2,971 \text{ Kg.}} = 44.1 \text{ Km/hr.}$$

$$V_{\text{med}} = 44.1 \text{ Km/hr} \times 0.7 = 30.87 \text{ Km/hr.}$$

Revisando las tablas de fabricante se encuentra que la velocidad máxima de retroceso en 2a. velocidad es de 8.5 Km/hr. por lo que aplicandole el factor de conversión V_{\max} a V_{med} se tiene :

$$V_{\text{med}} = 8.5 \times 0.7 = 5.95 \text{ Km/hr.}$$

Se utilizará entonces este última, desechando el otro valor por ser demasiado alto.

c) Revisión por máxima fuerza tractiva:

$$\text{MFT} = W \times Ct = 29,710 \times 0.55 = 16,340$$

Se acepta.

d) Tiempo del Ciclo :

$$\text{Tiempos Fijos} = 0.25 \text{ min.}$$

$$\text{Tiempo de ida} = \frac{0.02 \text{ Km}}{3.12 \text{ Km/hr.}} \times 60 \text{ min/hr} = 0.39 \text{ min.}$$

1. The first part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

2. The second part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

3. The third part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

4. The fourth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

5. The fifth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

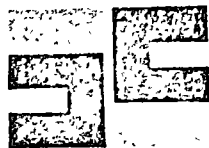
6. The sixth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

7. The seventh part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

8. The eighth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

9. The ninth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.

10. The tenth part of the document is a list of names and addresses, which are arranged in a columnar format. The names are written in a cursive script, and the addresses are written in a more formal, printed style.



$$\text{Tiempo de regreso} = \frac{0.02 \text{ KM}}{5.95 \text{ Km/hr}} \times 60 \text{ min/hr} = 0.20 \text{ min.}$$

$$\text{Tiempos de viajes y maniobras} = \underline{0.25 \text{ min.}}$$

$$1.09 \text{ min.}$$

e) Eficiencias

Se consideran las siguientes :

$$\text{Dirección} = 0.95$$

$$\text{Operación} = 0.9$$

$$\text{de Trabajo} = 0.8$$

$$\text{Llenado} = 0.9 \text{ (por pendiente adversa)}$$

$$\text{Horaria} = 0.83$$

$$\text{Lluvia} = 0.83$$

$$E = 0.95 \times 0.9 \times 0.8 \times 0.9 \times 0.83 \times 0.83 = 0.42$$

f) Producción

$$P = \frac{\text{Capacidad} \times \text{Eficiencia}}{\text{Tiempo del ciclo}} = \frac{C \times E}{T_c}$$

$$P = \frac{4.35 \text{ m}^3\text{-s} \times 0.42}{1.09 \text{ min.}} \times 60 \text{ min/hr} = 101 \text{ m}^3\text{/hr.}$$

$$P = 101 \text{ m}^3\text{-s/hr} \times 0.64(\text{c.v.v.}) = 65 \text{ m}^3\text{/tr.}$$

1. The function $f(x) = \frac{1}{x^2}$ is continuous on the interval $(0, \infty)$.

2. The function $f(x) = \frac{1}{x^2}$ is not continuous at $x = 0$.

3.

Continuity

1. The function $f(x) = \frac{1}{x^2}$ is continuous on the interval $(0, \infty)$.

2. The function $f(x) = \frac{1}{x^2}$ is not continuous at $x = 0$.

3. The function $f(x) = \frac{1}{x^2}$ is not continuous at $x = 0$.

4. The function $f(x) = \frac{1}{x^2}$ is not continuous at $x = 0$.

5. The function $f(x) = \frac{1}{x^2}$ is not continuous at $x = 0$.

6. The function $f(x) = \frac{1}{x^2}$ is not continuous at $x = 0$.

7. The function $f(x) = \frac{1}{x^2}$ is not continuous at $x = 0$.

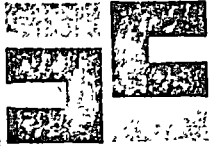
8. The function $f(x) = \frac{1}{x^2}$ is not continuous at $x = 0$.

9. The function $f(x) = \frac{1}{x^2}$ is not continuous at $x = 0$.

$$\lim_{x \rightarrow 0} \frac{1}{x^2} = \infty$$

10. The function $f(x) = \frac{1}{x^2}$ is not continuous at $x = 0$.

11. The function $f(x) = \frac{1}{x^2}$ is not continuous at $x = 0$.



F) Determinación de los diámetros de conducción para flujo de aire comprimido.

1) Perforadoras de piso

a) Determinación del aire requerido

Consumo = 115 p.c.m./perforadora.

Factor diversidad = 0.8

Aire Requerido :

115 p.c.m./perforadora x 3 perforadoras x 0.8(F.D.)=

..... 276 p.c.m.

Perdidas en conducción 15 % ... 41 p.c.m.

TOTAL = 317 p.c.m.

Conviene utilizar un compresor 330 p.c.m.

b) Determinación de las pérdidas de presión .

DATOS :

Diámetro de manguera : 3/4"

Longitud = 20 M.

Presión inicial = 100 psi.

Presión mínima requerida = 90 psi.

Entrando a la tabla No. 6 con los datos anteriores - -

y L = 15 M. se obtiene los siguientes valores. :

Flujo de aire

Perdida de presión.

110 p.c.m

5.4 psi.

120 p.c.m.

6.6 psi.

... ..

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

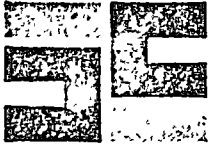
...

...

...

...

...



En nuestro caso, el aire que fluye por la manguera es de - 115 p.c.m. debido a lo cual calcularemos la pérdida de presión como el promedio de los valores obtenidos en la tabla.

$$\text{Pérdida de presión (115 p.c.m)} = \frac{5.4 + 6.6}{2} = 6.0 \text{ psi.}$$

En virtud de que la longitud que estaba analizando es de - 20 m. y el valor obtenido es para 15 m., se interpolará suponiendo una variación lineal :

$$\text{Pérdida de presión} = \frac{6.0 \text{ psi.} \times 20 \text{ m.}}{15 \text{ m.}} = 8.0 \text{ psi.}$$

Presión al final de la línea = 100 psi. - 8 psi. = 92 psi > 90 psi.
por lo tanto el diámetro propuesto se acepta.

II) Track Drill

A) Tubería

a) Determinación del diámetro probable

DATOS :

Consumo de aire = 600 p.c.m.

Presión inicial = P.I = 100 psi.

Presión mínima requerida = 90 psi.

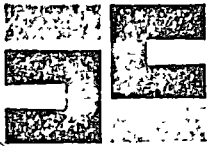
Longitud de la línea = 70 Mts.

En la tabla No. 2 con los valores de :

Flujo de aire = 500 a 1,000 p.c.m.

y L = 60 a 150 m.





Obtemenos que el diámetro probable es de :

$$\varnothing = 3''$$

b) Determinación de la pérdida de presión .

Mediante la ecuación (1) con auxilio de las tablas : -

3, 4 y 5 se obtiene la pérdida de presión.

$$M = \frac{Q}{L \times F} \dots\dots\dots (1)$$

En donde

M = Factor para determinar en la tabla 5 la pérdida de presión en la línea.

Q = Aire libre en la tubería en p.c.m. (dato)

L = Factor que se obtiene en la tabla No. 3 en función al diámetro de la tubería y de la presión inicial.

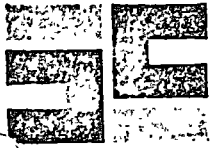
F = Factor obtenido de la tabla 4 en función de la longitud de la línea.

DATOS :

Q = 600 p.c.m.

\varnothing = 3''





$$P.I. = 100 \text{ psi.}$$

$$L = 70 \text{ M.}$$

Se tiene entonces

$$L = 933.8 \text{ (tabla No.3)}$$

Para encontrar F entramos a la Tabla No. 4 obteniendo los valores siguientes :

	L	F
	60.96	0.707
	<u>121.92</u>	<u>0.500</u>
Diferencias	60.96	0.207

Ahora bien para una $L = 70 \text{ M.}$ interpolaremos considerando una variación lineal.

$$\frac{0.207 \times (70 - 60.96)}{60.96} = 0.0307$$

Por lo que :

$$F = 0.707 - 0.0307 = 0.676$$

Sustituyendo los valores de Q, L y F en la ecuación (1)

se tiene :

$$M = \frac{600}{933.8 \times 0.676} = 0.950$$

10. 12. 1958

11. 12. 1958

12. 12. 1958

13. 12. 1958

14. 12. 1958

15. 12. 1958

16. 12. 1958

17. 12. 1958

18. 12. 1958

19. 12. 1958

20. 12. 1958

21. 12. 1958

22. 12. 1958

23. 12. 1958

24. 12. 1958

25. 12. 1958

Entrando a la tabla No. 5 con P.I. = 100 psi. encontramos que el valor cercano a $M = 0.95$ es de 0.991 por lo que con ese valor, - siguiendo verticalmente hasta el primer renglón, observamos que la per - perdida de presión indicada es de 1 psi.

Presión al final de la tubería = $100 - 1 = 99 \text{ psi} > 90 \text{ psi}$.

Se observa que al final de la tubería se tiene una presión 10 % mayor que la requerida por lo que debiera revisarse para un diámetro - menor, por ejemplo $2 \frac{1}{2}$ " , pero con el objeto de estar dentro de la seguridad aceptaremos $\emptyset = 3$ "

B) Mangueras

DATOS :

Longitud = 20 M.

Diametro = $1 \frac{1}{2}$ "

Aire en la línea = 600 p.c.m.

En la Tabla No. 6 para :

$\emptyset = 1 \frac{1}{2}$ "

P.I. = 100 psi.

Vol aire = 150 p.c.m.

L = 15 M.

... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

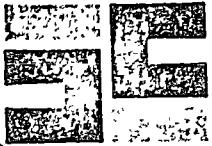
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..

... ..
... ..

... ..
... ..

... ..
... ..



Encontramos :

Perdida de presión = 0.2 psi.

Haciendo iteraciones considerando variación lineal para encontrar el valor con los datos iniciales, tenemos :

$$\frac{0.2 \text{ psi.} \times 600 \text{ p.c.m.} \times 20 \text{ M.}}{150 \text{ p.c.m.} \times 15 \text{ M.}} = 1.04 \text{ psi.}$$

Perdida de presión en mangueras = 1.04 psi.

Revisión total para el Track Drill :

Perdida en tubería = 1.00

Perdida en manguera = 1.04

Perdida T o t a l = 2.04

Presión al final de la línea = 100 psi - 2.04 psi. = 97.96 psi. > 90 psi. =>
se aceptan los \emptyset propuestos.

RRC/RVA/sum



ANALISIS DEL COSTO

1).- BARRENACION

De acuerdo con la sección promedio del corte se encuentra que un 15% se obtendra con perforadoras de piso y el 85% restante con Track Drill.

A) Para perforadoras de piso.

1 Compresor 330 p.c.m. =	\$ 152.52
3 Perforadoras x \$50.74 =	\$ 152.22
	<u>\$ 304.74/hr.</u>

Rendimiento = 3 m/hr. (Ver grafica No. 2)

$$\therefore 3 \text{ m/hr} \times 0.89 \text{ m}^3/\text{m} = 2.67 \text{ m}^3/\text{hr.}$$

$$2.67 \text{ m}^3/\text{hr} \times 3 \text{ perforadoras} = 8.01 \text{ m}^3/\text{hr.}$$

$$\frac{\$304.74/\text{hr.}}{8.01 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$38.04/\text{m}^3$$

$$\$38.04/\text{m}^3 \times 0.15 \text{ m}^3/\text{m}^3 = \$ 5.71/\text{m}^3$$

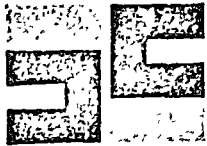
B) Para Trac Drill

1 Compresor 600 p.c.m.	\$ 199.27
1 Track Drill	\$ 250.99
	<u>\$ 450.26/hr.</u>

Rendimiento = 7.8 m/hr (ver grafica No. 3)

$$\therefore 7.8 \text{ m/hr} \times 6.4 \text{ m}^3/\text{m} = 49.92 \text{ m}^3/\text{hr.}$$





$$\frac{\$450.26/\text{hr.}}{49.92 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 9.02/\text{m}^3$$

$$\$9.02/\text{m}^3 \times 0.85 \text{ m}^3/\text{m}^3 = \$ 7.67/\text{m}^3$$

2).- ACERO DE BARRENACION

a) Para la Sección I

De acuerdo con la grafica No. 4 se tiene una vida util de 200m. para este tipo de material.

$$200 \text{ m.} + 2 \text{ afiladas (200 m.)} = 600 \text{ m.}$$

$$\frac{\$890.00}{600 \text{ m.}} \times 1.20 \text{ (afiladas)} = \$1.78/\text{m.}$$

$$\frac{\$ 1.78/\text{m.}}{0.89 \text{ m}^3/\text{m.}} = \$2.00/\text{m}^3 \times 0.15 \text{ m}^3/\text{m}^3 = \$ 0.30/\text{m}^3$$

b) Para la Sección II

De acuerdo con la grafica No. 4 se tiene una vida util de 200m. para este tipo de material.

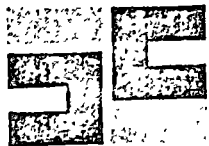
$$\text{Broca } \emptyset 3" \quad \frac{\$2,340.00}{600 \text{ m.}} \times 1.2 \text{ (afiladas)} = \$ 4.68/\text{m.}$$

$$\text{Cople} \quad 2 \times \$477.00 = \$ 954.00$$

$$\text{Barra de } 8' \emptyset 1 \frac{1}{2} \quad 3 \times \$2181.00 = \frac{\$6543.00}{\$7497.00}$$

De la Grafica No. 5 se obtiene una vida util de 600 m.





$$\frac{\$7,497.00}{600 \text{ m.}} \quad \$12.49/\text{m.}$$

Para el Zanco se considera el 50% de la vida util del acero.

$$\text{Zanco : } \frac{\$1,886.00}{300 \text{ m.}} \quad \$ 6.29/\text{m.}$$

$$\underline{\$23.46/\text{m.}}$$

$$\frac{\$23.46/\text{m}}{6.4 \text{ m}^3/\text{m.}} = \$3.67/\text{m}^3 \times 0.85 \text{ m}^3/\text{m}^3 = \$ 3.12/\text{m}^3$$

3).- EXPLOSIVOS

a) Para la Sección I

Dinamita al 60%	0.39 kg/m ³ x \$16.50/kg	\$6.43
Estopín Electrico	0.32 pza/m ³ x 10.00/pza.	\$3.20
Alambre No. 20	0.37 m/m ³ x \$ 0.8/m	\$0.30
		<u>\$9.93</u>

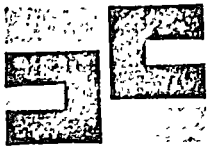
$$\$9.93/\text{m}^3 \times 0.15 \text{ m}^3/\text{m}^3 = \quad \$ 1.49/\text{m}^3$$

b) Para la Sección II

Se considera para este caso un 60% de nitratos y un 40% de dinamita.

Dinamita 60%	0.4 x 0.48 kg/m ³ x \$16.50/kg	\$3.17
Nitratos	0.6 x 0.48 kg/m ³ x \$ 5.50/kg	\$1.58
C. Detonante	0.24 m/m ³ x \$ 3.00/m.	\$0.72
		<u>\$5.47</u>
Conectores y Equipo menor	10%	\$0.55
		<u>\$6.02/m³</u>





$$\$ 6.02/m^3 \times 0.85 m^3/m^3 \quad \$ 5.12/m^3$$

4).- CARGA, POBLADO Y TRONADO.

De acuerdo con la experiencia, se requiere de la siguiente cua drilla, para cargar 150 kg de explosivos por turno.

1 Poblador	=	\$170.00
3 Cargadores x \$105.00	=	\$315.00
		<u>\$485.00/t.</u>

$$\text{Rendimiento} = \frac{150 \text{ Kg.}}{0.43 \text{ kg/m}^3(\text{promedio})} = 349 \text{ m}^3/\text{t.}$$

$$\frac{\$485.00/\text{turno.}}{349 \text{ m}^3/\text{turno.}} \times 1.05(\text{herr}) \quad \$ 1.46/\text{m}^3$$

5).- REMOCION

Del volúmen total tronado, se considera que solamente sera necesario remover el 70% empleando para ello un Tractor D-8 con una producción de 65 m³/hr.

$$\frac{\$613.39/\text{hr.}}{65 \text{ m}^3/\text{hr.}} \times 0.7 \text{ M}^3/\text{M}^3 = \$ 6.61/\text{m}^3$$

6).- AMACISE

0.1 Cabo	\$ 20.00
1 Peón	\$125.00
	<u>\$145.00/turno.</u>

Handwritten text at the top of the page, possibly a title or header.

Handwritten text in the upper middle section.

Handwritten text in the middle section, appearing to be a list or series of notes.

Handwritten text in the lower middle section.

Handwritten text in the lower middle section.

Handwritten text in the lower middle section.

Handwritten text in the lower middle section.

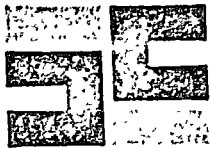
Handwritten text in the lower middle section.

Handwritten text in the lower middle section.

Handwritten text in the lower middle section.

Handwritten text in the lower middle section.

Handwritten text in the lower middle section.



$$\frac{\$145.00/\text{turno} \cdot 1.05(\text{herr})}{30 \text{ m}^2/\text{turno}} = \$5.08/\text{m}^2$$

Como se tiene una relación de 0.22 m²/m³ se tiene :

$$\$5.08/\text{m}^2 \times 0.22 \text{ m}^2/\text{m}^3 = \$ 1.12/\text{m}^3$$

7).- DIVERSOS

a) Tubería de aire de 3" de ø

$$\frac{\$90.13/\text{m} \times 70.00 \text{ mt.}}{50,000 \text{ M}^3} = \$0.13/\text{m}^3$$

b) Manguera de 1 1/2" de ø

$$\frac{\$174.56/\text{m} \times 20 \text{ mt.}}{25,000 \text{ m}^3} = \$0.14/\text{m}^3$$

c) Manguera de 3/4" de ø

$$\frac{\$44.93/\text{m} \times 15\text{m} \times 3\text{perf.}}{15,000 \text{ M}^3} = \$0.13/\text{m}^3$$

S U M A \$ 0.40/m³

COSTO DIRECTO \$ 33 00/m³

RRC/RVA/sum.

8 40 100 10000 100000 1000000

8 40 100 10000 100000 1000000

8 40 100 10000 100000 1000000

8 40 100 10000 100000 1000000

8 40 100 10000 100000 1000000

8 40 100 10000 100000 1000000

8 40 100 10000 100000 1000000

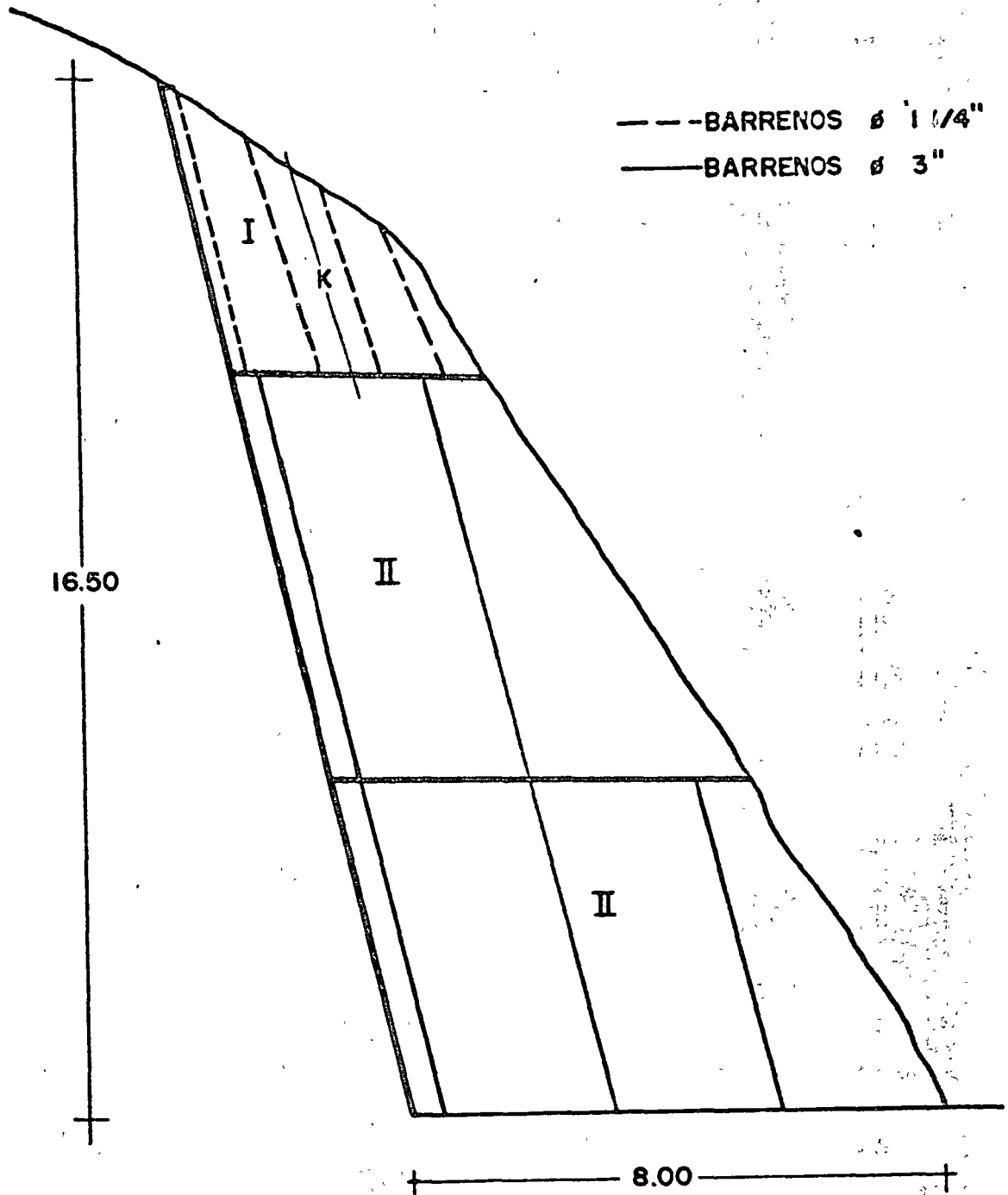
8 40 100 10000 100000 1000000

8 40 100 10000 100000 1000000

8 40 100 10000 100000 1000000

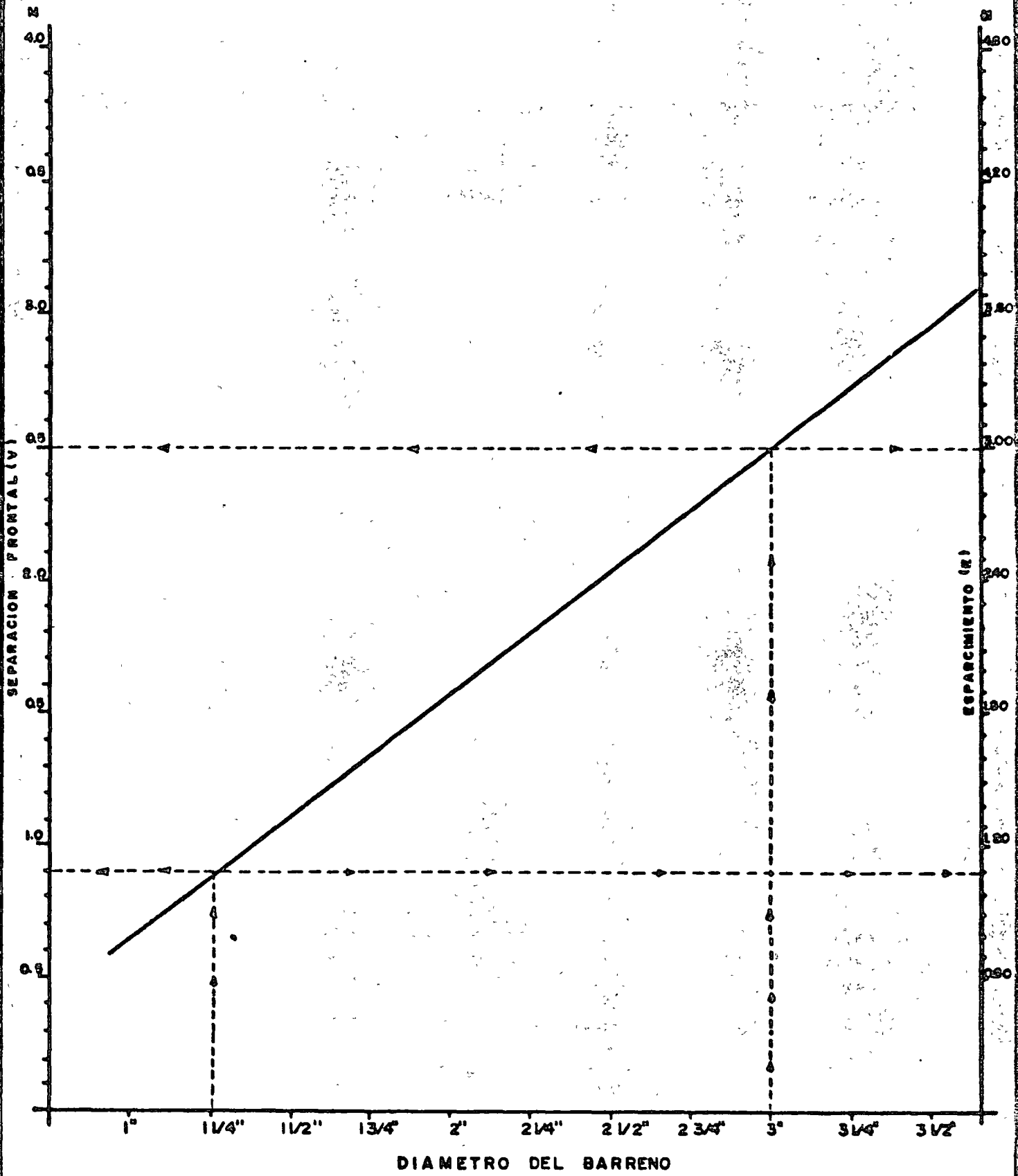
8 40 100 10000 100000 1000000

SECCION PROMEDIO





GRAFICA PARA DETERMINAR LA SEPARACION FRONTAL Y EL ESPACIAMIENTO EN FUNCION AL DIAMETRO DEL BARRENO





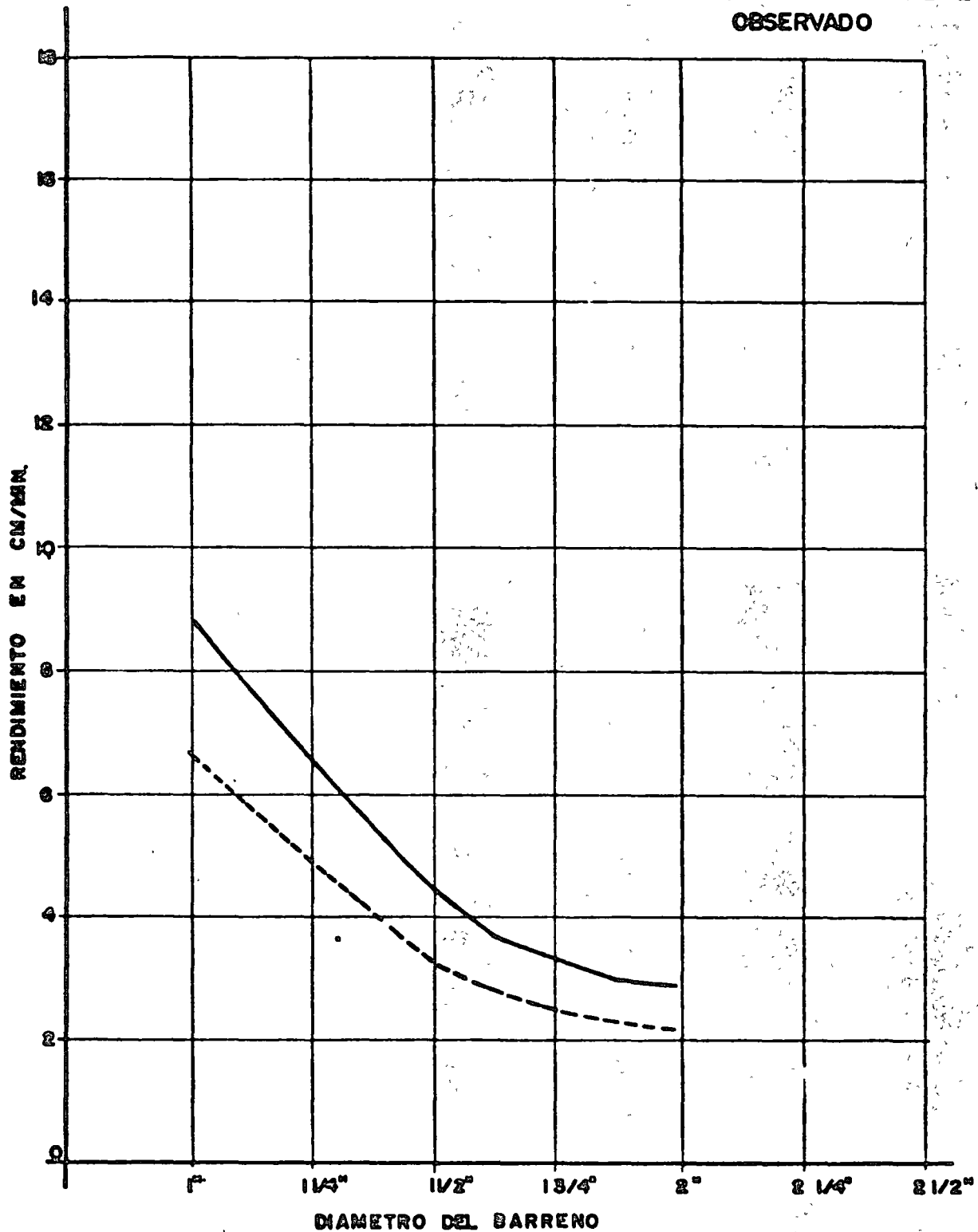


GRÁFICA NO. 2
GRAFICA DE RENDIMIENTO DE UNA
PERFORADORA MANUAL
CON UN CONSUMO DE AIRE DE 115
P.C.M. Y 2200 IMPACTOS/MIN

PARA ROCAS SUAVES

— RENDIMIENTO TEORICO

- - - RENDIMIENTO REAL
OBSERVADO



DIAMETRO DEL BARRENO



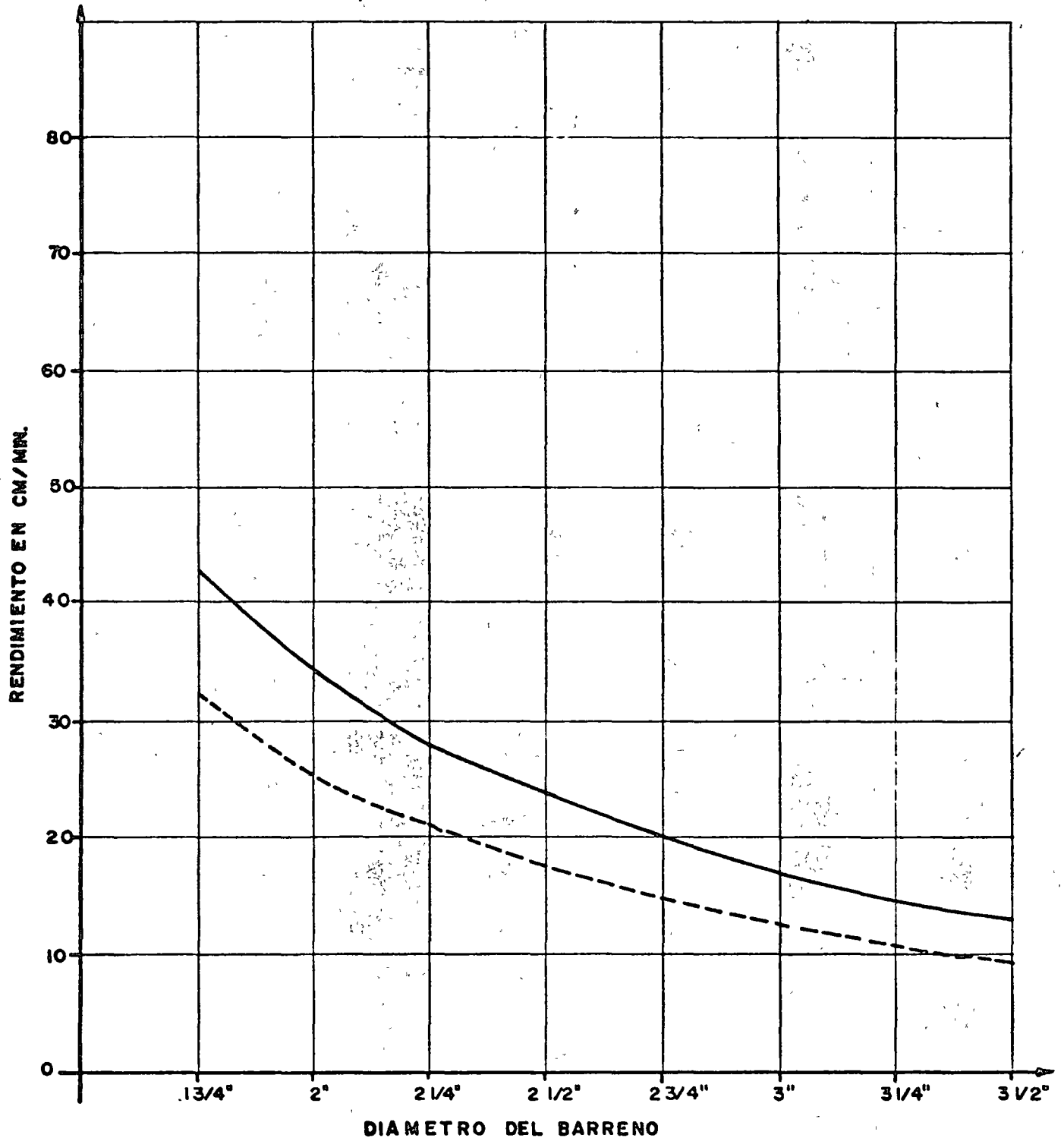


GRAFICA DE RENDIMIENTO DE UNA
PERFORADORA DE TRACK-DRILL
CON UN CONSUMO DE AIRE DE 500
P.C.M. Y 1900 IMPACTOS/MIN.

PARA ROCAS SUAVES

— RENDIMIENTO TEORICO

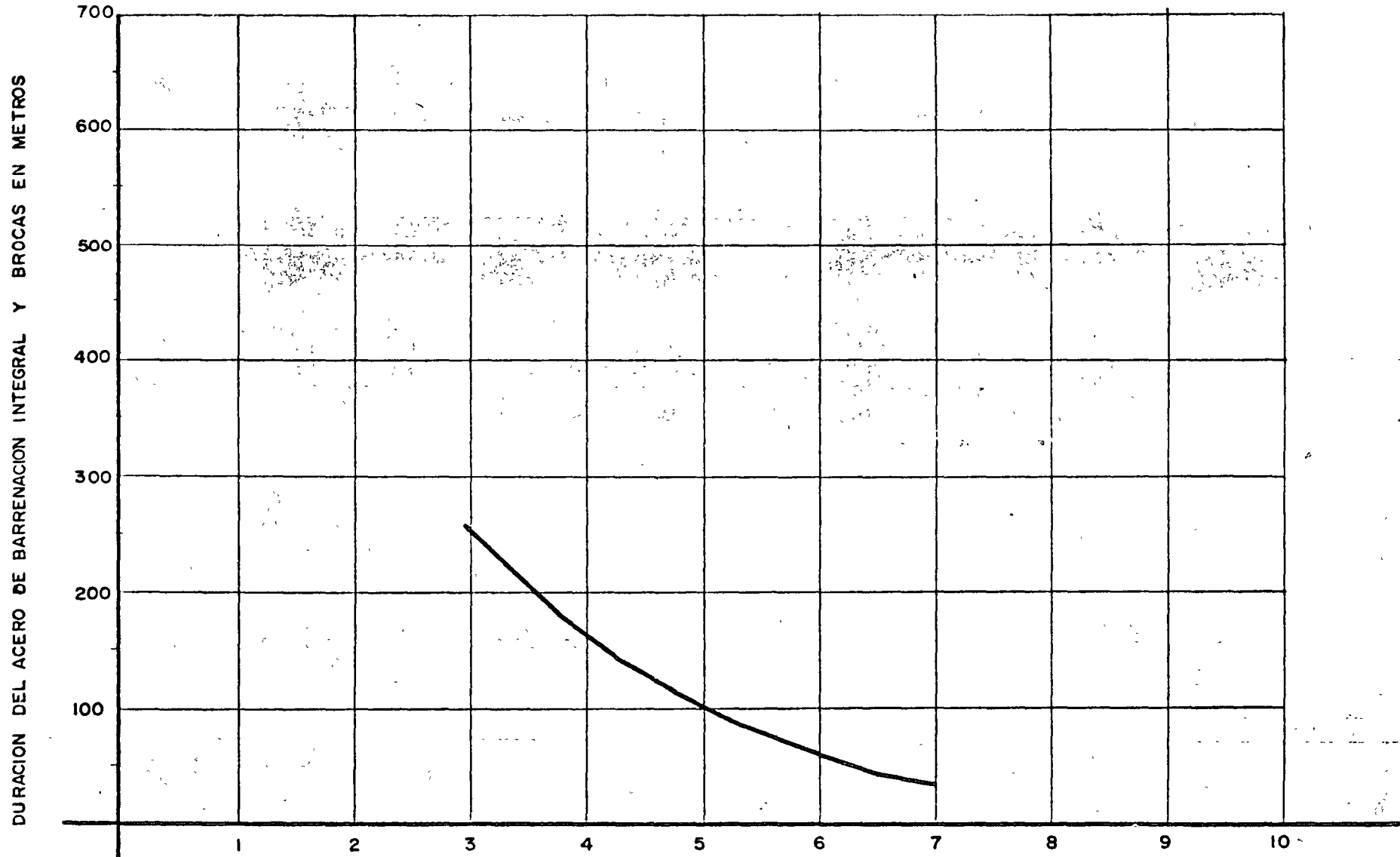
- - - RENDIMIENTO REAL
OBSERVADO







DURACION DEL ACERO DE BARRENACION

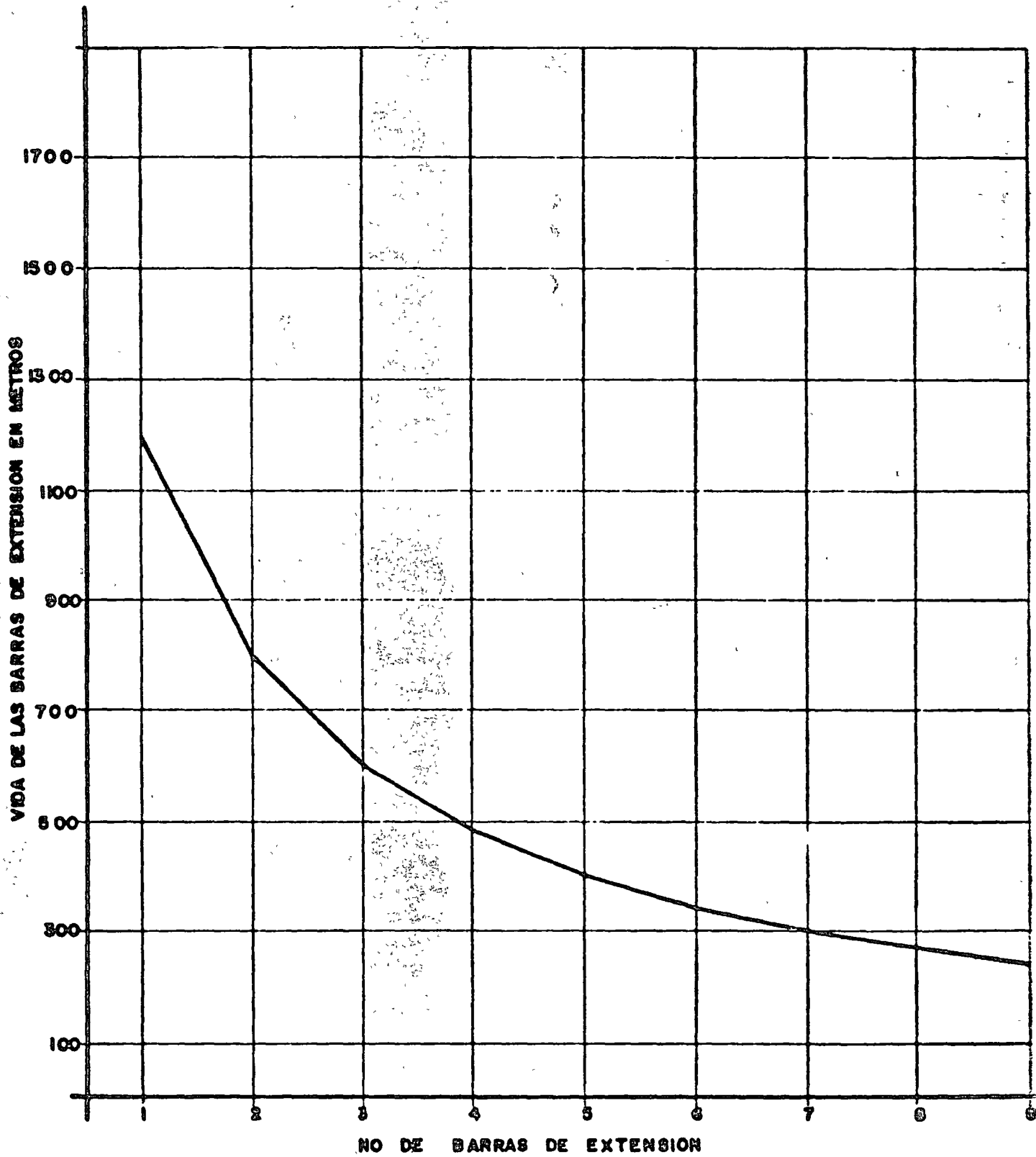


INDICE DE DUREZA DE LA ROCA, REFERIDA A LA ESCALA DE MOHS.





DURACION DEL ACERO DE EXTENSION

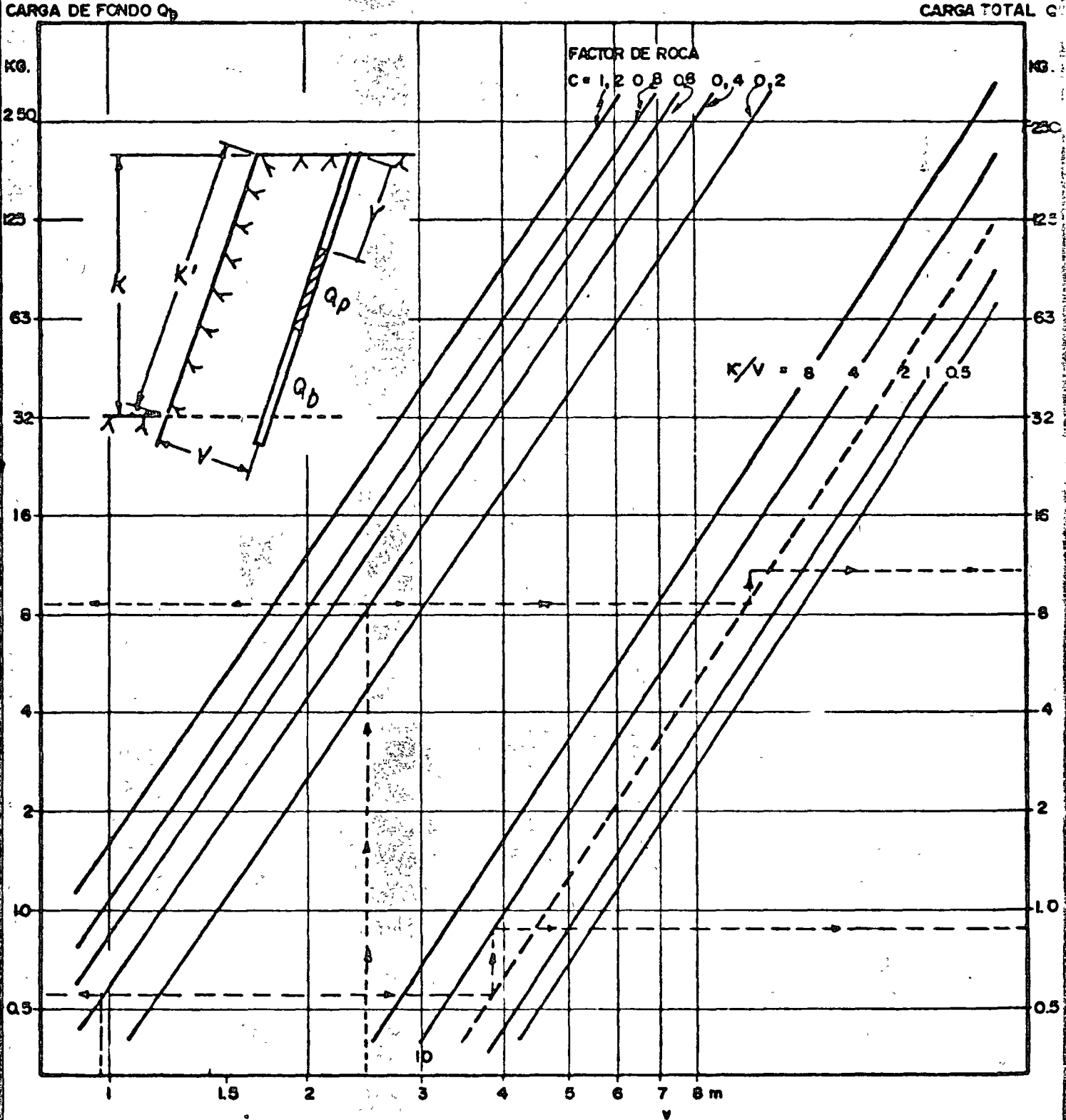






CALCULO DE LA CARGA

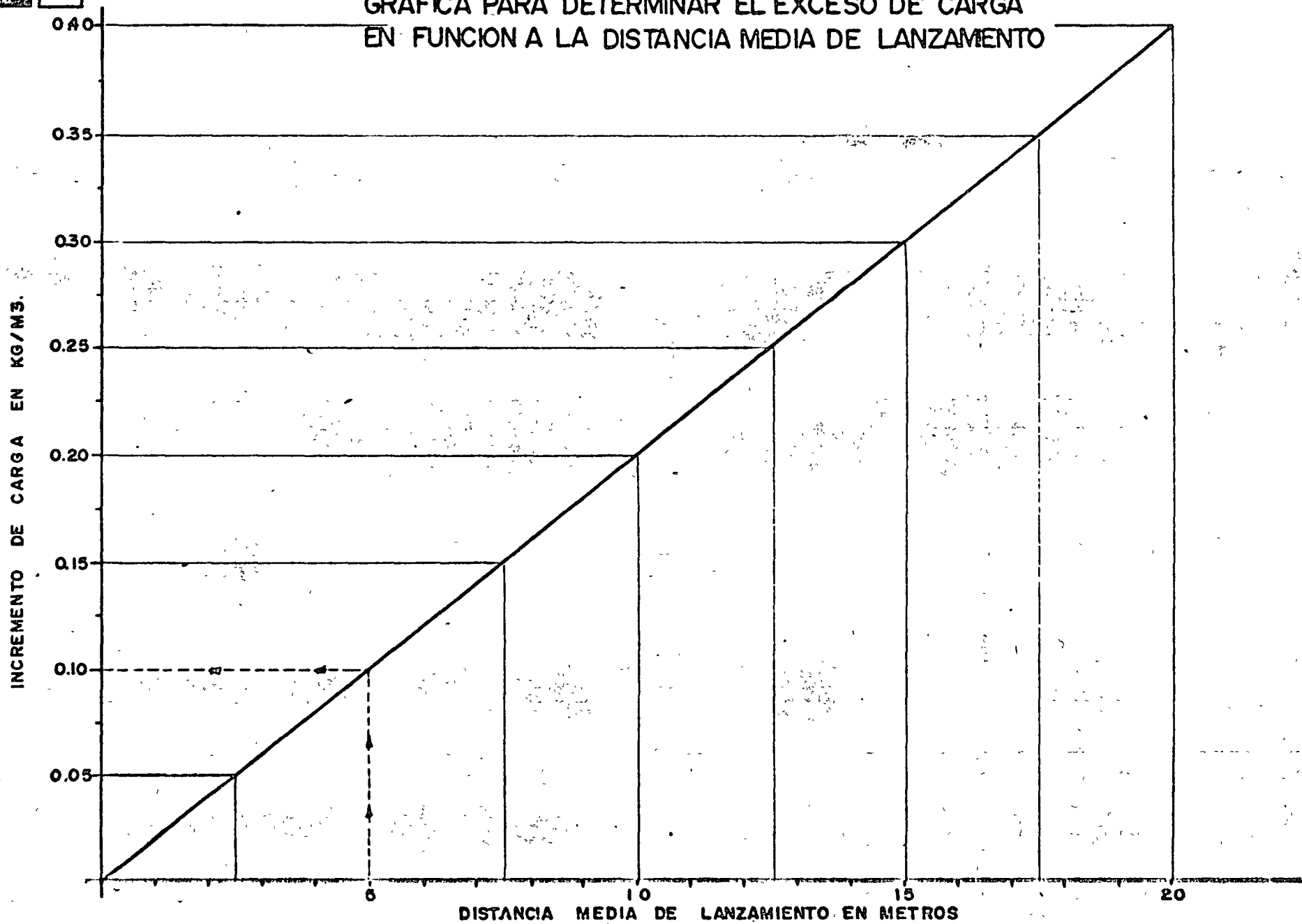
$\rho = 1$ (BARRENOS VERTICALES)
 PARA : $S = 1$ (DINAMITA AL 35%)
 $P = 1$ (CARGA A MANO)



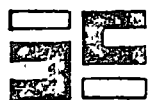




GRAFICA PARA DETERMINAR EL EXCESO DE CARGA EN FUNCION A LA DISTANCIA MEDIA DE LANZAMIENTO







INDICE DE DUREZA DE ALGUNOS TIPOS DE ROCA

TIPO DE ROCA	INDICE DE DUREZA
DIAMANTE	10.0
CUARZO	7.0
BASALTO	7.0
HORSTENO	6.5
FELDESPATO	6.2
GNEISES	5.2
ESQUISTOS	5.0
MAGNETITA	4.2
GRANITO	4.0
ARENISCAS	3.8
DOLOMITAS	3.7
CONGLOMERADO POCO CEMENT.	3.5
CALIZA	3.3
PIZARRA	3.1
LUTITAS	3.1
CALCITA	3.0
ANTRACITA	3.0
MARMOL	3.0
CARBON BITUMINOSO	2.5
MICA	2.3
YESO	2.0
TALCO	1.0





TABLA 2

TAMAÑOS DE TUBO RECOMENDADOS PARA LA CONDUCCION DE AIRE COMPRIMIDO A UNA PRESION MANOMETRICA DE 80-125 PSI.

VOLUMEN DE AIRE EN P.C.M.	DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERIA EN PULGADAS PARA UNA LONGITUD EN Mts.				
	15 DE 60	60 DE 150	150 DE 300	300 DE 750	750 DE 1500
30 — 60	1	1	1 1/4	1 1/2	1 1/2
60 — 100	1	1 1/4	1 1/4	2	2
100 — 200	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	2 1/2
200 — 500	2	2 1/2	3	3 1/2	3 1/2
500 — 1,000	2 1/2	3	3 1/2	4 1/2	4 1/2
1,000 — 2,000	2 1/2	4	4 1/2	5	6
2,000 — 4,000	3 1/2	5	6	8	8
4,000 — 8,000	6	8	8	10	10





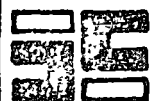


TABLA 4 FACTOR F

LONGITUD (m)	MULTIPLICADOR (F)	LONGITUD (m)	MULTIPLICADOR (F)
30.48	1.0	1828.80	0.129
60.96	0.707	2133.60	0.119
121.92	0.500	3048.00	0.105
152.40	0.447	3657.60	0.0912
182.88	0.408	4572.00	0.0817
228.60	0.365
304.80	0.318
381.00	0.283
457.20	0.258
609.60	0.224
762.00	0.200
914.40	0.183
1066.20	0.169
1219.20	0.158
1524.00	0.141





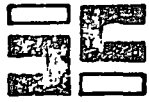


TABLA 6

Tamaño de la manguera pulg	Presión manométrica en la línea, psi	Volumen de aire libre en la manguera, cfm													
		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
3/4	50	1.8	5.0	10.1	15.1										
	60	1.3	4.0	8.4	14.8	23.5									
	70	1.0	3.4	7.0	12.4	20.0	28.4								
	80	0.9	2.8	6.0	10.8	17.4	25.2	31.6							
	90	0.8	2.4	5.4	9.5	14.8	22.0	30.5	41.0						
	100	0.7	2.3	4.8	8.4	13.3	19.3	27.2	36.6						
	110	0.6	2.0	4.3	7.6	12.0	17.6	24.6	33.3	44.5					
3/8	50	0.4	0.8	1.5	2.4	3.5	4.4	6.5	8.5	11.4	14.2				
	60	0.3	0.6	1.2	1.9	2.8	3.8	5.2	6.8	8.6	11.2				
	70	0.2	0.5	0.9	1.5	2.3	3.2	4.2	5.5	7.0	8.8	11.0			
	80	0.2	0.5	0.8	1.3	1.9	2.8	3.6	4.7	5.8	7.2	8.8	10.6		
	90	0.2	0.4	0.7	1.1	1.6	2.3	3.1	4.0	5.0	6.2	7.5	9.0		
	100	0.2	0.4	0.6	1.0	1.4	2.0	2.7	3.5	4.4	5.4	6.6	7.9	9.4	11.1
	110	0.1	0.3	0.5	0.9	1.3	1.8	2.4	3.1	3.9	4.9	5.9	7.1	8.4	9.9
1	50	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.1	1.5	2.0	2.6	3.5	4.8	7.0		
	60	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.2	1.5	2.0	2.6	3.3	4.2	5.5	7.2
	70	...	0.1	0.2	0.3	0.5	0.7	1.0	1.3	1.6	2.0	2.5	3.1	3.8	4.7
	80	...	0.1	0.2	0.3	0.5	0.7	0.8	1.1	1.4	1.7	2.0	2.4	2.7	3.3
	90	...	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.7	0.9	1.2	1.4	1.7	2.0	2.4	2.8
	100	...	0.1	0.2	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	1.8	2.1	2.4
	110	...	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	0.6	0.7	0.9	1.1	1.3	1.5	1.8	2.1
1 1/4	50	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	1.1				
	60	0.1	0.2	0.3	0.3	0.5	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	
	70	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	0.8	1.0	1.3	
	80	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1.0
	90	0.1	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
	100	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5	0.6	0.7
	110	0.1	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.5	0.6
1 1/2	50	0.1	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6
	60	0.1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4
	70	0.1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4
	80	0.1	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4
	90	0.1	0.2	0.2	0.2	0.3
	100	0.1	0.2	0.2	0.2
	110	0.1	0.2	0.2	0.2

PERDIDA DE PRESION, EN PSI, EN 15 MTS. DE MANGUERA Y SUS COPLES DE LAS TERMINALES.



**TABLA 7 FACTOR DE ROCA (C)**

TIPO DE ROCA	C
DIAMANTE	0.86
CUARZO	0.62
BASALTO	0.62
HORSTENO	0.59
FELDESPATO	0.57
GNEISES	0.54
ESQUISTOS	0.53
MAGNETITA	0.50
GRANITO	0.48
ARENISCA	0.46
DOLOMITA	0.44
ROCA CALIZA	0.40
PIZARRA	0.38
LUTITA	0.38
CALCITA	0.36
ANTRACITA	0.36
MARMOL	0.36
CARBON BITUMINOSO	0.30
MICA	0.28
YESO	0.24





TABLA 8

COEFICIENTE DE CONVERSION DE VELOCIDAD MAXIMA A VELOCIDAD MEDIA

LONGITUD DE ACARREO	PARTIENDO DEL REPOSO	PARTIENDO EN MOVIMIENTO CUANDO ENTRA EN EL CAMINO DE ACARREO
0 — 117	0.25 — 0.50	0.50 — 0.70
117 — 229	0.35 — 0.60	0.60 — 0.75
229 — 458	0.50 — 0.65	0.70 — 0.80
458 — 764	0.60 — 0.70	0.75 — 0.80
764 — 1170	0.65 — 0.75	0.80 — 0.85
1170 — más	0.70 — 0.85	0.80 — 0.90

Nota:

F A C T O R	RELACION Kg./Hp.
MAYOR	HASTA — 155
PROMEDIO	155 — 182
MENOR	182 — más



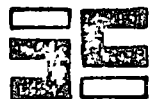


TABLA 9 RESISTENCIA AL RODAMIENTO

TIPO DE CAMINO		COEFICIENTE	
		CARRILES	LLANTAS
A	SUPERFICIE ESTABILIZADA BIEN CONSERVADA SIN PENETRACION BAJO CARGA.	0.02	0.018
B	FIRME DE TIERRA QUE SE ONDULA BAJO CARGA. MANTENIMIENTO REGULAR.	0.035	0.028
C	CAMINO DE TIERRA CON RAICES, FLEXIBLE BAJO CARGA, SIN MANTENIMIENTO Y PENETRACION DE LLANTA DE 2.5 A 5 CM.	0.05	0.04
D	CAMINO DE TIERRA SUELTA CON RAICES. INESTABLE. SIN MANTENIMIENTO. PENETRACION DE LLANTA DE 10 A 15	0.075	0.06
E	ARENA Y GRAVA SUELTA	0.1	0.08
F	CAMINO LODOSO SIN MANTENIMIENTO.	0.15	0.12
G	ROCA	0.1	0.07





TABLA 10 COEFICIENTE DE TRACCION

TIPO DE CAMINO		COEFICIENTE	
		CARRILES	LLANTAS
I	CONCRETO	0.45	0.50
II	ARCILLA SECA	0.90	0.55
III	ARCILLA HUMEDA	0.70	0.45
IV	ARENA SECA	0.30	0.20
V	ARENA HUMEDA	0.50	0.40
VI	GRAVA SUELTA	0.50	0.36
VII	TIERRA FIRME	0.90	0.55
VIII	TIERRA SUELTA	0.60	0.45
IX	BANCO DE ROCA	0.55	0.65



ECONOMIA COSTO HORA MAQUINA

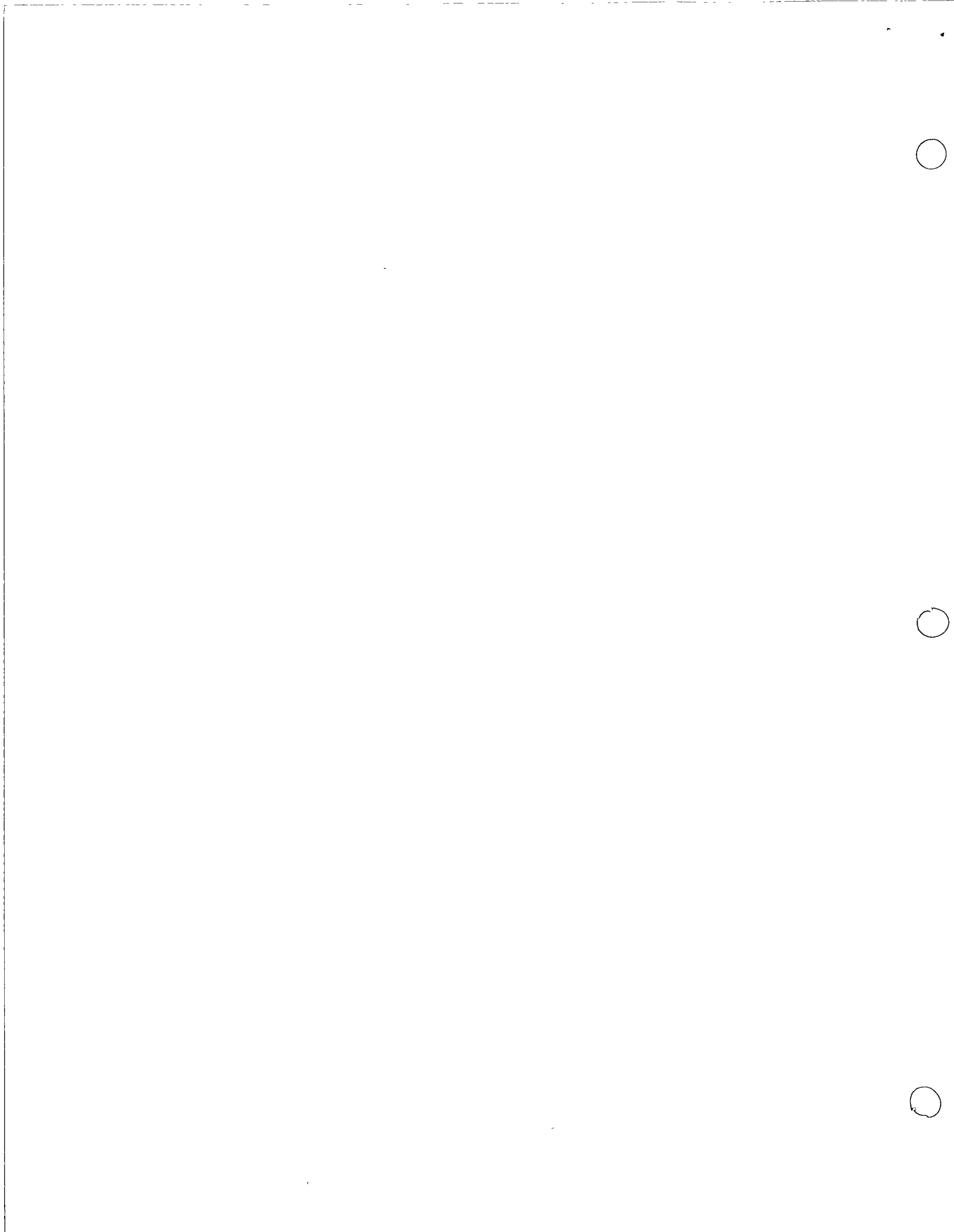
MAQUINA: COMPRESOR PORTATIL FECHA: _____
 MARCA: Gadner Denver MODELO: SP - 600 VALOR DE ADQUISICION (Va) \$ 630,000.00
 MOTOR: DIESEL VALOR DE RESCATE (Vr) \$ 63,000.00
 POTENCIA: 200 H.P. VIDA ECONOMICA (Ve) 8,000 HRS.

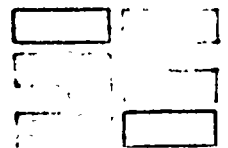
	CARGO	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
CARGOS FIJOS	DEPRECIACION	$D = \frac{V_a - V_r}{V_e}$	$D = \frac{630,000.00 - 63,000.00}{8,000 \text{ HRS.}}$	\$ 70.88
	INVERSION	$I = \frac{V_a + V_r}{2 H_a} (i)$	$I = \frac{630,000.00 + 63,000.00}{2 \times 2,000 \text{ HRS.}} (0.12)$	\$ 20.79
	SEGUROS	$S = \frac{V_a + V_r}{2 H_a} (s)$	$S = \frac{630,000.00 + 63,000.00}{2 \times 2,000 \text{ HRS.}} (0.01)$	\$ 1.73
	ALMACENAMIENTO	$A = K_a D$	$A = 0.1 \times \$ 70.88$	\$ 7.09
	MANTENIMIENTO	$T = Q D$	$T = 0.7 \times \$ 70.88$	\$ 49.62
SUMA CARGOS FIJOS				\$ 150.11

	CARGO	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
CONSUMOS	COMBUSTIBLES	$E = C P_c$	$E = 0.12 \times 200 \text{ HP} \times \$ 0.55 / \text{Lt}$	\$ 13.20
	LUBRICANTES	$L = C P_L$	$L = 0.004 \times 200 \text{ HP} \times \$ 9.50 / \text{Lt}$	\$ 7.60
	LLANTAS	$LL = \frac{V_{LL}}{H}$	$LL = \frac{\$}{\text{HRS}}$	\$
	VARIOS			\$
SUMA CARGOS POR CONSUMOS				\$ 20.80

	PERSONAL	SALARIO REAL	FORMULA Y CALCULO	COSTO HORARIO
OPERACION	<u>1</u> OPERAR (ES)	\$ 155.44/TURNO	$O = \frac{S_o \times 365 \text{ DIAS/AÑO}}{2000 \text{ HRS/AÑO}}$	
	AYUDANTE(S)	\$ /TURNO		
	PEON (ES)	\$ /TURNO		
	SUMA	\$ 155.44/TURNO	$O = \frac{\$ 155.44 / \text{TURNO} \times 365 \text{ DIAS/AÑO}}{2000 \text{ HRS/AÑO}}$	\$ 28.36
CARGO POR OPERACION				\$ 28.36

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA	\$ 199.27
-----------------------------------	------------------





ECONOMIA, COSTO HORA MAQUINA

MAQUINA: TRAC - DRILL FECHA: _____
 MARCA: Gardner Denver MODELO: ATD-3100 VALOR DE ADQUISICION (Va) \$ 790,000.00
 MOTOR: NEUMATICO VALOR DE RESCATE (Vr) \$ 79,000.00
 POTENCIA: _____ H.P. VIDA ECONOMICA (Vc) 8,000 HRS.

CARGOS FIJOS	CARGO	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
	DEPRECIACION	$D = \frac{V_a - V_r}{V_c}$	$D = \frac{790,000.00 - 79,000.00}{8,000 \text{ HRS.}}$	\$ 88.87
	INVERSION	$I = \frac{V_a + V_r}{2 H_a} (i)$	$I = \frac{790,000.00 + 79,000.00}{4,000 \text{ HRS.}} (0.12)$	\$ 26.07
	SEGUROS	$S = \frac{V_a + V_r}{2 H_a} (s)$	$S = \frac{790,000.00 + 79,000.00}{4,000 \text{ HRS.}} (0.01)$	\$ 2.17
	ALMACENAMIENTO	$A = K_a D$	$A = 0.1 \times \$ 88.87$	\$ 8.88
	MANTENIMIENTO	$T = Q D$	$T = 0.8 \times \$ 88.87$	\$ 71.09
SUMA CARGOS FIJOS				\$ 197.08

CONSUMOS	CARGO	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
	COMBUSTIBLES	$E = C P_c$	$E = \quad \times \quad \text{HP} \times \$ \quad / \text{Lit}$	\$
	LUBRICANTES	$L = C P_L$	$L = \quad \times \quad \text{HP} \times \$ \quad / \text{Lit}$	\$
	LLANTAS	$LL = \frac{V_{LL}}{H}$	$LL = \frac{\$}{\text{HRS}}$	\$
	VARIOS		MANGUERAS .	\$ 5.00
SUMA CARGOS POR CONSUMOS				\$ 5.00

OPERACION	PERSONAL	SALARIO REAL	FORMULA Y CALCULO	COSTO HORARIO
	<u>1</u> OPERAR(ES)	\$ 268.00 /TURNO	$O = \frac{S_o \times 365 \text{ DIAS/AÑO}}{2000 \text{ HRS/AÑO}}$	\$ 48.91
	AYUDANTE(S)	\$ /TURNO		
	PEON (ES)	\$ /TURNO	$O = \frac{\$ 268.00/\text{TURNO} \times 365 \text{ DIAS/AÑO}}{2000 \text{ HRS/AÑO}}$	
	SUMA	\$ 268.00/TURNO		
CARGO POR OPERACION				\$ 48.91

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA	\$ 250.99
-----------------------------------	------------------



COSTO HORA MAQUINA

MACQUINA: PERFORADORA MANUAL FECHA: _____
 MARCA: Chicago Pneumatic MODELO: CP - 69 VALOR DE ADQUISICION (Va) \$ 20,000.00
 MOTOR: NEUMATICO VALOR DE RESCATE (Vr) \$ 0.00
 POTENCIA: _____ H.P. _____ VIDA ECONOMICA (Ve) 4,800 HRS.

CARGOS FIJOS	CARGO	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
	DEPRECIACION	$D = \frac{V_a - V_r}{V_e}$	$D = \frac{20,000.00}{4,800 \text{ HRS.}}$	\$ 4.16
	INVERSION	$I = \frac{V_a + V_r}{2 H_a} (i)$	$I = \frac{20,000.00}{2 \times 1,600 \text{ HRS.}} (0.12)$	\$ 0.75
	SEGUROS	$S = \frac{V_a + V_r}{2 H_a} (s)$	$S = \frac{20,000.00}{2 \times 1,600 \text{ HRS.}} (0.01)$	\$ 0.06
	ALMACENAMIENTO	$A = K_a D$	$A = 0.1 \times \$ 4.16$	\$ 0.41
	MANTENIMIENTO	$T = Q D$	$T = 0.3 \times \$ 4.16$	\$ 1.24
SUMA CARGOS FIJOS				\$ 6.62

CONSUMOS	CARGO	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
	COMBUSTIBLES	$E = C P_c$	$E = \quad \times \text{HP} \times \$ \quad / \text{LT}$	\$
	LUBRICANTES	$L = C P_L$	$L = \quad \times \text{HP} \times \$ \quad / \text{LT}$	\$
	LLANTAS	$LL = \frac{V_{LL}}{H}$	$LL = \$ \quad / \text{HRS}$	\$
	VARIOS		MANGUERAS	\$ 5.00
SUMA CARGOS POR CONSUMOS				\$ 5.00

OPERACION	PERSONAL	SALARIO REAL	FORMULA Y CALCULO	COSTO HORARIO
	<u>1</u> OPERAR(ES)	\$ 214.40 /TURNO	$O = \frac{S_o \times 365 \text{ DIAS/AÑO}}{2000 \text{ HRS/AÑO}}$	
	AYUDANTE(S)	\$ /TURNO		
	PEON (ES)	\$ /TURNO		
	SUMA	\$ 214.40 /TURNO	$O = \frac{\$ 214.40 / \text{TURNO} \times 365 \text{ DIAS/AÑO}}{2000 \text{ HRS/AÑO}}$	\$ 39.12
CARGO POR OPERACION				\$ 39.12

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA **\$ 50.74**



ECONOMIA COSTO HORA MAQUINA

MAQUINA: COMPRESOR 330	FECHA:
MARCA: ATLAS COPCO MODELO: VT -6	VALOR DE ADQUISICION (Va) \$ 460,000.00
MOTOR: DIESEL	VALOR DE RESCATE (Vr) \$ 46,000.00
POTENCIA: 110 H.P.	VIDA ECONOMICA (Vo) 8,000 HRS.

	CARGO	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
CARGOS FIJOS	DEPRECIACION	$D = \frac{V_a - V_r}{V_o}$	$D = \frac{460,000.00 - 46,000.00}{8,000.00} \text{ HRS.}$	\$ 51.75
	INVERSION	$I = \frac{V_a + V_r}{2 H_o} (i)$	$I = \frac{460,000.00 + 46,000.00}{2 \times 2,000} \text{ HRS.} (0.12)$	\$ 15.18
	SEGUROS	$S = \frac{V_a + V_r}{2 H_o} (s)$	$S = \frac{460,000.00 + 46,000.00}{2 \times 2,000} \text{ HRS.} (0.01)$	\$ 1.26
	ALMACENAMIENTO	$A = K_a D$	$A = 0.1 \times \$ 51.75$	\$ 5.18
	MANTENIMIENTO	$T = Q D$	$T = 0.7 \times \$ 51.75$	\$ 36.23
SUMA CARGOS FIJOS				\$ 109.60

	CARGO	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
CONSUMOS	COMBUSTIBLES	$E = CP_c$	$E = 0.12 \times 110 \text{ HP} \times \$ 0.55 / \text{Lt}$	\$ 10.28
	LUBRICANTES	$L = CPL$	$L = 0.004 \times 110 \text{ HP} \times \$ 9.50 / \text{Lt}$	\$ 4.18
	LLANTAS	$LL = \frac{V_{LL}}{H}$	$LL = \frac{\$}{\text{HRS}}$	\$
	VARIOS			\$
SUMA CARGOS POR CONSUMOS				\$ 14.46

	PERSONAL	SALARIO REAL	FORMULA Y CALCULO	COSTO HORARIO
OPERACION	1 OPERAR(ES)	\$ 155.44 /TURNO	$O = \frac{S_o \times 365 \text{ DIAS/AÑO}}{2000 \text{ HRS/AÑO}}$	
	AYUDANTE(S)	\$ /TURNO		
	PEON (ES)	\$ /TURNO		
	SUMA	\$ 155.44 /TURNO	$O = \frac{\$ 155.44 / \text{TURNO} \times 365 \text{ DIAS/AÑO}}{2000 \text{ HRS/AÑO}}$	\$ 28.36
CARGO POR OPERACION				\$ 28.36

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA	\$ 152.52
-----------------------------------	------------------



VOLADURA DE ROCAS

VOLADURA DE BANCO POR EL METODO DE "OVERBURDEN"

ING. GABRIEL MOLINA EGUIA LIS
JULIO DE 1976.



1950 10 8 20



1950 10 8 20

1950 10 8 20

1950 10 8 20



Consideramos $E = V$

Tanto E como V se reduce en un 5% por perforación vertical.

$$V = 0.95 \times 7.00 = 6.7 \text{ m.}$$

Corrección de la piedra por desviación en la perforación.

La piedra práctica $V_1 = V - 0.05 K = 6.7 - 0.05 \times 15 = 5.95 \text{ m.}$

Por otro lado $V_1 = d$ (en pulgadas)

$$V_1 = 6" \text{ } \emptyset = 6 \text{ m.}$$

La carga del barreno por ml.

$$l = 0.001 d^2 = 0.001 \times 152^2 = 23.1 \text{ kg/m.}$$

Altura de la carga de fondo

$$h = 1.3 V = 1.3 \times 6.7 = 8.7 \text{ m.}$$

$$l = 23.1 \text{ kg/m.}$$

Carga de fondo.

$$Q_b = hl = 8.7 \times 23.1 = 200.97 \text{ kg.}$$

Dado que se trata de una formación sedimentaria hay que reducir la carga de fondo de un 20 %.

$$Q_b = 200.97 \times 0.80 = \underline{160.78} \text{ kg.}$$

Altura de la carga de columna de $k-2V = 15-2 \times 6.7 = 1.60 \text{ m.}$

De acuerdo a la roca sedimentaria.

$$l_p = 23.1 \times 0.4 = 9.24 \text{ kg/m.}$$

La carga de columna se reduce en un 10 % en barrenos verticales.

$$Q_p = h l_p = 1.60 \times 9.24 \times 0.9 = 13.31 \text{ kg.}$$

La carga total de explosivo será:

$$Q_t = Q_b + Q_p = 160.78 + 13.31 = 174.09 \text{ kg.}$$

Entonces la carga específica es de:

$$q = \frac{Q_t}{V \times E \times K} = \frac{174.09}{6 \times 6 \times 15} = 0.32 \text{ kg/m}^3$$

$$V \times E \times K = 6 \times 6 \times 15$$

$$q = 0.32 \text{ kg/m}^3.$$

Veamos ahora la distribución de la carga para diferentes alternativas.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

PHYSICS 551

PROBLEM SET 10

Due: Friday, November 12, 1993

1. A particle of mass m is confined to a one-dimensional potential well

of width a and height V_0 . The potential is zero outside the well and is V_0 inside.

(a) Find the energy levels E_n for $n = 1, 2, 3, 4$ in the limit $V_0 \gg E_n$.

(b) Find the energy levels E_n for $n = 1, 2, 3, 4$ in the limit $V_0 \ll E_n$.

(c) Find the energy levels E_n for $n = 1, 2, 3, 4$ in the limit $V_0 \sim E_n$.

(d) Find the energy levels E_n for $n = 1, 2, 3, 4$ in the limit $V_0 \gg E_n$ and $a \ll \lambda$.

(e) Find the energy levels E_n for $n = 1, 2, 3, 4$ in the limit $V_0 \gg E_n$ and $a \gg \lambda$.

(f) Find the energy levels E_n for $n = 1, 2, 3, 4$ in the limit $V_0 \gg E_n$ and $a \sim \lambda$.

2. A particle of mass m is confined to a one-dimensional potential well

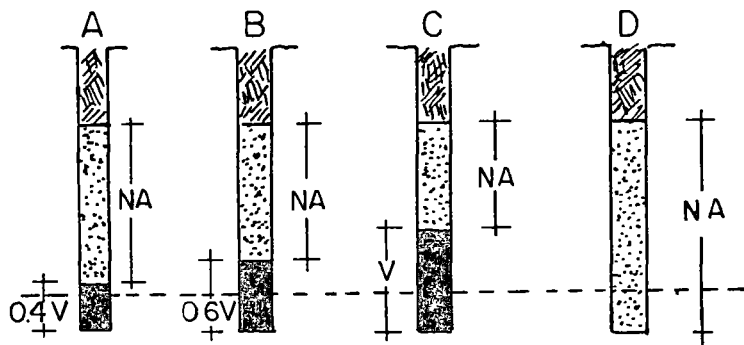
of width a and height V_0 . The potential is zero outside the well and is V_0 inside.

(a) Find the energy levels E_n for $n = 1, 2, 3, 4$ in the limit $V_0 \gg E_n$.

(b) Find the energy levels E_n for $n = 1, 2, 3, 4$ in the limit $V_0 \ll E_n$.

Sabemos de antemano que a mayor cantidad de explosivo gelatinoso en el fondo, mejores resultados obtendremos.

Se han hecho estudios para diferentes condiciones de carga y se han obtenido los siguientes resultados.



<u>Alternativa</u>	<u>Explosivo</u> <u>V</u>	<u>Carga</u> <u>0.6V</u>	<u>Fondo</u> <u>0.4V</u>	<u>Carga de</u> <u>Columna</u>	<u>Volumen relativo</u> <u>arrancado por</u> <u>barreno</u>
A			Gelatina	NA	1.28
B		Gelatina		NA	1.40
C	Gelatina			NA	1.50
D	NA			NA	0.81

Esto nos dice que dada un área de influencia por el producto -- V x E, obtenemos por cada metro lineal de perforación un volúmen relativo determinado en la tabla anterior.

Veamos que resultados obtenemos:

Alternativa A

$$\text{Vol. arrancado} = 6 \times 6 \times 1.28 = 46.08 \text{ m}^3/\text{ml}.$$

Alternativa B

$$\text{Vol. arrancado} = 6 \times 6 \times 1.40 = 50.4 \text{ m}^3/\text{ml}.$$

Alternativa C.

$$\text{Vol. arrancado} = 6 \times 6 \times 1.50 = 54.0 \text{ m}^3/\text{ml}.$$

Alternativa D

$$\text{Vol. arrancado} = 6 \times 6 \times 0.81 = 29.16 \text{ m}^3/\text{ml}.$$

Ahora podemos entrar a los costos.

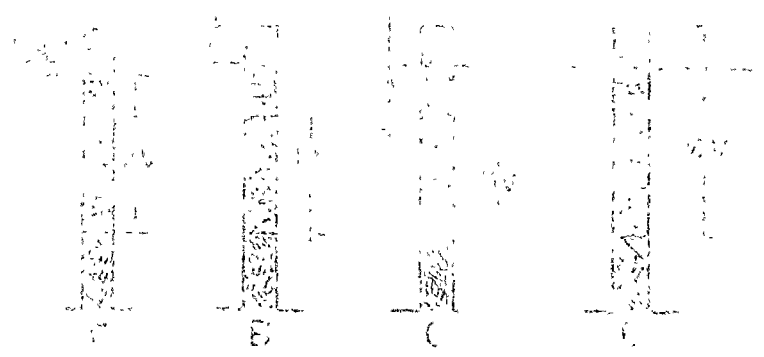
Actualmente con una perforadora de 6" ϕ tenemos un costo por horario de \$ 660.00/hr. y un rendimiento de 15 ml/hr.

ΕΡΕΥΝΑ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ
 ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΕΚΠΟΙΗΣΗΣ
 ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ

ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ
 ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ
 ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ

ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ
 ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ
 ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ

ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ
 ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ
 ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ



ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ
 ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ
 ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ

EJEMPLO DE CALCULO DE UNA VOLADURA DE DESCAPOTE (Overburden)

Como ya expusimos anteriormente, la roca está formada geológicamente por sedimentación, frecuentemente presenta una estratificación horizontal. Para voladura de descapote en las que el piso propuesto es generalmente horizontal no se necesita en el fondo de la misma -- fuerza de rotura que para una roca ordinaria, esto es de hecho un -- efecto geométrico que también se presenta en otra clase de rocas --- cuando las grietas en el fondo del banco hacen innecesaria una carga de fondo total. Si se trata de una gran grieta, puede necesitarse -- tan solo la carga de columna, el factor de roca en sí mismo es casi -- el mismo que para una roca ordinaria y se puede tomar como $C = 0.4$.

En caso de rocas sedimentarias se trata más de una cuestión de planos débiles de contacto que de la existencia de grietas, pero el efecto viene a ser el mismo y la concentración de carga en el fondo del barreno es a veces intermedia entre la correspondiente a una -- carga de columna; esta última necesita cuando mucho una carga por -- metro de 0.4.

En rocas sedimentarias se necesita, generalmente, una carga -- que sea el 80 % de la habitual, pudiéndose emplear para la de co--- lumna la misma concentración que para una roca normal. Estas ci--- fras pueden considerarse como bastante usuales y emplearse siempre -- que se presenten las mismas condiciones geométricas. En las tablas 3.7, a) y b) se dan datos correspondientes a distintos diámetros de barrenos con una pendiente 2:1.

El grado de retacado $P=1.0 \text{ kg/dm}^3$ es bastante bajo y, para diá-- metros superiores a 100 mm (4" \emptyset) cabe aumentarle hasta el 50 % --- cuando se emplee para los cartuchos de dinamita goma una cargadora -- producto VE.

Los valores que para la piedra máxima de la tabla 3.1 pueden --

... ..

... ..

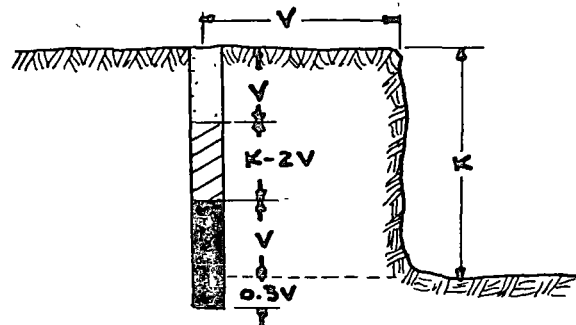
... ..

... ..

... ..

aplicarse a la 3.7 a) ya que el menor grado de retacado queda -- compensado por una mayor facilidad de rotura en el fondo, utilizándose estos valores de la tabla 3.1 cuando $E = 1,25 V$.

Si se prefiere una plantilla de perforación con los mismos valores para el espaciamento y la línea de mínima resistencia, puede aumentarse ésta de tal forma que la superficie (y por tanto también el volúmen) por barreno permanezcan constantes. En una plantilla cuadrada, la línea de mínima resistencia y el espaciamento tendrán entonces el mismo valor EV .



Ejemplo de aplicación:

Se trata de la explotación de un banco de descapote con una altura de 15 m. con una perforadora de 6" \varnothing , obtenemos en la tabla 3.1.

para $\varnothing = 6" = 152 \text{ mm}$, $V \text{ máx.} = 7 \text{ m}$ o con $V = 0.046 d = 0.046 \times 152 = 7 \text{ m}$.

En perforaciones verticales, la piedra y el espaciamento deben ser un 5 % menores con el mismo diámetro y carga de fondo, por lo que el volúmen de roca por barreno, que es proporcional a $V \times E$, se reduce, a causa de la mayor fijación el fondo, en un 10 %. La mínima carga de columna, que no está influenciada por las condiciones del fondo, también se reduce en un 10 %.

Veamos si se trata de un banco normal a banco bajo en banco

Normal $K \geq 1.8 V$

En banco bajo $K \leq 1.8 V$

Si $K = 15 \text{ m}$, entonces se trata de un banco normal ya que --

$$1.8 V = 1.8 \times 7 = 12.6 < K.$$

Faint, illegible text at the top of the page, possibly a header or introductory paragraph.

Handwritten text in the center of the page, possibly a signature or a specific note.

Faint, illegible text in the lower middle section of the page.

Faint, illegible text at the bottom of the page, possibly a footer or concluding paragraph.

Perforación alternativa A

$$\text{Rendimiento} = 15 \frac{\text{ml}}{\text{hr}} \times 46.08 \frac{\text{m}^3}{\text{ml}} = 691.2 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$\text{Costo} = \frac{\$ 660.00/\text{hr}}{691.2 \frac{\text{m}^3}{\text{hr}}} = \$ 0.95/\text{m}^3$$

Perforación alternativa B

$$\text{Rendimiento} = 15 \frac{\text{ml}}{\text{hr}} \times 50.4 \frac{\text{m}^3}{\text{ml}} = 756.0 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$\text{Costo} = \frac{\$ 660.00/\text{hr}}{756.0 \frac{\text{m}^3}{\text{hr}}} = \$ 0.87/\text{m}^3$$

Perforación alternativa C

$$\text{Rendimiento} = 15 \frac{\text{ml}}{\text{hr}} \times 54.0 \frac{\text{m}^3}{\text{ml}} = 810.0 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$\text{Costo} = \frac{\$ 660.00/\text{hr}}{810.0 \frac{\text{m}^3}{\text{hr}}} = \$ 0.81/\text{m}^3$$

Perforación alternativa D

$$\text{Rendimiento} = 15 \frac{\text{ml}}{\text{hr}} \times 29.16 \frac{\text{m}^3}{\text{ml}} = 437.4 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$\text{Costo} = \frac{\$ 660.00/\text{hr}}{437.4 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$ 1.51/\text{m}^3$$

Los costos de los explosivos actualmente están en:

Gelatina = \$ 11.40/kg

Nitrato Amonio = \$ 2.50/kg

NOTA:

Los artificios no se consideran en este análisis

ρ_g = Densidad de la gelatina = 1450 kg/m³

ρ_n = Densidad del Nitrato de A. = 900 kg/m³

$$a = \text{Area del barreno} = \frac{\pi}{4} d^2 = 0.785 \times 0.152^2 = 0.018 \text{ m}^2$$

h = Altura del barreno = 16.8 m.

... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

Alternativa A

Cantidad de gelatina

$$Q_g = 0.4 V \times a \times \rho_g = 0.4 \times 6 \times 0.018 \times 1450 = 62.64 \text{ kg.}$$

Cantidad de nitrato

$$Q_n = (H - 1.4 V) \times a \times \rho_n = (16.8 - 1.4 \times 6) \times 0.018 \times 900 = 136.08 \text{ kg.}$$

Costo gelatina

$$\text{Costo} = \frac{62.64 \text{ kg} \times \$ 11.40/\text{kg}}{691.2 \text{ m}^3} = \$ 1.03/\text{m}^3$$

Costo nitrato

$$\text{Costo} = \frac{136.08 \text{ kg} \times \$ 2.50/\text{kg}}{691.2 \text{ m}^3} = \$ 0.49/\text{m}^3$$

Costo por explosivos = \$ 1.52/m³

Alternativa B

Cantidad de gelatina

$$Q_g = 0.6 V \times a \times \rho_g = 0.6 \times 6 \times 0.018 \times 1450 = 93.96 \text{ kg.}$$

Cantidad de nitrato

$$Q_n = (H - 1.6 V) \times a \times \rho_n = (16.8 - 1.6 \times 6) \times 0.018 \times 900 = 116.64 \text{ kg}$$

Costo gelatina

$$\text{Costo} = \frac{93.96 \text{ kg} \times \$ 11.40/\text{kg}}{756 \text{ m}^3} = \$ 1.42/\text{m}^3$$

Costo nitrato

$$\text{Costo} = \frac{116.64 \text{ kg} \times \$ 2.50/\text{kg}}{756 \text{ m}^3} = \$ 0.39/\text{m}^3$$

Costo por explosivos = \$ 1.81/m³

Alternativa C

Cant. de gelatina

$$Q_g = V \times a \times \rho_g = 6 \times 0.018 \times 1450 = 156.6 \text{ kg.}$$

Cantidad de nitrato

$$Q_n = (H - 2V) \times a \times \rho_n = (16.8 - 2 \times 6) \times 0.018 \times 900 = 77.76 \text{ kg.}$$



Alternative 2

0.111 x 1000 = 111

0.09 x 1000 = 90

0.07 x 1000 = 70

0.05 x 1000 = 50

0.03 x 1000 = 30

0.01 x 1000 = 10

0.005 x 1000 = 5

0.002 x 1000 = 2

0.001 x 1000 = 1

0.0005 x 1000 = 0.5

0.0002 x 1000 = 0.2

0.0001 x 1000 = 0.1

0.00005 x 1000 = 0.05

0.00002 x 1000 = 0.02

0.00001 x 1000 = 0.01

0.000005 x 1000 = 0.005

0.000002 x 1000 = 0.002

0.000001 x 1000 = 0.001

0.0000005 x 1000 = 0.0005

0.0000002 x 1000 = 0.0002

0.0000001 x 1000 = 0.0001

0.00000005 x 1000 = 0.00005

0.00000002 x 1000 = 0.00002

0.00000001 x 1000 = 0.00001

0.000000005 x 1000 = 0.000005

0.000000002 x 1000 = 0.000002

0.000000001 x 1000 = 0.000001

0.0000000005 x 1000 = 0.0000005



Costo gelatina

$$\text{Costo} = \frac{156.6 \text{ kg} \times \$ 11.40/\text{kg}}{810 \text{ m}^3} = \$ 2.20/\text{m}^3$$

Costo nitrato

$$\text{Costo} = \frac{77.76 \text{ kg} \times \$ 2.50/\text{kg}}{810 \text{ m}^3} = \$ 0.24/\text{m}^3$$

$$\text{Costo por explosivos} = \$ 2.44/\text{m}^3$$

Alternativa D

Cantidad de nitrato

$$Q_n = (H - V_1) \times a \times \rho_n = (16.8 - 6) \times 0.018 \times 900 = 174.96 \text{ kg}$$

Costo nitrato

$$\text{Costo} = \frac{174.96 \text{ kg} \times \$ 2.50/\text{kg}}{437.4 \text{ m}^3} = \$ 1.00/\text{m}^3$$

$$\text{Costo por explosivos} = \$ 1.00/\text{m}^3$$

Costos totales

Alternativa A

$$\text{Costo total} = C_{\text{perf}} + C_{\text{expl}} = 0.95 + 1.52 = \$ 2.47/\text{m}^3$$

Alternativa B

$$\text{Costo total} = C_{\text{perf}} + C_{\text{expl}} = 0.87 + 1.81 = \$ 2.68/\text{m}^3$$

Alternativa C

$$\text{Costo total} = C_{\text{perf}} + C_{\text{expl}} = 0.81 + 2.44 = \$ 3.25/\text{m}^3$$

Alternativa D

$$\text{Costo total} = C_{\text{perf}} + C_{\text{expl}} = 1.51 + 1.00 = \$ 2.51/\text{m}^3$$

De lo anterior concluimos que la alternativa A es la más adecuada pues el costo es mínimo con un volumen relativo arrancado -- por barreno de $1.28 > 1$

Entonces con una densidad de carga

$$q = 0.32 \text{ kg/m}^3$$

La densidad de gelatina será

$$q_g = \frac{Q_g}{Q_{\text{tot}}} \times q = \frac{62.64}{174.96} \times 0.32 = 0.36 \times 0.32 = 0.115 \text{ kg}$$

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5780 SOUTH CAMPUS DRIVE
CHICAGO, ILLINOIS 60637

RECEIVED

LETTER OF CREDIT FOR THE PURCHASE OF CHEMICALS -
TO BE PAID TO THE ORDER OF THE DEPARTMENT OF CHEMISTRY

AMOUNT \$ 100.00
DATE 10/15/68
BY [Signature]
FOR THE PURCHASE OF CHEMICALS
FROM THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5780 SOUTH CAMPUS DRIVE
CHICAGO, ILLINOIS 60637

UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5780 SOUTH CAMPUS DRIVE
CHICAGO, ILLINOIS 60637

FOR THE PURCHASE OF CHEMICALS
FROM THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5780 SOUTH CAMPUS DRIVE
CHICAGO, ILLINOIS 60637

Y la de nitrato será

$$q_n = \left(1 - \frac{Q_g}{Q_{\text{tot}}}\right) \times q = 0.64 \times 0.32 = 0.205 \text{ kg/m}^3$$

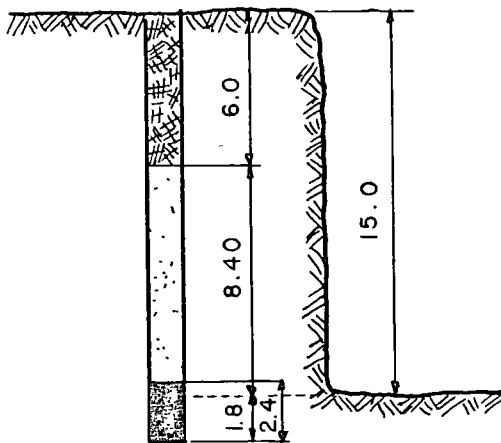
11 11 11

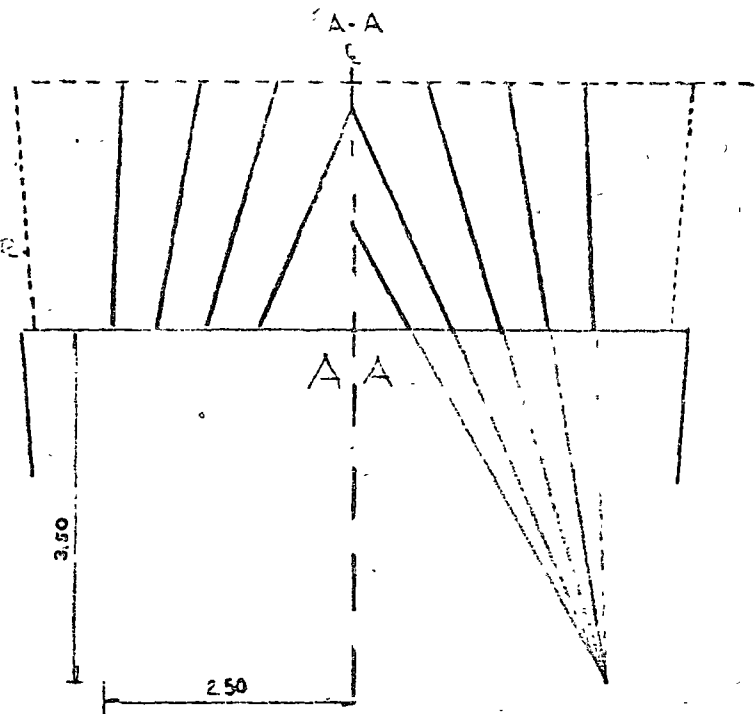
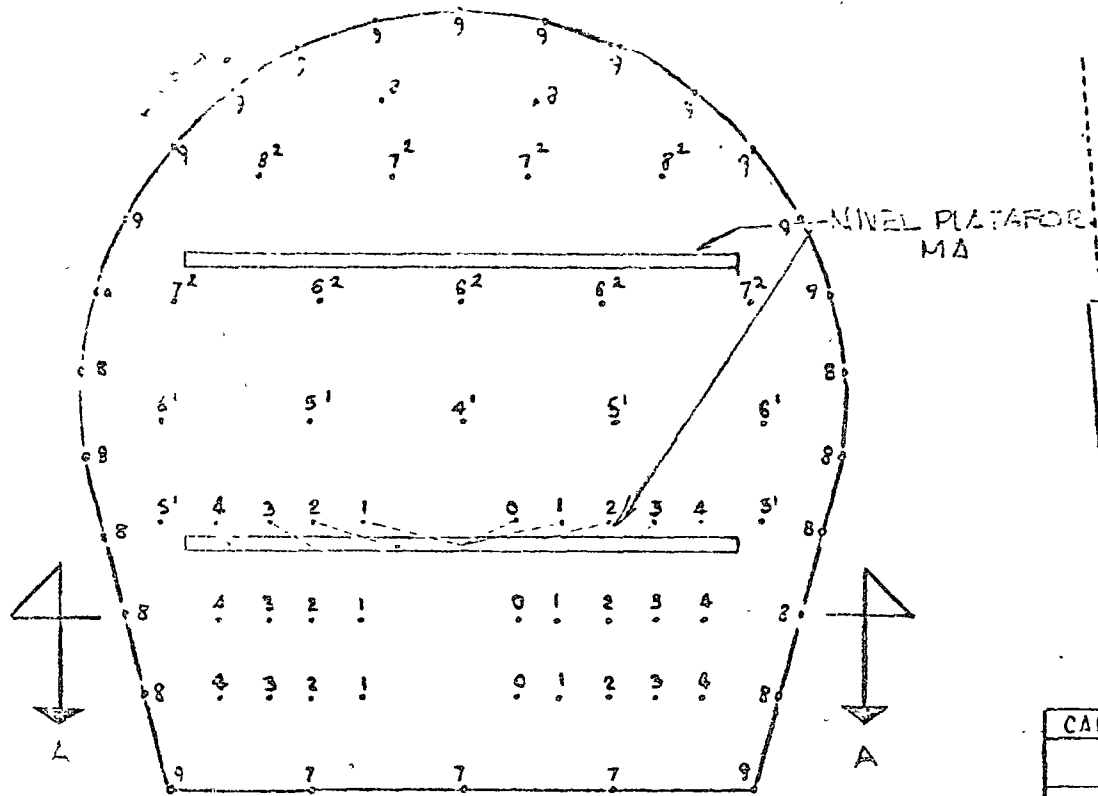
11 11 11



RESUMEN:

ALTURA DEL BANCO = 15 mts.
ESPACIAMIENTO = PIEDRA = 6 mts.
PROFUNDIDAD DE PERFORACION = 16.8 mts.
ALTURA DE CARGA FONDO = 2.40 mts.
ALTURA CARGA COLUMNA = 8.40 mts.
ALTURA DE RETAQUE = 6 mts.
CARGA ESPECIFICA = 0.32 kg/m³
CARGA ESP. GELATINA = 0.115 kg/m³
CARGA ESP. NIT. AM. = 0.205 kg/m³
VOLUMEN POR BARRENO = 691.2 m³
CARGA GELATINA POR BARRENO = 62.64 kg.
CARGA NITRATO POR BARRENO = 136.08 kg.
TIPO DE GEOMETRIA DE LA PLANTILLA =
" AL TRES-BOLILLO "
VOL. RELATIVO ARRANCADO POR BARRENO = 1.28





Area teórica	m ²	52.8
Avance por tronada	m	2.1
Volumen teor por tronada	m ³	110.9
Acero de barrenación	2.4m/φ38mm	
Número de barrenos		72
Barrenación por tronada	m	171.6
Coefficiente de barrenación		1.55
Centeno de explosivos	Kg	90.368
Coefficiente de carga		0.81

CARGA CON GELATINA EXTRA 40% de 7/8" x 2" peso/cart: 0.128 Kgs						
	Estacin	CARTUCHO FOR BARRENO		Kgs. por BARRENO	Número de BARRENOS	Kgs. total
		FONDO	COLUMNA			
Barrenos de cña	0	2		0.256	3	0.768
" " "	1	9	3	1.536	6	9.216
" " "	2	3	5	1.024	6	6.144
" " "	3	3	5	1.024	6	6.144
" " "	4	3	3	1.024	6	6.144
" " piso	7.9	15		1.920	5	9.600
" " desc	4'5" 6'	12	2	1.792	7	12.544
" " "	6'72" 8'	11	2	1.604	9	14.976
" " "	8	4	4	1.024	2	2.398
" " techo	9	Especial		0.768	13	9.984
" " tabla	2	1	9	1.280	10	12.800
Suma					73	90.368

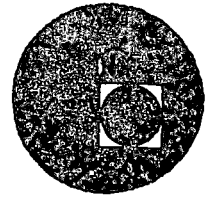
Fig-2

ENISOR CENTRAL
 PLANTILLA DE BARRENACION
 TRAMO IC-11 EST 14000
 ESC. 1/75 FIG 2





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



VOLADURA DE ROCAS

Excavaciones en Túneles de Sección Circular

o en portal de 13 m

Ing. Mario Esperón Lepine

1912

1912



EXCAVACIONES EN TUNELES DE SECCION CIRCULAR O
DE PORTAL DE 13 METROS DE ANCHO O MAYORES

1. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y EQUIPO

1.1 Generalidades:

Los parámetros principales que determinan el procedimiento constructivo y en consecuencia el equipo de ataque de los túneles son:

- a) - Area y dimensiones de la sección transversal
- b) - Competencia de la roca
- c) - Longitud del tunel y número de frentes de ataque
- d) - Programa que hay que cumplir

Para nuestro estudio vamos a considerar como constantes los siguientes parámetros:

- a) - El área que se restringirá a secciones grandes de túneles del orden de 70 m^2 a 170 m^2 o más.
- b) - El programa que se considerará constante y no se tomarán en cuenta variantes de el.

De donde una vez definido lo anterior, hagamos variar simultáneamente los otros dos parámetros b) y c) a 3 condiciones diferentes cada uno, lo que nos dará 9 casos típicos de obra.
Cuadro No. 1.

En cuanto al parámetro c): Longitud del tunel y número de frentes, implícitamente está tomando en cuenta 2 variables.

- a) - El monto de la inversión (en función de la longitud de la obra)
- b) - La distancia media de acarreo

PROCEDIMIENTOS PROBABLES DE ATAQUE EN CASOS TÍPICOS DE TUNELES DE SECCION GRANDE

		PROCESO QUE SE ESTUDIA	Parámetro: COMPETENCIA DE LA ROCA		
			M A L A	D U D O S A	B U E N A
Parámetro: LONGITUD DEL TUNEL	TUNEL CORTO >100m. <750m.	ATAQUE	① Métodos, Belga, Austríaco o Alemán según el grado de incompetencia de la roca	④ 1/2 secc.sup.con tunel piloto y banqueo simultáneo, pero defasado longitudinalmente.	⑦ 1/2 secc.sup.completa y banqueo simultáneo pero defasado longitudinalmente.
		CUÑA	Cilíndrica (puede ser la más apropiada)	Cilínd.o quemada para el tunel piloto	En "V" o en abanico
		BARRENACION	Perforadoras de pierna sobre la rezaga o tarangos	Tun.piloto: perf.pierna,secc.sup.: perf.de pierna en plataf.dalmine.Banqueo: barr.enac.vert.: Tracks.Horiz.p.de pierna	Secc.Sup.: Perf.de pierna en plataf.dalmine.Banqueo: barr.vert.: Tracks.Barrenac.Horiz.perf. de pierna en cam.plataf
		CARGA	A mano: En túneles derivadores Con equipo 955 Cat.o sim. en tunel pral	Tun.piloto: Scooptrame 1 yd ³ 1/2 secc. sup.subir en rezaga Cat.955 o similar	1/2 secc.sup.: subir 955 por rezaga, luego bajarlo y cargar abajo.
	ACARREO	Camiones de volteo convencionales	Camiones de volteo con caja convencional o reforzada	Cam.convenc.de volteo con caja y suspensiones reforzadas para roca.	
	TUNEL MEDIO >750m <3000m	ATAQUE	② Igual al caso anterior ①	⑤ Igual que ④ o 1/2 secc.sup.corrida con tun.piloto y luego el banqueo también corrido.	⑧ Igual que ⑦ o 1/2 secc.sup.corrida, y luego el banqueo también corrido
		CUÑA	Cilíndrica (puede ser la más apropiada)	Igual al caso ④	En "V" o en abanico
		BARRENACION	Igual al caso anterior ①	Igual al caso ④	Igual al ⑦ si se atacan simult.las 2secc. o Jumbo con Drifters y brazos hidr.mon.tados en estruc.de Euclid o similar.
		CARGA	El eq. del caso ant.; o el cargador rezagador Eimco 634 sobre orugas	Igual que ④ o ya se justifica substituir Cat.955 por rezagador Eimco 634	Igual que ⑦ para caso de ataque simult. o cargador Cat.988 para 1/2 secc.corrida
	ACARREO	Camiones de volteo convencionales	Igual al caso anterior	Camiones fuera de carretera de 25 tons. o más	
	TUNEL LARGO >3000m	ATAQUE	③ Igual al caso ①	⑥ Igual al caso ④	⑨ A sección completa
		CUÑA	Cilíndrica puede ser la más apropiada)	Igual al caso ④	En "V" o en abanico
		BARRENACION	Igual al caso ①	Igual al caso ④	Estructura marcos sobre rieles con plataf.a dif. niveles,inferiores abatibles permitir paso rezaga,con Drifter
		CARGA	tun.derivadores: Scooptrame 1yd ³ o más tun.principal: igual al equipo anterior	Igual al caso ⑤	Cargador 988 Cat. o similar o Pala cargadora hidráulica
	ACARREO	Igual al caso ① o locomotora eléctrica o vagonetas	Igual al caso ④ o Locomotora eléctrica o vagonetas	Camiones fuera de carretera de 25 Tons. o más.	

① No Numero de Caso

CUADRO No 1

ING MEL

En el Cuadro No. 1, se han sintetizado los procedimientos constructivos de algunos tipos de túneles. Para desarrollar brevemente esta plática se procederá a ahondar algo en uno de los casos, por ejemplo el Caso No. 8, que se refiere a un tunel de longitud media excavado en una roca competente:

1.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE UN TUNEL DE LONGITUD MEDIA EN UNA ROCA COMPETENTE 100%

Una vez que se pasa la fase crítica de emportalamiento en donde hay que tener el mayor cuidado para no tener sobreexcavaciones, sobre todo en la bóveda con objeto de que se forme el techo y éste sea estable, se tratará de implantar un sistema cíclico de las siguientes actividades:

- 1 - Topografía
- 2 - Barrenación y limpieza de los barrenos
- 3 - Retiro del equipo de barrenación
- 4 - Carga de explosivos y conexiones eléctricas
- 5 - Retiro del personal
- 6 - Voladura
- 7 - Ventilación
- 8 - Movimiento del equipo de rezaga
- 9 - Rezaga
- 10 - Colocación de algún tipo de ademe si se necesitara

La correcta planeación y cálculo en el gabinete de los tiempos y producciones de cada una de las actividades anteriores, y la

implantación, vigilancia y consecución de los tiempos y producciones de esas mismas actividades en el sitio de trabajo será FUNDAMENTAL, ya que el avance por día efectivo en función del número de ciclos por día y por otro lado de la longitud máxima de excavación que podemos dar por ciclo.

La longitud máxima de excavación que podemos dar por ciclo está limitada por el área de la sección transversal de la misma, y es por lo tanto una función de esa área $y = f(x)$, para una roca de competencia adecuada -en donde el ademe no interfiera con el proceso de excavación- esta función de: Avance = f (área) es:

$$AV/\text{ciclo} = \frac{-26}{(A)^{0.1103}} + 21.85$$

En donde Avance : AV está en m; y Area : A está en m²

1.2.1 TOPOGRAFIA

La topografía se divide en:

Topografía de precisión, y la

Topografía del Frente

LA TOPOGRAFIA DE PRECISION

Por lo general es responsabilidad del cliente pero es conveniente que el contratista la verifique por su cuenta tanto con alineamiento como niveles, ésta puede consistir de una pequeña triangulación con vértices alineados con las entradas de los túneles, -- sobre todo cuando se trabaja por dos o más bocas, e introducir el alineamiento de precisión al interior de los túneles, esta línea de precisión deberá prolongarse por lo menos cada 2 semanas, tanto en línea como en nivel. y de preferencia este trabajo se realizará

(5).

los domingos y con el equipo de ventilación trabajando.

LA TOPOGRAFIA DE FRENTE

Consiste básicamente en prolongar el alineamiento, y marcar físicamente en la frente:

El eje vertical

La línea de perímetro

Una línea auxiliar horizontal a 1 metro arriba del del nivel teórico del piso

Todos los barrenos

en el piso:

El vértice de la dirección barrenos de la cuña, sea en "V" o en abanico

Colocar referencias monumentadas

1.2.2

BARRENACION

Sobre esta actividad recae un porcentaje muy alto del éxito o fracaso de una económica y correcta excavación, por lo que se enfatizará en las técnicas para tener una superficie de la roca lo más uniforme y apegada a las líneas de proyecto.

Las técnicas y el equipo para tener un barrenado controlado por medio de:

Una alineación correcta de los barrenos, y

Una posición exacta de los mismos

son esenciales para obtener alta calidad de voladuras, para este propósito usaremos términos tales como:

"Dispositivo de paralelismo automático"

"Fijador de ángulo de ataque para barrenos perimetrales"

"Perforadora de perfil bajo"

La demanda de obtener una superficie lo más uniforme posible de la roca se ha vuelto más importante en las especificaciones para túneles en roca.

Una superficie de roca en la cual puedan ser observadas las medias cañas de los barrenos en su longitud, es una muestra de la buena calidad de la voladura, dando un perfil que es menos probable que necesite mantenimiento y ademado que uno hecho con técnicas sin restricciones de barrenado y voladura.

La posibilidad de obtener una superficie uniforme de la roca en las excavaciones subterráneas, por medio de barrenación y voladuras, está emparentada muy cercanamente con las recientes técni-

cas refinadas de la tecnología de voladuras. Se han desarrollado agentes especiales de voladuras y cargas, el explosivo que es de fuerza comparativamente baja y el cual está empacado en cártuchos largos y de pequeño diámetro, ya que se necesita una concentración limitada de carga por largo de unidad.

Por esto se modifican los patrones de barrenado, los perfiles de los barrenos son espaciados a intervalos regulares con una distancia al bordo libre adecuada. Correctamente aplicados, la voladura controlada romperá la roca en una forma razonable y pareja entre dos barrenos adyacentes con un mínimo de fracturas en la roca circundante.

Sin embargo, se reconoce que una superficie suave entre dos barrenos es sólo una parte de un complejo más grande. Este requisito se extiende normalmente a una superficie más grande y se toman en cuenta un número de barrenos.

Para alcanzar resultados de voladuras de alta calidad, tienen que ser controlados algunos factores como:

1. La cantidad de explosivo y la secuencia de ignición de la
2. carga en barreno.
3. El espaciamiento entre ellos
4. El bordo libre de los barrenos de contorno

- ✓ La posición de la traza de los barrenos perimetrales
- ✓ El alineamiento de los barrenos

ESPECIFICACIONES O TOLERANCIAS

En la actualidad no se han establecido especificaciones para controlar el proceso de ataque de una voladura controlada, aunque en algunos países ya se están estudiando, si esto llega a definirse alguna vez; no deberá de definirse como especificación de acabado, sino unas especificaciones de control de las características de la barrenación, ya que si se cumple con estas características y la roca es sana lo más probable es que se obtenga un acabado bastante uniforme, pero si se cumplen las especificaciones y la roca presenta zonas no homogéneas y/o tiene fisuras, no se va a tener el mismo buen acabado, y no será por causa del contratista.

Las normas que se pudieran exigir de acuerdo a la técnica actual para estar en posibilidad de obtener un acabado que se considere correcto serían:

- a - Fijar una longitud máxima a los barrenos de perímetro
- b - Fijar que en las etapas sucesivas de barreno de perímetro la traza de los puntos de inicio del barreno, no se separe más del paso prefijado con relación al extremo de la traza de los barrenos de la etapa anterior.

- c - Que individualmente todos los barrenos queden alineados de tal modo que, cada barreno tenga en un extremo, una desviación máxima de una cierta cantidad.

Donde se desee minimizar la probabilidad de la sobreexcavación y el indeseable destrozamiento de la roca en excavaciones subterráneas, hay que atacar la excavación utilizando las técnicas de voladuras controladas de perímetro. Generalmente, los barrenos en técnicas de voladuras controladas de perímetro tienen un espaciamiento de 60 cms.

JUMBO Y ADITAMENTOS QUE SE RECOMIENDAN PARA OBTENER MEJORES RESULTADOS

Los jumbos de barrenación con bombas operadas hidráulicamente que se usan hoy en día en el tuneleo, permiten una flexibilidad muy grande para colocar los barrenos para diferentes patrones. Se logra la colocación y el alineamiento de los barrenos hidráulicamente, lo que releva al operador de una gran cantidad de trabajo pesado y permite el uso de "drifters" pesados con un alto rendimiento.

El control se ejerce desde un tablero central del cual el perforista opera el brazo y el alimentador para lograr la posición y el alineamiento, usando su visión y su experiencia como

guía, y basándose en las marcas de pintura que le fijó el topógrafo. La vista de la frente para el perforista, desde el control, es por lo general obstruída con bruma y obstrucciones. Desde este punto, el tiene poca o ninguna probabilidad de asegurar el alineamiento del alimentador visualmente, de manera que se pueda asegurar que el perfil se mantiene de una ronda a otra, dando una tendencia a exagerar los ángulos de los barrenos de contorno. Aún un operador conciente tiene, bajo estas condiciones, una capacidad limitada de lograr un barrenado exacto.

DISPOSITIVO DE PARALELISMO AUTOMATICO

Una mejoría substancial en la exactitud del barrenado puede ser obtenida si se incorpora el mantenedor de paralelismo en los movimientos del brazo, éste se obtiene de varias formas, según el fabricante, pero es usualmente un simple, fiable y relativamente económico aditamento opcional cuya inversión se recupera con creces.

Durante los movimientos del brazo para volverlo a poner en posición, el mantenedor de paralelismo mantendrá la alineación inicial del alimentador y todos los barrenos, serán de este modo, hechos paralelos unos a otros. Esto eliminará prácticamente la mala alineación de los barrenos y releva al operado de estar

checando y ajustando la dirección del alimentador. Como este aditamento le da menos controles que estar operando, el cambio de barrenos es más rápida y simple, mejorando la ejecución del barrenado.

El mantenedor de paralelismo es totalmente efectivo para todos los barrenos de carga y/o ayudantes de una ronda los cuales tengan que estar en línea unos con otros.

Se puede aplicar la misma técnica para barrenos de contorno que deban ser perforados a un ángulo ligero de la dirección del tunel, sin embargo el ángulo del alimentador tiene que ser ajustado para el paso apropiado y los barrenos perforados en secuencia.

Un método más seguro para obtener un paso adecuado y constante para el barrenos de contorno, es incorporar en el alimentador "el fijador de ángulo de ataque para barrenos perimetrales", además del "mantenedor de paralelismo", y es un patrón que da automáticamente un ángulo prefijado. Jumbos de barrenado equipados para este tipo de control del barrenado de los barrenos de contorno, están operando en varios proyectos mayores de túneles en Europa Central.

Si esta característica se combina con la habilidad de "rodar" el alimentador de modo que se mantenga el barrenos de

roca cerca de las paredes del tunel, los barrenos son perforados con una alineación exacta para un mínimo de sobreexcavación.

DRIFTERS DE PERFIL BAJO

Cuando ya se han proveído los medios de controlar la dirección de los barrenos, otro factor se vuelve más claro. El perfil de sierra en la pared del tunel, causado por el ángulo de ataque de los barrenos de contorno, necesariamente requeridos para permitir que quepa el Drifter. La altura del paso es determinada por las dimensiones del drifter. Un drifter voluminoso necesita más espacio y da más sobreexcavación que uno delgado. La dimensión que determina es la distancia al tope del barreno desde el centro del barreno de acero. Drifters con motor rotativo colocados en el tope del mecanismo de impacto son por lo tanto menos adecuados para perforar barrenos de contorno.

La necesidad para un barrenado de perfil controlado y un mínimo de altura del paso, ha conducido a los fabricantes al desarrollo de drifters de perfil bajo, y que, el motor rotativo haya sido colocado bajo el mecanismo de impacto. Este perfil bajo se ha vuelto un rasgo esencial en el diseño de los drifters más nuevos.

CONCLUSION:

Con las recomendaciones para el control del barreno expuestas anteriormente y que se pueden alcanzar más fácilmente con el

empleo de los dos aditamentos explicados, unidos a un Drifter de perfil bajo, se tendrá ganado mucho para lograr un mínimo de sobreexcavación relacionado con las voladuras controladas y el perfil bajo del barrenado, está creciendo en popularidad el barrenado de barrenos pequeños. Con un espaciamiento pequeño entre los barrenos y cargas de explosivos pequeñas, ya no es necesario perforar barrenos de 51 mm de diámetro para acomodar la carga.

PLANTILLA DE BARRENACION

Para llegar a tener definida y probada una plantilla de barrenación primero hay que calcular varias alternativas y estudiar sus diferentes aspectos tanto positivos como negativos, luego probar prácticamente la que se elija de esas teóricas y con los resultados obtenidos ir la afinando.

Para el primer estudio hay que determinar los siguientes valores:

- 1 - Tipo de sección
- 2 - Area de la sección
- 3 - Método de ataque
- 4 - Avance máximo en metros por etapas
- 5 - Profundidad de barrenación por etapa
- 6 - Avance práctico

- 7 - Eficiencia del arranque
- 8 - Avance probable del arranque
- 9 - Volúmen sólido por tronada
- 10 - Factor de abundamiento
- 11 - Volúmen suelto por tronada
- 12 - Longitud total de barrenación
- 13 - Coeficiente de barrenación
- 14 - Velocidad media de perforación (*)
- 15 - Número de perforadoras necesarias
- 16 - Longitud de perforación por perforadora
- 17 - Consumo específico de explosivos
- 18 - Consumo de explosivos por tronada
- 19 - Tipo de cuña
- 20 - Consumo de estopines por etapa

Ejemplo de cálculo de una plantilla; para el caso No. 8 que venimos estudiando.

- | | |
|---------------------------|---|
| 1 - Tipo de sección | Circular con diámetro de 16 m |
| 2 - Area sección completa | 201 m ² = línea A, a línea B 221 m ² |
| 3 - Método de ataque: | 1° Sección superior con piso
1 m abajo del diámetro corrido. Con área = 116 m ² |

(*) Para valuar esta velocidad si no se tienen datos reales tanto de la roca, como del equipo, utilícese la Fig. No. 60 que hemos visto que da resultados bastante aceptables.

- 2° Banqueo con barrenación vertical en el corazón
- 3° Banqueo con barrenación horizontal a las orillas
- 4° Barrenación horizontal del piso

Con el anterior sistema se tendrán las siguientes ventajas; que todo el perímetro se hará con barrenación horizontal, y el corazón de la sección del banqueo se sacará con track drill.

4. AVANCE TRANSVERSAL MAXIMO EN METROS POR ETAPA

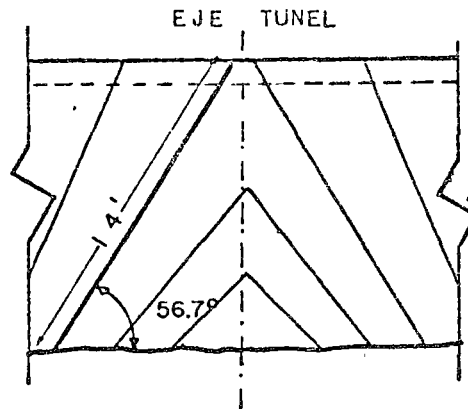
De acuerdo a la fórmula de la hoja No. 4, el

$$AV = \frac{-26}{(A)^{0.1103}} + 21.85$$

y aplicándola al área de la media sección superior que es la que gobierna

$$A = - \frac{26}{(116)^{0.1103}} + 21.85 = 6.5m$$

pero esta longitud máxima la reduciremos por problemas prácticos de: La cuña; y del volumen de rezagado que sería muy alto, de donde esta longitud se fija en función de la longitud del acero comercial existente de 14' = 4.27 metros, tomando en cuenta la proyección según el eje que da la cuña en "V"



$$14' \times \text{SEN } 56.7^\circ = 11.7' \approx 3.56 \text{ m} \approx 3.50$$

El avance práctico será de 3.50 metros si usamos cuña en "V".

CALCULO DE LA PLANTILLA DE LA MEDIA SECCION SUPERIOR

Sección teórica a excavar: 116 m^2

Consumo de explosivos por metro cúbico de excavación: este consumo es función de la sección transversal y de la dureza de la roca, para roca de la que estamos estudiando el consumo está dado por la siguiente fórmula en función del área de la sección transversal.

$$\delta = \frac{14}{A} + 0.8$$

En donde δ = Densidad de carga en Kg/m^3 sólidos

A = Area de la sección transversal en m^2

$$\delta = \frac{14}{116} + 0.8 = 0.92 \text{ Kg}/\text{m}^3$$

Cantidad total de explosivos que necesitamos:

$$0.92 \text{ Kg/m}^3 \times 116 \text{ m}^2 \times 3.50 \text{ m} = 373.5 \text{ Kg/etapa}$$

Considerando que cargamos 30% de la longitud del barreno

$$14' = 4.27 \text{ m} - 4.10 \text{ m}$$

$$4.10 \text{ m} \times 0.3' = 1.25 \text{ m de barreno llevará carga}$$

Capacidad del barreno de $1 \frac{7}{8}'' \text{ } \emptyset = 4.76 \text{ cm}$

$$\frac{(4.76)^2 \text{ cm } \emptyset \times \pi \times 100 \text{ cm}}{4} = 1,779 \text{ cm}^3/\text{m}$$

usando gelatina extra de 40% que tiene una densidad de 1.57 gr/cm^3

$$\text{Al barreno le caben } 1.25 \text{ m} \times 1,779 \text{ cm}^3/\text{m} \times 1.57 \text{ gr/cm}^3 = 3,491 \text{ gr} = 3.49 \text{ Kg/barrs} = 3.50 \text{ Kg/barrs}$$

Los barrenos de perímetro deben ir espaciados a cada 0.60 cm en consecuencia:

$$\text{Semi-perímetro: } \frac{\pi D}{2} = \frac{\pi \times 16 \text{ m}}{2} = 25.1 \text{ m}$$

$$\text{Se necesitarán } \frac{25.1 \text{ m}}{0.6 \text{ m}} + 1 = 50 \text{ barrenos}$$

perimetrales que deben llevar una carga de 0.24 Kg/ml e irán cargados el 90% de su longitud:

$$\text{Carga/barreno perimetral} = 3.50 \text{ m} \times 0.9 \times 0.24 \text{ Kg/ml} = 0.756 \text{ fg/barrs}$$

$$\text{Carga del perímetro: } 50 \text{ barrs} \times 0.756 \text{ Kg/barr} = 37.8 \text{ Kg}$$

Quedará para el resto:

Total Expl/etapa	373.5 Kg
Perímetro	<u>37.8 Kg</u>
	335.7 Kg

Como a los barrenos le caben 3.5 Kg/barreno, se tendrán:

$$\frac{335.7 \text{ Kg}}{3.5 \text{ Kg/barr}} = 96 \text{ barrenos centrales}$$

y de perímetro 50

TOTAL DE BARRENOS. . . . 146

DISTRIBUCION DE LOS BARRENOS

Arca de influencia de un barreno

$$a = \frac{0.92 \text{ Kg/m}^3 \times 3.50 \text{ m/barr}}{3.5 \text{ Kg/barr}} = 0.92 \text{ m}^2/\text{barr}$$

$$\text{Separación} = \sqrt{0.92 \text{ m}^2} = 0.96 \text{ m} = 1.05 \text{ m}$$

Aplicando la teoría del "Smooth Blasting", que nos dice que los mejores resultados se obtienen cuando

$$\frac{\text{Separación entre barrenos de contorno}}{\text{Bordo}} = 0.8$$

$$\therefore \text{Bordo} = \frac{0.60 \text{ m separación de contorno}}{0.8} = 0.75 \text{ m}$$

o sea que la primer ronda de barrenos la pondremos concéntrica con los barrenos de contorno, a 0.75 m y luego rondas sucesivas concéntricas a cada metro y con separación también a cada metro, con lo cual ya podremos dibujar nuestro diagrama de barrenado; con los barrenos de carga, faltando únicamente los barrenos de la cuña para lo cual definamos la cuña en "V":

Se localizará en 3 líneas horizontales, 3a., 4a. y 5a.

Como alternativa de prueba de los 96 barrenos centrales, tomaremos el 60% para el diseño de la cuña y el 40% para los barrenos de descargues.

Cuña: 96 barrs x 0.38 = 36 barrs

Descargues: 96 barrs x 0.62 = 60 barrs

La longitud de las líneas será:

3 líneas x 9 metros = 27 metros

de donde la separación de los barrenos de cuña para alojarlos en esta longitud útil será:

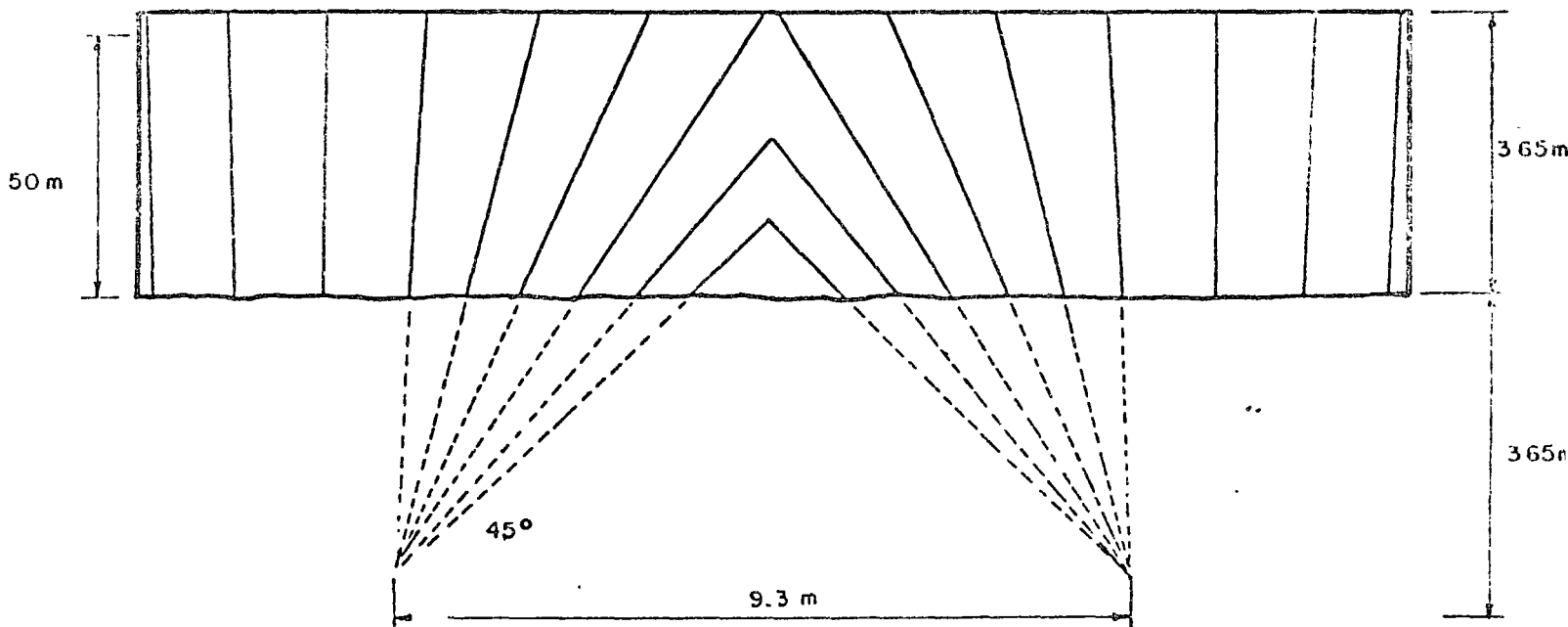
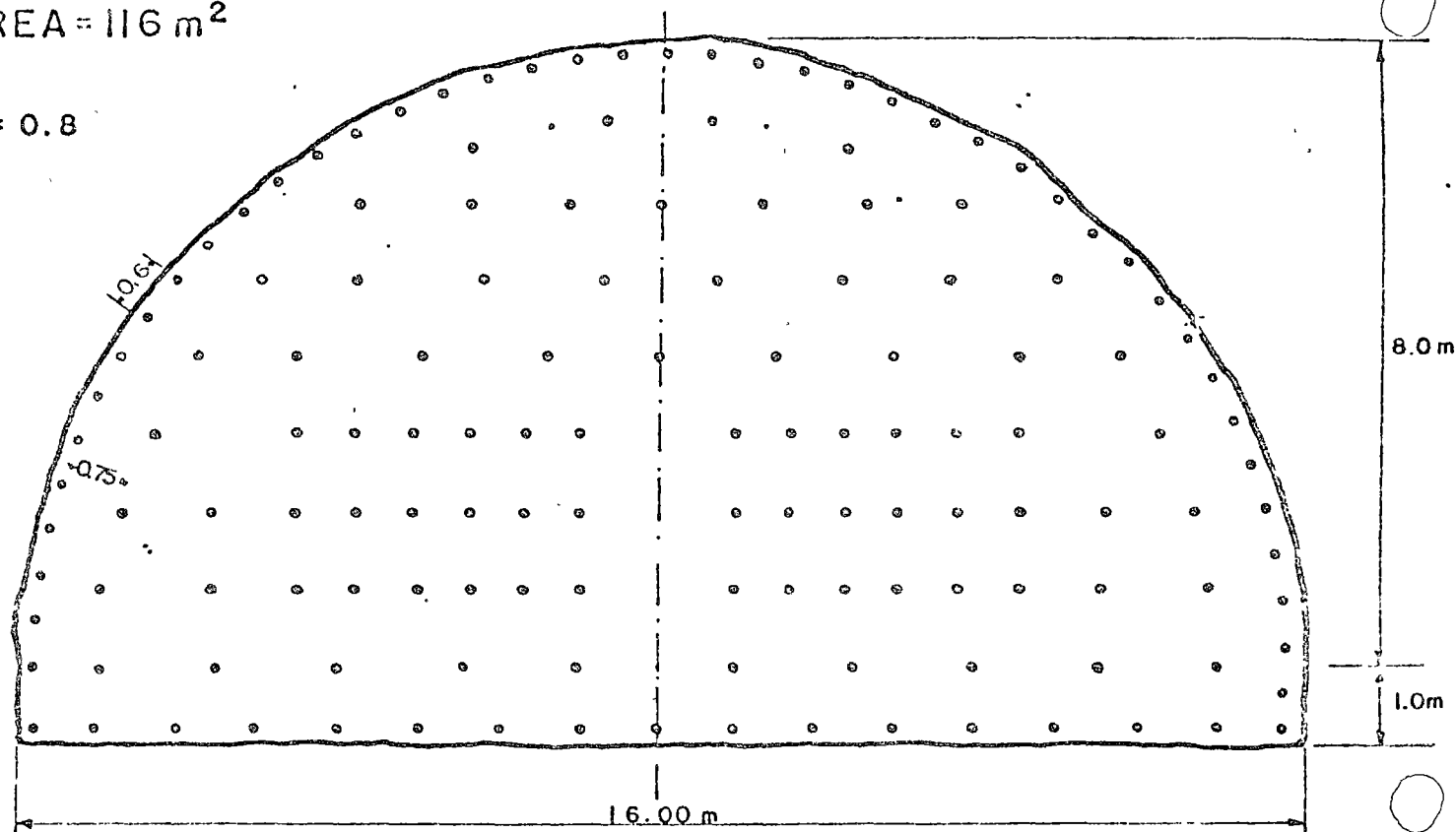
$$\frac{27.0 \text{ m}}{36 \text{ barrs}} = 0.75 \text{ m}$$

con lo cual ya podemos dibujar la cuña..

PLANTILLA DE BARRENACION DE LA MEDIA SECCION SUPERIOR CON CUÑA EN "V"

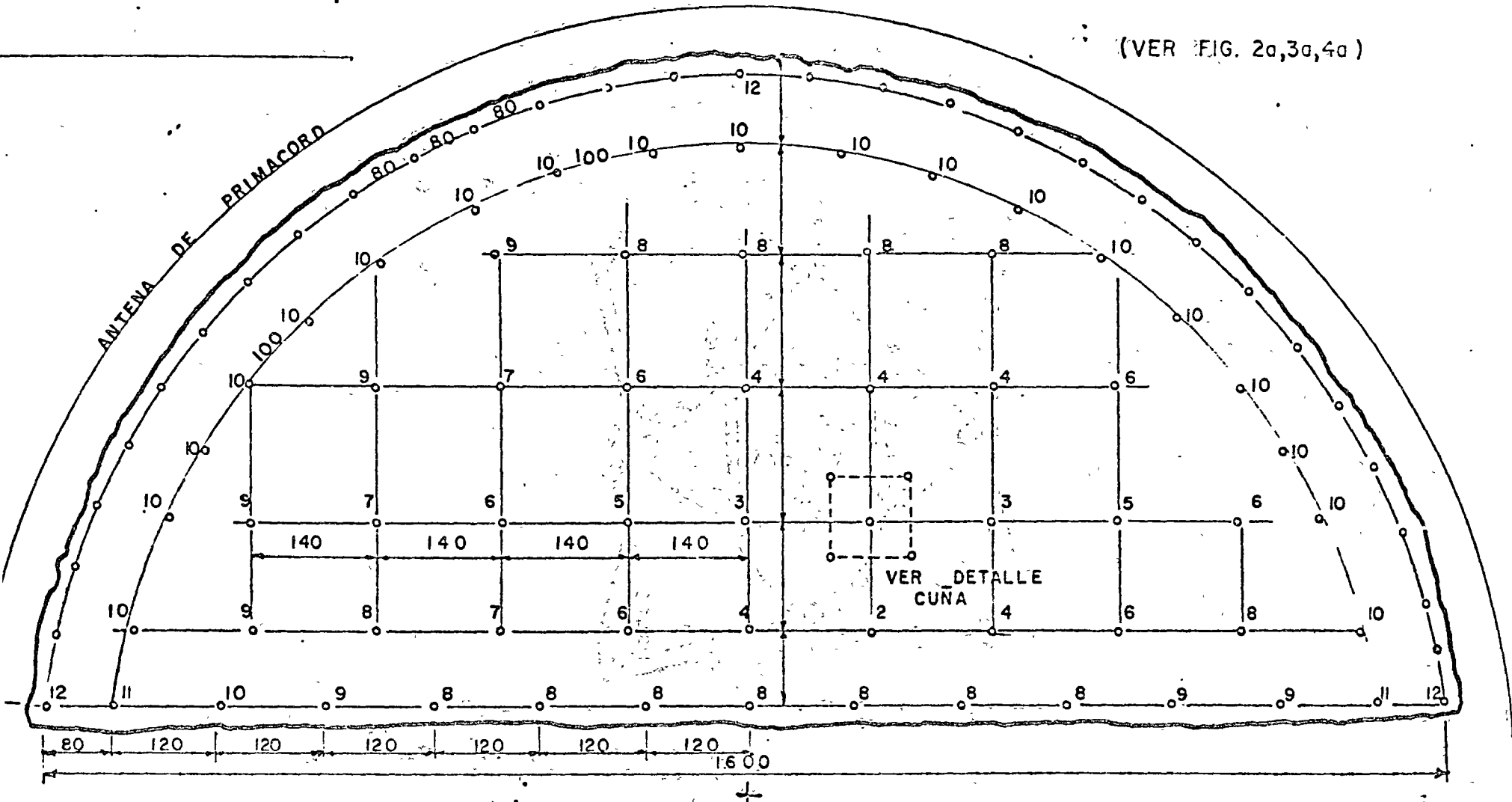
AREA = 116 m²

$$\frac{E}{B} = 0.8$$

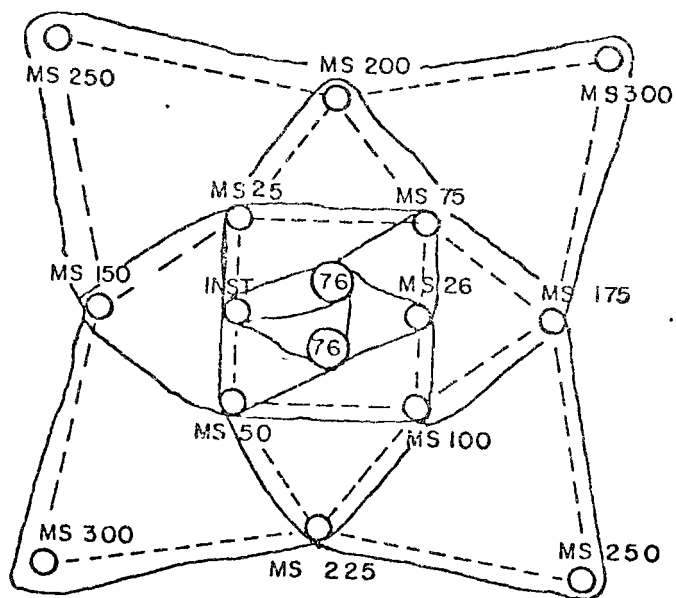


2º ALTERNATIVA DE PLANTILLO EMPLEANDO CUÑA PARALELA
 CON 2 BARRENOS QUEMADOS Y ATACANDO SOLAMENTE
 EN 3 FASES : MEDIA SECCION SUPERIOR, BANQUEO Y UN PISO

(VER FIG. 2a,3a,4a)

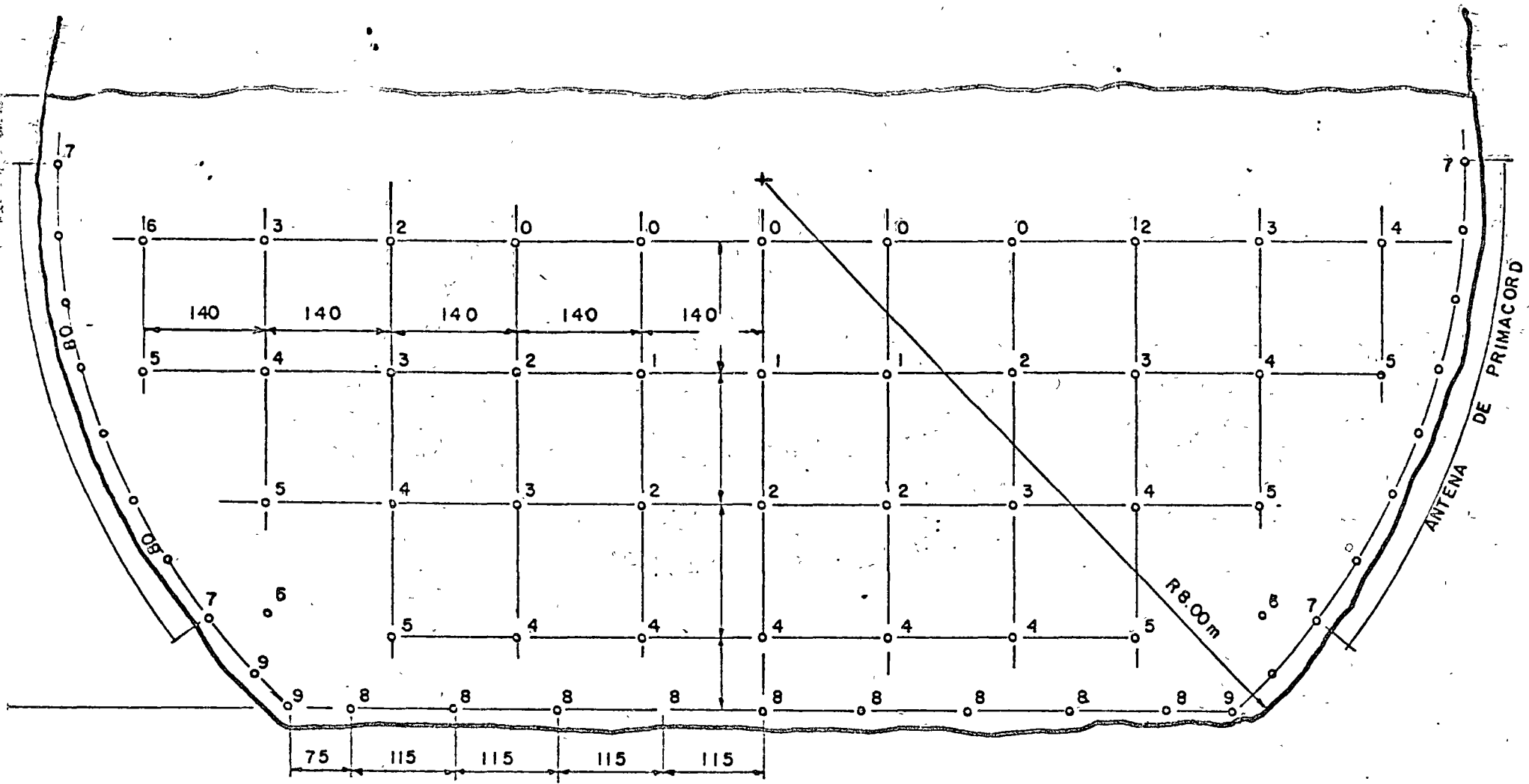


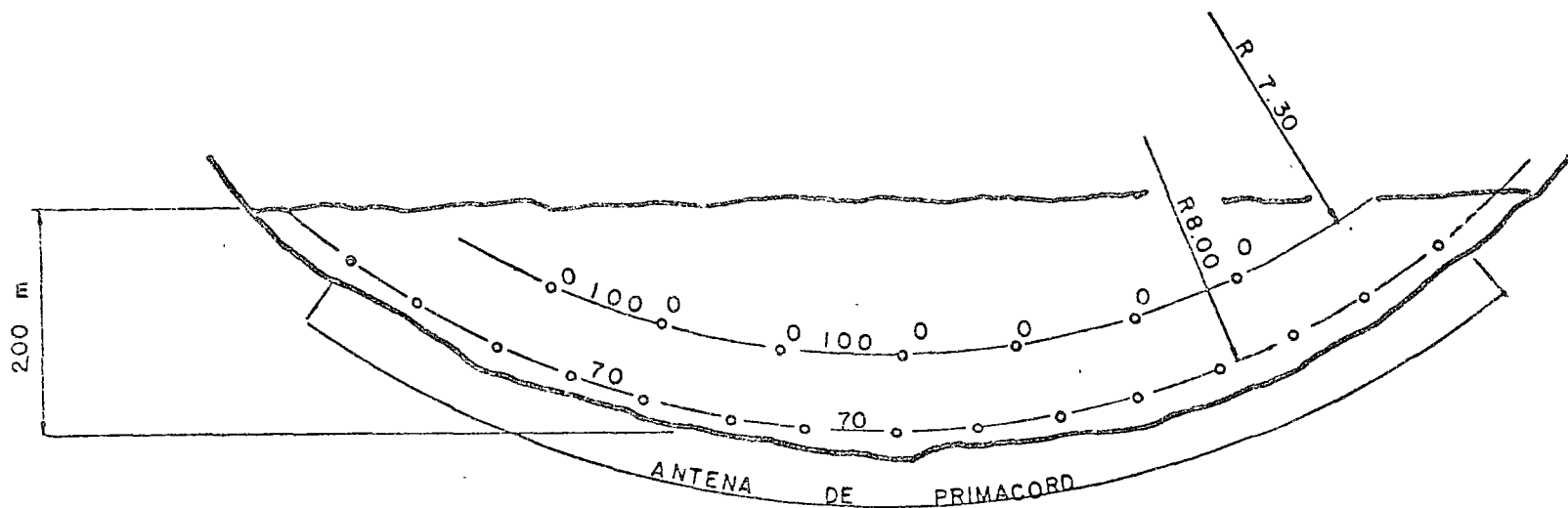
LOS NUMEROS EN LOS BARRENOS SON LOS TIEMPOS DE LOS ESTOPINES ACUDET
 LOS NUMEROS DE LOS BARRENOS EN LA CUÑA SON LOS TIEMPOS DE LOS ESTOPINES M. S.



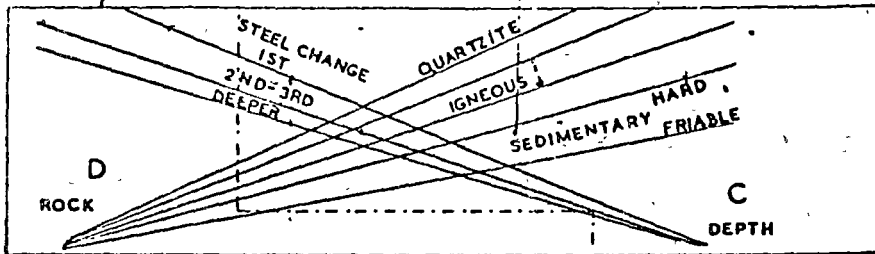
DETALLE CUÑA

ESC. 1:10





GROSS DRILLING RATE											E DRILLING CONDITIONS	
FT/M PER HR.												
FT/M	1	5	10	20	30	40	50	60	18			GOOD
FT/M	1	5	10	20	30	40	50	15			REASONABLE	
FT/M	1	5	10	3	6	9	12	15				
FT/M	1	3	5	10	3	6	9	30	9	40	12	



IN/MIN	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3	PENETRATION SPEED IN GRANITE
CM/MIN	70	60	60	40	30	20	10				

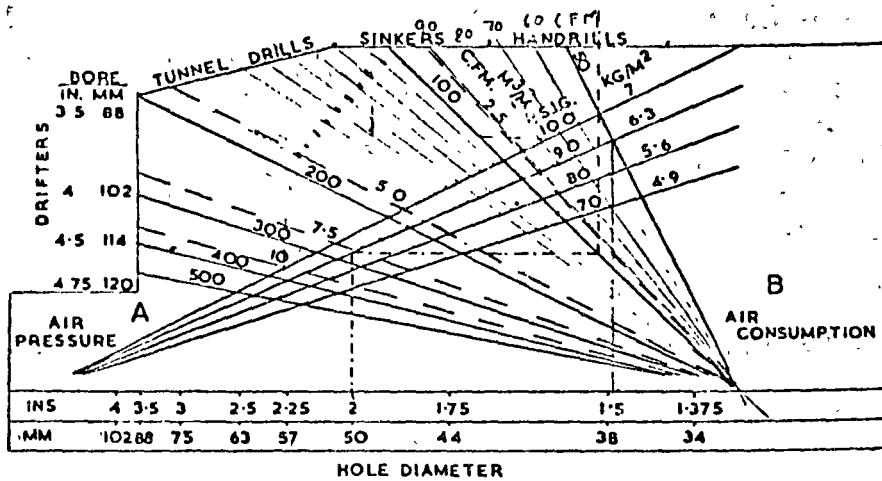


FIG. 60. Estimating gross drilling rate with percussive rockdrills. Commence from hole diameter at base line, deflecting from each curve in turn in the order given (i.e. A to D). The probable result in feet and metres/hour is given at top for four representative types of drilling conditions (E). In the example, 2-in holes are to be drilled, and the air pressure is estimated as 90 lb/in² at the tool. Using a sinker drill with an air consumption of 100 ft³/min one can expect a penetration speed in granite of about 7 in/min. If the depth of the holes is to be 6 ft and the rock a medium sedimentary limestone, somewhat broken, it would be fair to expect a gross rate of about 24 ft/hr. Using the same example but drilling in a fissured granite with claybacks, the output is likely to be nearer 10 ft/hr. This chart takes account of a number of, but not all, drilling factors and will therefore not give accurate results in every circumstance. Operator's ability and site efficiency have been taken as being good.

CARGA DE LA REZAGA Y SU ACARREO

Se considera que el siguiente equipo es el adecuado

1 cargador 988 Cat.

4 camiones Terex 33-05

Volúmen de la rezaga por etapa

$$116.5 \text{ m}^2 \times 3.50 \text{ m} \times 1.10 \text{ sobreexcavación} \times 1.546 = 673 \text{ m}^3 -s$$

Producción del cargador 988 Cat.

$$4 \text{ m}^3 \times 60 \text{ ciclos /hr} \times 0.67 \text{ Efec} = \overset{160}{\cancel{160}} \text{ m}^3/\text{hr}$$

Producción de cada camión Terex:

Acomodo 1 min 0.0167 hr

$$\text{Tiempo de carga} \frac{15 \text{ m}^3}{160 \text{ m}^3/\text{hr}} = 0.094 \text{ hr}$$

Tránsito:

distancia media de acarreo

Tunel 0.5 Km

Afuera 1.35 Km

TOTAL 1,85 Km = 2 Km

Velocidad promedio 30 Km/hr

$$\text{Tiempo} \frac{2 \times 2\text{Km}}{30 \text{ Km/hr}} = 0.133 \text{ hr}$$

Descarga 1 min 0.0167 hr

Tiempos muertos 2 min. 0.033 hr

0.293 hr

$$\text{Viaje /hr} = \frac{1}{0.293} = 3.41 \text{ viaje/hr}$$

Producción de un camión Terex con ese ciclo:

$$15 \text{ m}^3\text{-S/viaje} \times 3.41 \text{ Viaje/hr} = 51.5 \text{ m}^3\text{/hr}$$

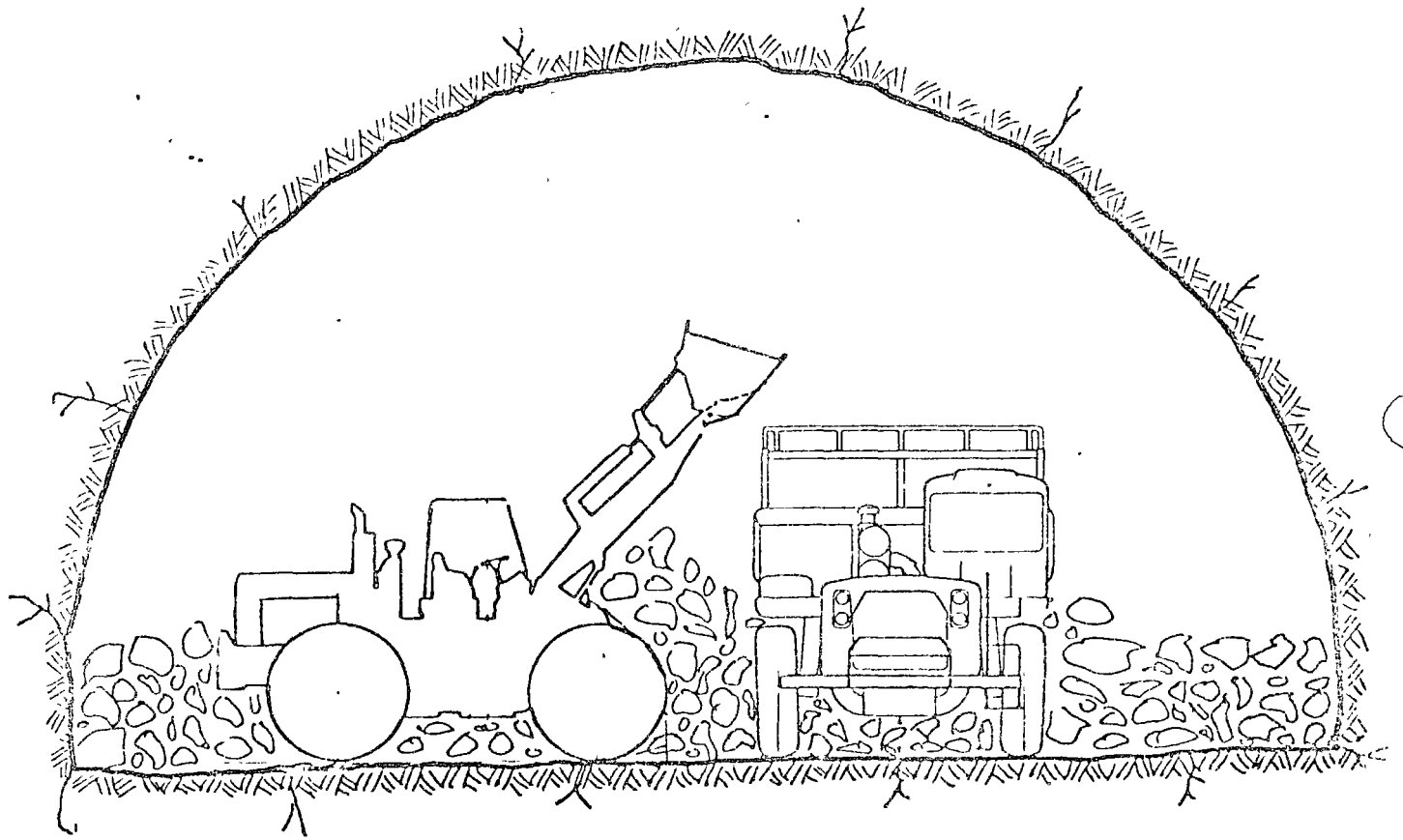
Número de camiones necesarios para balancear la producción del cargador con la de los camiones

$$\frac{160 \text{ m}^3\text{/hr (Producción Cargador)}}{51.5 \text{ m}^3\text{/hr Prod. Camión}} = 3.1 = 4 \text{ camiones}$$

de donde TIEMPO DE REZAGA con un cargador 988 Cat y 4 camiones Terex 33-05

$$\frac{673}{160 \text{ m}^3\text{-S/hr}} = 4.20 \text{ hr.}$$

CARGA DE LA REZAGA



a la cara, para dejarlos en la superficie.

Alternar la inyección y la extracción da buenos resultados, proveyendo un período suficientemente largo de extracción para asegurar que todo el humo es impulsado fuera del conducto, antes de iniciar la inyección. El método implica el uso de ventiladores reversibles y tubería metálica. El tiempo máximo de ventilación debe de ser de 30 minutos.

CANTIDAD DE AIRE NECESARIO

Por equipo diesel: $Q_1 = 70 \text{ p.c.m./min/HP}$

Por personal: $Q_2 = 200 \text{ p.c.m./hombre}$

Por gases de explosivos:

$$Q_3 = \frac{36 S}{T}$$

S = Cantidad de dinamita en Kgs/voladura

T = Tiempo de ventilación en minutos (extracción si fuera necesario).

Motores diesel y

Personal: $Q_1 = 325 \text{ HP (del 988)} + 415 \text{ HP (del camión)} =$
 $= 740 \text{ HP} \times 70 \text{ pcm/HP} = 51,800 \text{ pcm}$

$Q_2 = 200 \times 15$ 3,000 pcm
54,800 pcm

Por gases de explosivos y personal:

$$Q_3 = \frac{36 \times 116.0 \text{ m}^2 \times 3.5 \text{ m} \times 0.92 \text{ Kg/m}^3 \times 35 \text{ p.c.m./M}^3}{30 \text{ min.}} =$$

15,688 pcm

$$Q_2 = 200 \times 15$$

3,000 pcm

18,688 pcm

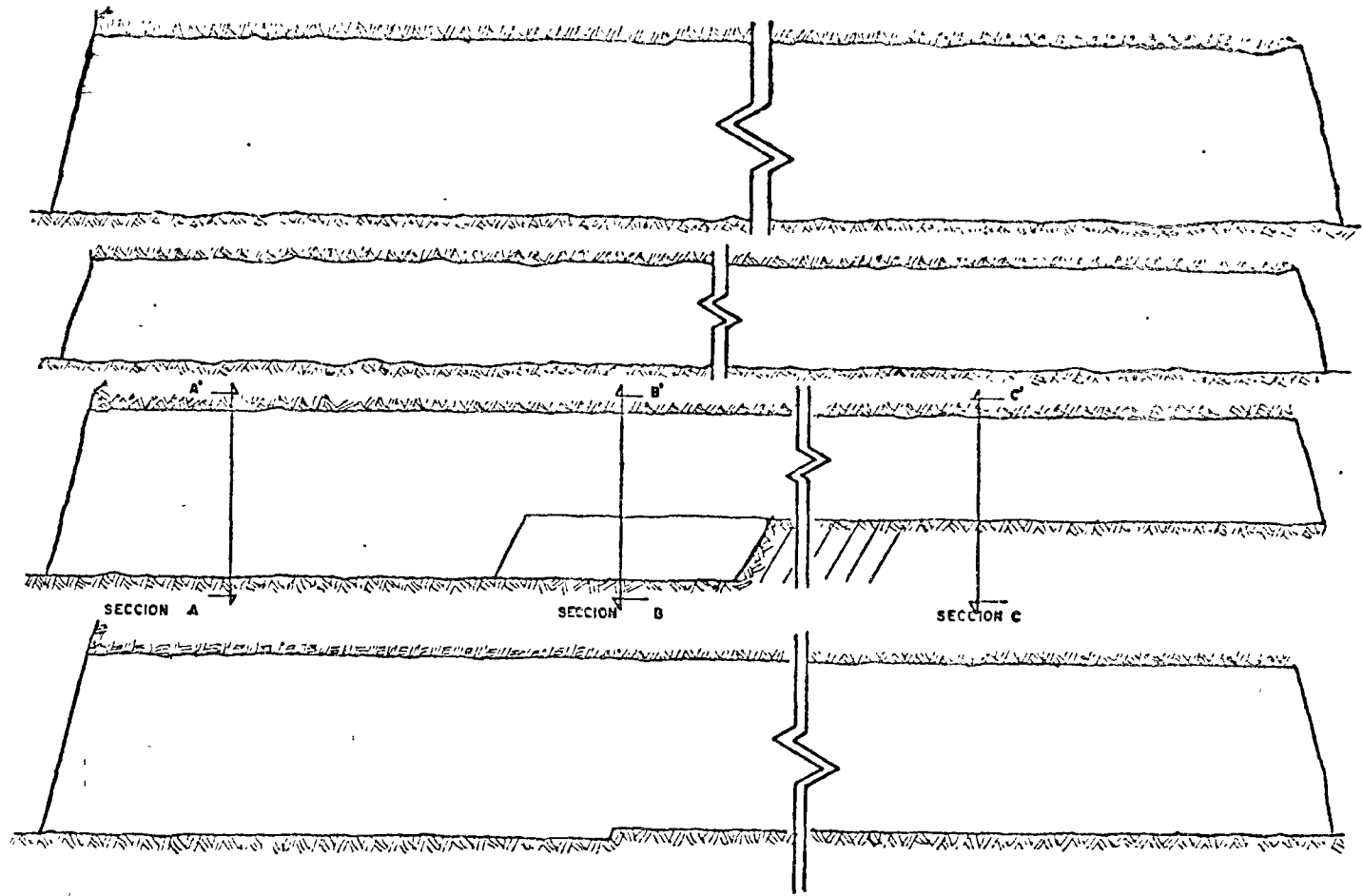
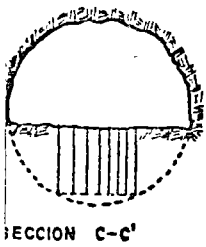
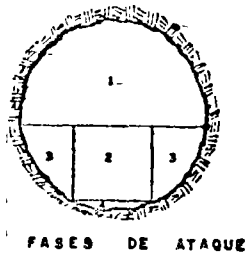
$$54,800 \text{ pcm} > 18,688 \text{ pcm}$$

Se proporcionarán los ventiladores por motores diesel y personal.

NOTA: es necesario calcular las pérdidas por fricción, fuga, codos, etc.

Se recomienda que en los ventiladores SF se instale un solo arrancador para los dos motores; y/o, además, poner un foco o focos indicadores para comprobar si están trabajando.

La chimenea de succión debe quedar retirada del brocal de la lumbrera, pues de otra manera el mismo aire viciado que sale por ellas es succionado por los ventiladores, viciando el ambiente de la frente.

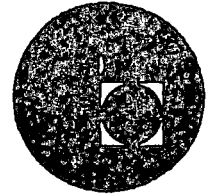


CONSTRUCTIVO DE UN TUNEL CIRCULAR DE
 m^2 SECCION Y LONGITUD MEDIA





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



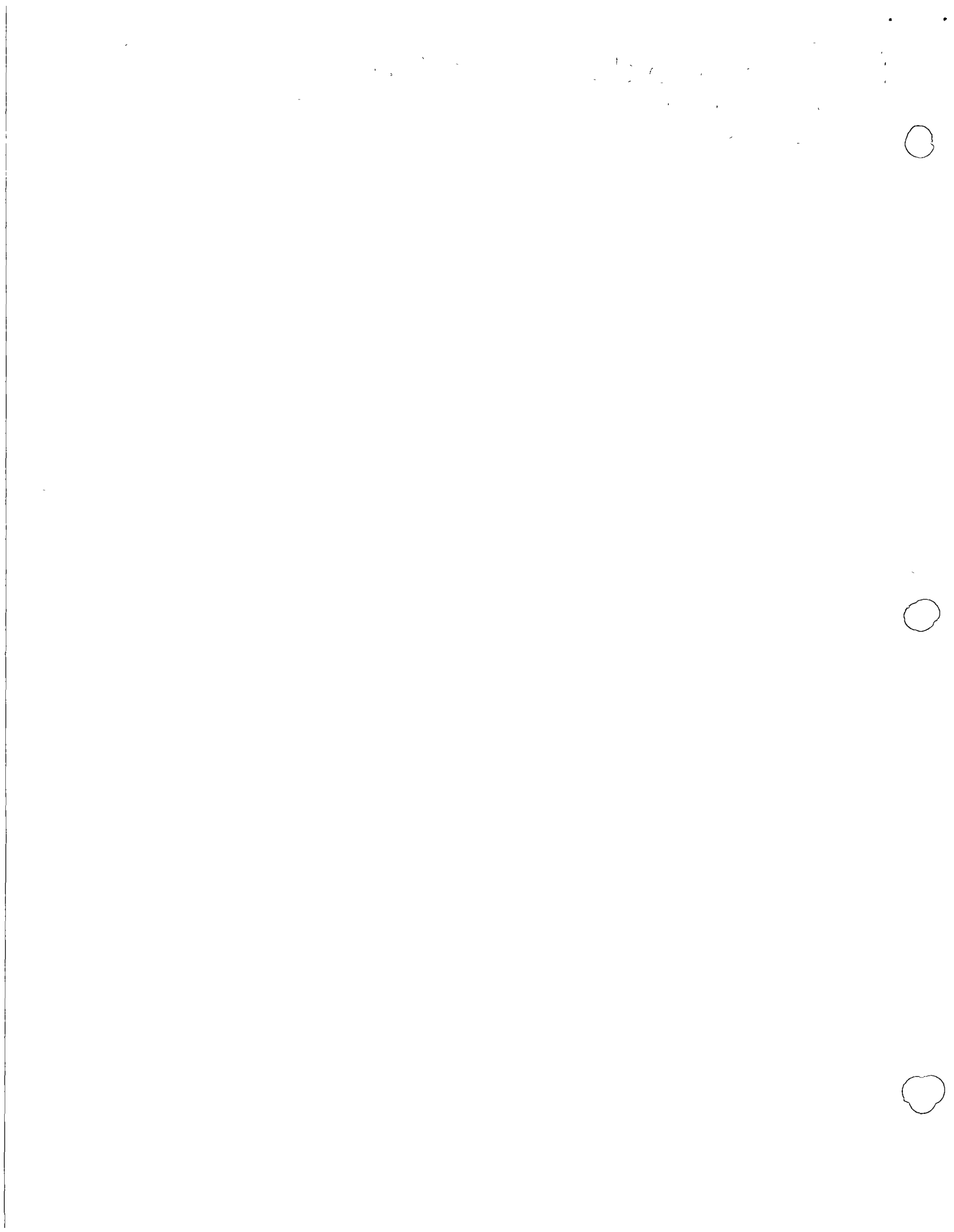
VOLADURA DE ROCAS



**EXCAVACION DE TUNELES POR VOLADURA Y
CON MAQUINAS TUNELADOREAS**

ING. JORGE GAMBOA CHAPARRO

JULIO DE 1976.



EXCAVACIONES EN ROCA

TUNELES CON TOPO MECANICO (MOLE)

GENERALIDADES.-

En la construcción de túneles, sin el uso de explosivos, se usan generalmente 2 tipos de máquinas perforadoras, para diámetros que varían desde 3.00 a 9.00 m. Una, denominada ES CUDO, se usa generalmente en suelos blandos con poca cohesión, -- tiene una cabeza giratoria con elementos de corte reemplazables -- que efectúan el arranque del material. La cabeza es empujada por medio de gatos hidráulicos hacia la frente y el cuerpo de la máquina se encuentra protegido por un cilindro metálico que desliza contra las paredes de la excavación a medida que esta se realiza.

Debido a la naturaleza de los terrenos en que los -- escudos son usados, es casi siempre necesario el ir soportando el túnel a medida que la perforación progresa. La forma más usual de soporte provisional o ademe es por medio de dovelas, generalmente de concreto, que van siendo colocadas formando anillos sucesivos -- a muy poca distancia de la parte posterior del cilindro metálico -- de protección. Los gatos de empuje longitudinal se apoyan en dichos anillos.

TOPO MECANICO ó MOLE

Cuando el material por atacar consiste en una roca -- competente y buena capacidad para autosoportarse, máquinas perforadoras de agarre lateral son usadas. Las paredes de la excavación deben tener la capacidad de carga necesaria para soportar el empu

je de los gatos de agarre que permiten el empuje longitudinal so
bre la cabeza giratoria de la perforadora.

A este tipo de máquinas se les conoce con el nombre
genérico de TOPOS (Mole en inglés).

Un topo consiste básicamente de lo siguiente:

Un cuerpo metálico muy robusto que se atraca contra
las paredes de la excavación por medio de gatos hidráulicos; una
cabeza giratoria con un número variable de cortadores troncocóni-
cos, que también giran sobre su propio eje; un sistema de gatos-
que producen una presión de los cortadores de la cabeza girato-
ria sobre la frente que está atacando.

El giro de la cabeza se efectúa por medio de moto-
res, eléctricos ó hidráulicos, que accionan sobre una corona li-
gada a la cabeza por medio de una flecha.

En la mayor parte de los topos los motores se en-
cuentran en la parte posterior, desplazándose junto con la cabe-
za al accionar los gatos de empuje, ya que la flecha pasa a tra-
vés del cuerpo; en cada empuje el avance es de 55 a 60 cms.

El esquema No. 1 nos ilustra lo que se resumió an-
tes.

Los cortadores que se encuentran en la cabeza pre-
sionan contra la frente girando sobre su eje y produciendo un
corte en la misma. La roca se rompe cuando el esfuerzo producido

por el filo de un cortador excede al de ruptura de la misma,

Los cortadores pueden tener 1, 2 y hasta 7 pistas cortantes por lo que en la frente se tienen una serie de circunferencias de corte separadas 2, 3, 5 ó más cms. El producto del corte, en este caso la rezaga, está constituida por lajas y, dependiendo del tipo de roca, de un gran porcentaje de finos. La cabeza tiene unos cangilones que recogen la rezaga y la depositan en una banda transportadora, que se encuentra en la parte superior del topo, que la conduce hasta la zona de carga a las vagonetas o camiones, detrás del topo.

Una pantalla aísla la cabeza giratoria del cuerpo del topo para evitar en lo posible el polvo. Agua es rociada sobre la frente con el fin también de bajar la cantidad de polvo.

Actualmente existen varias Empresas dedicadas a la fabricación de topos.

En Estados Unidos de Norteamérica se tienen:

Robbins, Hughes, Jarva, Caldwell, Lawrence

En Europa:

Atlas Copco, Demag, Krupp, Wirth.

LA APLICACION

Se lee y se oye con frecuencia de éxitos sin precedentes logrados en la perforación de túneles por medio de topos.

Sin embargo este método de excavación pertenece en buena medida al futuro, por lo menos en lo que a rocas se refiere.

Con objeto de tener un marco de referencia se da enseguida, en la tabla No. 1, una clasificación de rocas basadas en el esfuerzo de ruptura a la compresión.

* TABLA 1

	Roca	σ_c (Kgs/cm ²)	
A	Muy alta resistencia	2250	Cuarzita Diorita Granito
B	Alta resistencia	1125 - 2250	Gneiss Basalto
C	Resistencia Media	550 - 1125	Calizas Marmol
D	Resistencia baja	275 - 550	Areniscas Lutitas
E	Resistencia muy baja	- 275	Pizarras Limolitas

* Deere and Miller

El rendimiento que da un topo, depende desde luego de la dureza y del esfuerzo de ruptura del material que está atacando. Sin embargo el rendimiento también depende del grado de fracturamiento de la formación.

La tabla No. 2 de Deere, proporciona una terminolo

gía de acuerdo con el espaciamiento de las fracturas.

TABLA 2

Término	Espaciamiento Juntas
I Muy cerrado	Menos de 5 cms.
II Cerrado	5 cms. a 30 cms.
III Moderadamente cerrado	30 cms. a 1.00 m.
IV Abierto	1.00 mts. a 3.00 m.
V Muy abierto	Mayor que 3.00 mts.

Ahora bien en el caso de rocas C, en el rango inferior (550 kgs/CM^2), D y E, el método de excavación con Topo puede competir con ventaja con el método tradicional sobre todo cuando el espaciamiento de las fracturas no corresponde a las de los números II y III de la tabla 2, ya que en ese caso durante el ataque se desprenden trozos de roca que no pueden pasar por los cangilones ó banda del topo ocasionando daños y pérdidas continuas de tiempo por reparaciones de la máquina. De una manera general al elegir un topo para excavar este tipo de materia les deberá tomarse muy en cuenta el tamaño máximo de piedra que puede extraer.

El R.Q.D (designación de la calidad de la roca) de la formación puede dar un indicio valioso de los tamaños de roca que se puede encontrar.

En el caso de roca C, B y A se ha encontrado que con diseños actuales de topos y los materiales empleados en la -

fabricación de cortadores el procedimiento no compite ni en tiempo ni en costo con el método convencional.

La presentación, el acabado, la seguridad que dá la perforación con topo son excepcionales, sin embargo el costo y el pequeño rendimiento lo hacen aún incosteable, salvo casos en que la perforación no pueda hacerse por método convencional, como podría ser el de túneles con poco techo bajo ciudades con terrenos de estas características.

CASO PARTICULAR

Parte de la conducción en el Acueducto Río Colorado-Tijuana, será a través de 2 tuneles con longitudes aproximadas de 6.6 y 3.8 Kms.

El más largo, denominado túnel 2, empezó a atacarse por su portal de salida, con un topo marca JARVA de las siguientes características:

MODELO:	MJII-1200
PESO TOTAL:	75 tons.
DIAMETRO:	3.66 m. (12°)
EMPUJE:	270 tons.
ATRAQUE:	720 tons.
POTENCIA:	375 H.P. (3 motores de 1750 R.P.M.)
VELOCIDAD ANGULAR EN LA CABEZA:	10.75 R.P.M.
NO. CORTADORES:	23 pzas.
PAR:	55,000 Kgs. m.

Este topo JARVA está provisto en su parte superior de una banda transportadora de rezaga que es cargada por medio de los cangilones de la cabeza y descarga en la tolva donde arranca otra banda transportadora de 100 m. de longitud colocada sobre una estructura metálica formada por marcos transversales unidos entre si. La estructura está provista de ruedas y va sobre rieles separados aproximadamente 2.00 m. (Anexo No. 2). La altura de los marcos es más ó menos la misma de manera que la vagonetas extractoras de rezaga, que en este caso son de una capacidad de 10M³, se colocan en número de 4 ó 5 dentro de la estructura y son cargadas a medida que van saliendo. Este sistema de carga de rezaga es bastante eficiente y puede utilizarse, y se utiliza, en un sistema convencional, en donde el topo es substituído por un Jumbo de barrenación haciéndose la carga a la banda por medio de una rezagadora EMCO o similar (una rezagadora Haggloader sueca, se adapta particularmente bien al sistema).

Aproximadamente a 10 m. de la parte posterior del topo se colocó una estructura con brazos hidráulicos con el propósito de colocar el revestimiento del túnel, formado por anillos de concreto reforzado, de 20 cms. de espesor y 1.25 m. de long., compuestos por 5 segmentos. En esta forma es posible llevar el revestimiento del túnel a 20 m. aprox. de la frente.

Toda la estructura que soporta la banda transportadora larga, así como el Jumbo erector de dovelas, transformadores, soldadoras, etc. es arrastrada por el topo cuando este es colocado en posición de atacar (véase diagrama anexo 1), .

El alineamiento de la máquina se debe llevar por medio de un rayo Laser y es necesario tener operadores cuidadosos ya que al salirse de línea la máquina hay que describir curvas grandes para no trastornar la operación de la banda transportadora larga. Además el topo tiene tendencia a desviarse hacia un lado preferente dependiendo del sentido de la rotación de la cabeza.

El polvo es extraído de la frente hasta un ciclón el cual es conectado a la tubería de succión que llega hasta el topo. El volúmen de aire movido es de 25,000 P.C.M. aproximadamente.

Con objeto de obtener la mayor información posible, se estableció un sistema de control, detallado en el anexo No.3 que ha permitido obtener, en forma sistemática los rendimientos efectivos de la máquina, su disponibilidad, así como las eficiencias del contratista en dos niveles.

Se ha llevado también un estricto control de los cortadores empleados teniéndose para cada uno de ellos su vida en horas y los metros avanzados.

Se han estado obteniendo corazones de roca, a lo largo de la perforación, con objeto de determinar propiedades mecánicas de la misma tales como esfuerzo de ruptura a compresión simple, módulo de elasticidad tangente, dureza escala shore, abrasión, etc.

RESULTADOS.-

A lo largo de 41 semanas, se tuvieron programadas 5,793 h. para trabajar, sin embargo el equipo solamente estuvo disponible un 45% de este tiempo. La falta de disponibilidad en un 91% fué debida a descomposturas en el topo (40%) y tiempos empleados en cambiar cortadores (51%).

Las eficiencias en los niveles de dirección y superintendencia del contratista fueron resp. del 71% y 68% por lo que su combinación con la disponibilidad del equipo da un índice de trabajo de 22%.

El rendimiento de la máquina, cuando está atacando, es excepcionalmente constante y alcanza un valor medio de 0.65 m/h.

En estas condiciones el avance diario medio, con 24 h. de trabajo, ha sido de: $0.22 \times 24 \times 0.65 = 3.43$ m.

De los ensayos hechos con tres marcas diferentes de cortadores, en sus diferentes tipos, se ha encontrado que el topo no puede aumentar substancialmente los rendimientos, independientemente de su potencia, esto es, para rocas de media o alta resistencia y alto R.Q.D. los rendimientos estan dados actualmente por los cortadores, se considera que con eficiencia óptima podría llegarse a un índice de trabajo máximo de:

$$0.5 \times 0.95 \times 0.80 = 0.38$$

Y el máximo avance medio posible:

$$0.38 \times 24 \times 0.65 = 5.9 \text{ m/día}$$

Todo lo anterior para un material (gneiss) que tiene las siguientes propiedades mecánicas medias. *

Resistencia a la compresión = 1,800 Kgs/CM²

Dureza shore 72

Módulo relativo promedio bajo

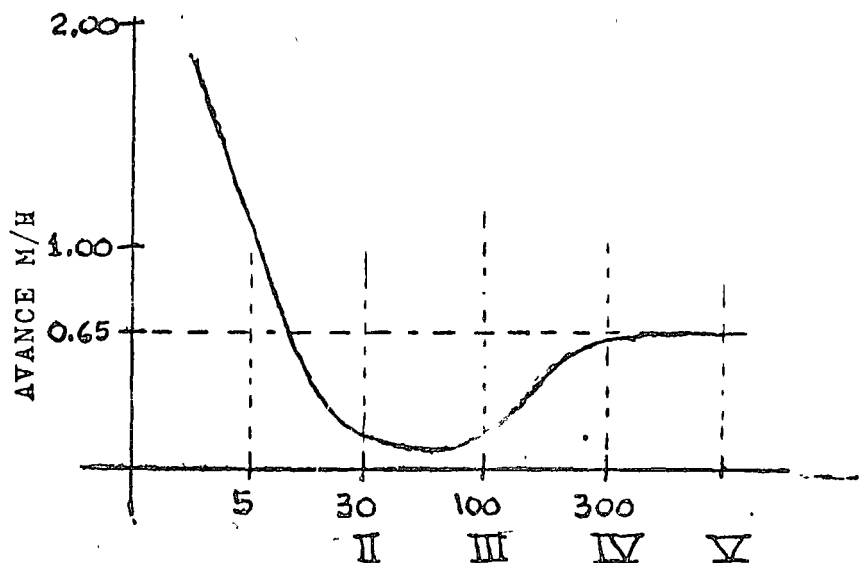
Además el grado de fracturamiento es bajo, ó sea su R.Q.D. es alto.

Se ha observado también que cuando el grado de fracturamiento es alto pero existe adherencia entre los planos de fractura, el rendimiento obtenido en zonas con estas características ha llegado a ser hasta de 1.90 m/hora (caden. 0+281). En cambio cuando la frente produce trozos de roca que no pueden pasar por el sistema de rezaga (tamaño de 10 cms. ó mayores), resultan dañados cangilones, tolva ó banda con las consiguientes pérdidas de tiempo. La curva de la figura 1, puede ser representativa de lo que ocurre al atacar una roca B de alta resistencia. Está relacionada con las tablas 1 y 2.

ROCA B

ALTA RESISTENCIA

FIG. 1



SEPARACION DE JUNTAS CMS.

* Parte de esta información se tiene en el anexo 5

Para minimizar los daños al sistema de rezaga es conveniente el poner una rejilla protectora que gire junto con la cabeza y que permita el paso de tamaños de roca que pueda - asimilar el sistema de rezaga. Los cortadores sobresalen de esa rejilla más ó menos 3 cms. Además es conveniente que por el sistema de rezaga pueda pasar el mayor tamaño posible de roca.

En terrenos muy fracturados se ha ensayado una combinación de Escudo y Topo, al parecer con buenos resultados

CORTADORES.

Se ha indicado que los cortadores son los elementos más importantes de la máquina.

En general hay 2 tipos de cortadores *

- 1.- Con anillos lisos con endurecimiento superficial
- 2.- Con anillos insertos de carburo tungsteno

En ambos casos el cuerpo del cortador es de acero forjado con dureza Rockwell 45 C y gira, sobre baleros, en una flecha sostenida en sus extremos por una silleta fija con la cabeza giratoria del topo (anexo No. 4). El cortador es -- tronco cónico y su diámetro es variable (aprox. 25 cms.).

* Omitiendo los topos Atlas Copco y otros que tienen 3 ó 4 cabezas giratorias con insertos fijos pero reemplazables.

Los cortadores en número de 23 en este caso, están colocados de modo que sus filos describan circunferencias concéntricas con la menor separación entre ellas (aprox. 2.5 cms), Uno de los cortadores de forma especial queda en el centro.

En el caso del cortador con anillos estos pueden -- estar forjados de una pieza con el cuerpo del cortador ó bien -- pueden ser colocados en éste a presión y con puntos de soldadura. El número de anillos en un cortador puede variar de 1 a 5 ó más pero en cualquier caso su sección es triangular y el filo -- cortante es endurecido superficialmente hasta alcanzar una dureza de 62 Rockwell C.

Estos cortadores de anillo o disco se ven y operan -- como un cortador de vidrio, el empuje del cortador contra la cara de la roca hace saltar esquirlas a ambos lados. Se usan principalmente en rocas suaves ó en circunferencias interiores de rocas medias ó duras.

Los cortadores con inserto de carburo tungsteno pueden a su vez ser de dos tipos:

Dentados, con insertos grandes, con forma parecida a los antes descritos ó con botones pequeños de carburo tungsteno. Estos cortadores causan la fractura creando esfuerzos concentrados muy altos en la punta del diente ó del botón. Los insertos se hacen en cuerpos forjados, troncónicos, de dureza 45 R.C. y las hileras de dientes ó botones varían entre 2 y 7.

De los 23 cortadores, los que ocupan la posición más crítica son los 4 de la periferia, ya que van formando la pared y la frente y son los que mayor velocidad lineal tienen pero pueden cambiarse a posiciones inferiores y ahí terminar su vida.

Se han ensayado 3 diferentes marcas de cortadores: JARVA, KENAMETAL y REED y anillos ROBBINS colocados en cuerpos JARVA.

En forma general los cortadores JARVA y KENAMETAL tienen tendencia a pegarse al sobrecalentarse, fallando los sellos y como consecuencia la lubricación.

Los cortadores REED no se pegan pero su rendimiento, en términos generales ha sido menor aunque muy probablemente alcancen el mismo que los anteriores.

Anteriormente se dijo que el módulo relativo promedio de la roca (mod. tang. de elast) es bajo, aparentemente esto es causa de que el material se deforme bastante antes de romperse absorbiendo mucha energía. Por otra parte los insertos, sobre todo en el caso de los botones, son pequeños y el cuerpo del cortador presiona fuertemente sobre la frente, al grado de que en ocasiones, se observan en dicho cuerpo, deformaciones plásticas, a pesar de su gran dureza.

ELEMENTOS PARA EL COSTO

Adicionalmente a los valores de rendimientos y eficiencias dadas en la hoja 9, se proporcionan datos sobre vida y -

precio de cortadores, topo, así como personal de operación. Es -
tos datos pueden ser útiles en la elaboración de precios unita -
rios.

La perforación de 706 m. de túnel se hizo en 1083 -
horas de ataque con avance medio de 0.65 m/h y se emplearon:

103 cortadores JARVA DENTADOS y KENAMETAL con botón
con precio promedio de: \$30,000.00/cortador

301 cortadores JARVA de disco en posiciones interiori
res con precio promedio de: \$8,750.00/cort.

La vida media de los cortadores con insertos de car
buro tungsteno fué de 100 h. y su avance de 65 m.

La vida media de los cortadores de disco fué de 52-
h. y su avance de 33.70 m.

Con los cortadores REED se han perforado 127.80 m.-
de túnel en 258.7 h. con velocidad media de 0.49 m/h.

Se han usado 41 cortadores REED con botones de carbu
ro tungsteno de los cuales 18 tienen aún un 25% de vida. El pre-
cio de lista de cada cortador es de: \$43,750.00

La vida media fué de 163 h. y su avance medio de -
80 m/cortador.

El precio del TOPG es aproximadamente de: - - - - -
\$10'000,000.00

El personal de operación, del topo y equipo de rezaga, es más ó menos el siguiente (por turno):

Jefe de frente	1
Operador topo	1
Maniobristas	2
Ayudantes maniobristas	2
Cabo instalaciones	1
Ayudantes	5
Mecánico	1
Ayudante mecánico	1
Electricista	1
Ayudante electricista	1
Soldador	1
Locomotorista	1
Ayudante	1

CONCLUSIONES

1.- El empleo de TOPOS puede resultar adecuado para formaciones de rocas de resistencia media, en su rango inferior, D y E, de resistencia baja ó muy baja (tabla No. 1) teniendo dificultades si el espaciamiento de juntas cae por los grados II y III de la tabla 2.

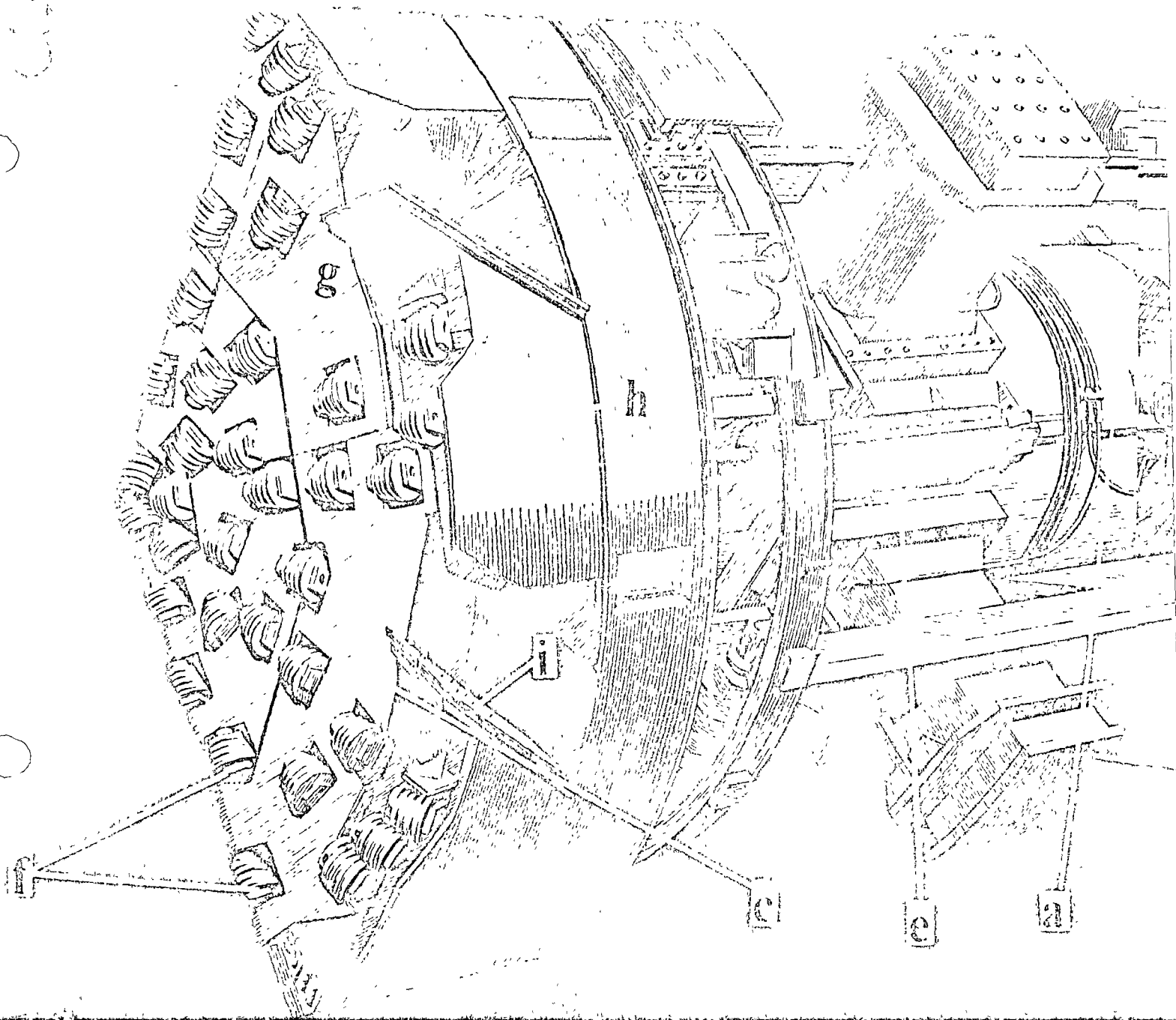
2.- En cualquier caso debe preferirse una máquina que pueda extraer los tamaños más grandes de roca posibles.

3.- Es más conveniente una máquina con motores hidráulicos con el fin de tener velocidad variable en la cabeza.

4.- Salvo situaciones especiales, en donde costo y tiempo pasan a segundo término, actualmente y debido principalmente a los cortadores, los TOPOS no son económicamente utilizables para atacar rocas de resistencias medias altas, altas ó muy altas (C, B y A de la tabla 1) y especialmente granito, basalto ó gneiss, con un alto R.Q.D.

Junio de 1976.

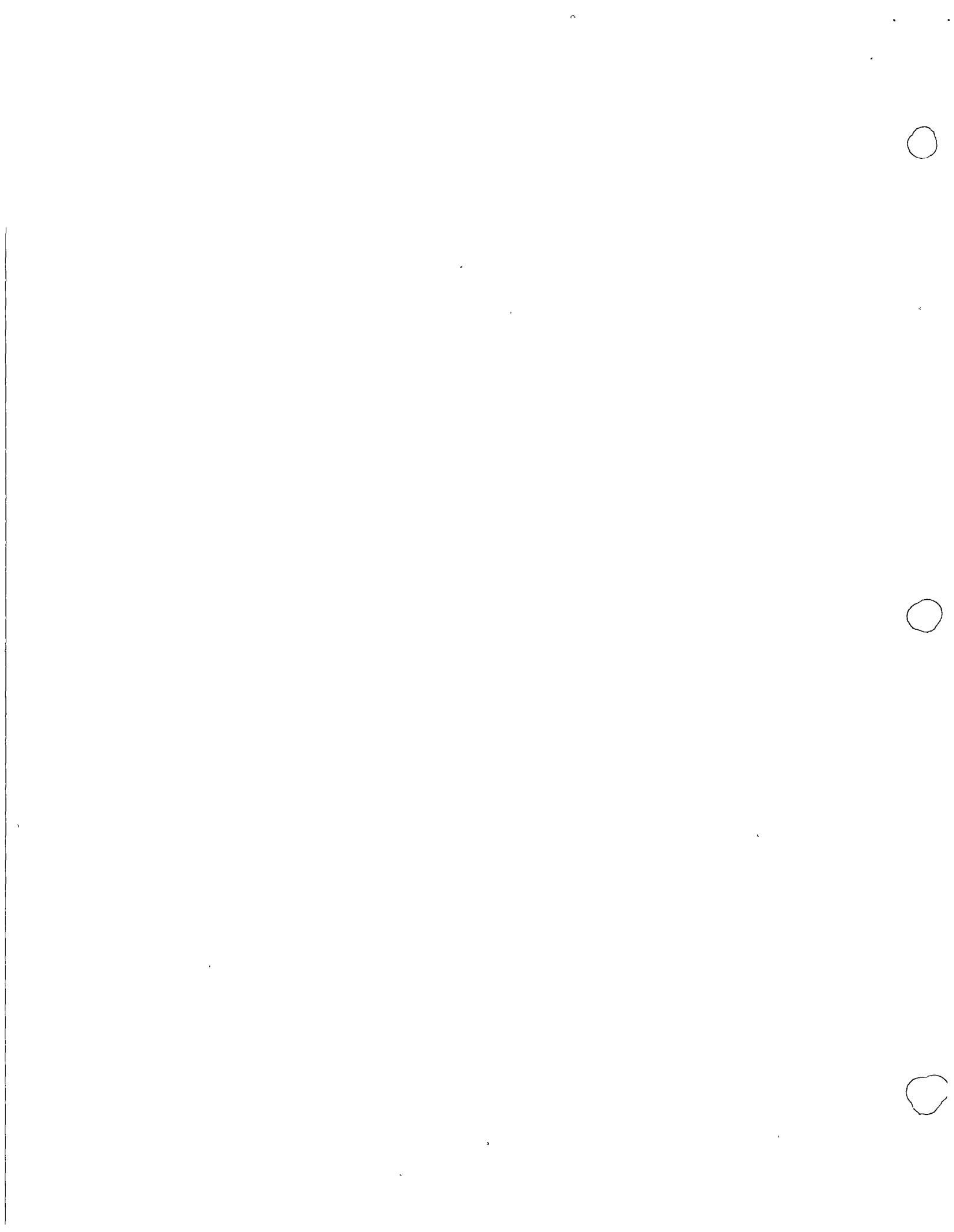
JORGE GAMBOA CH.

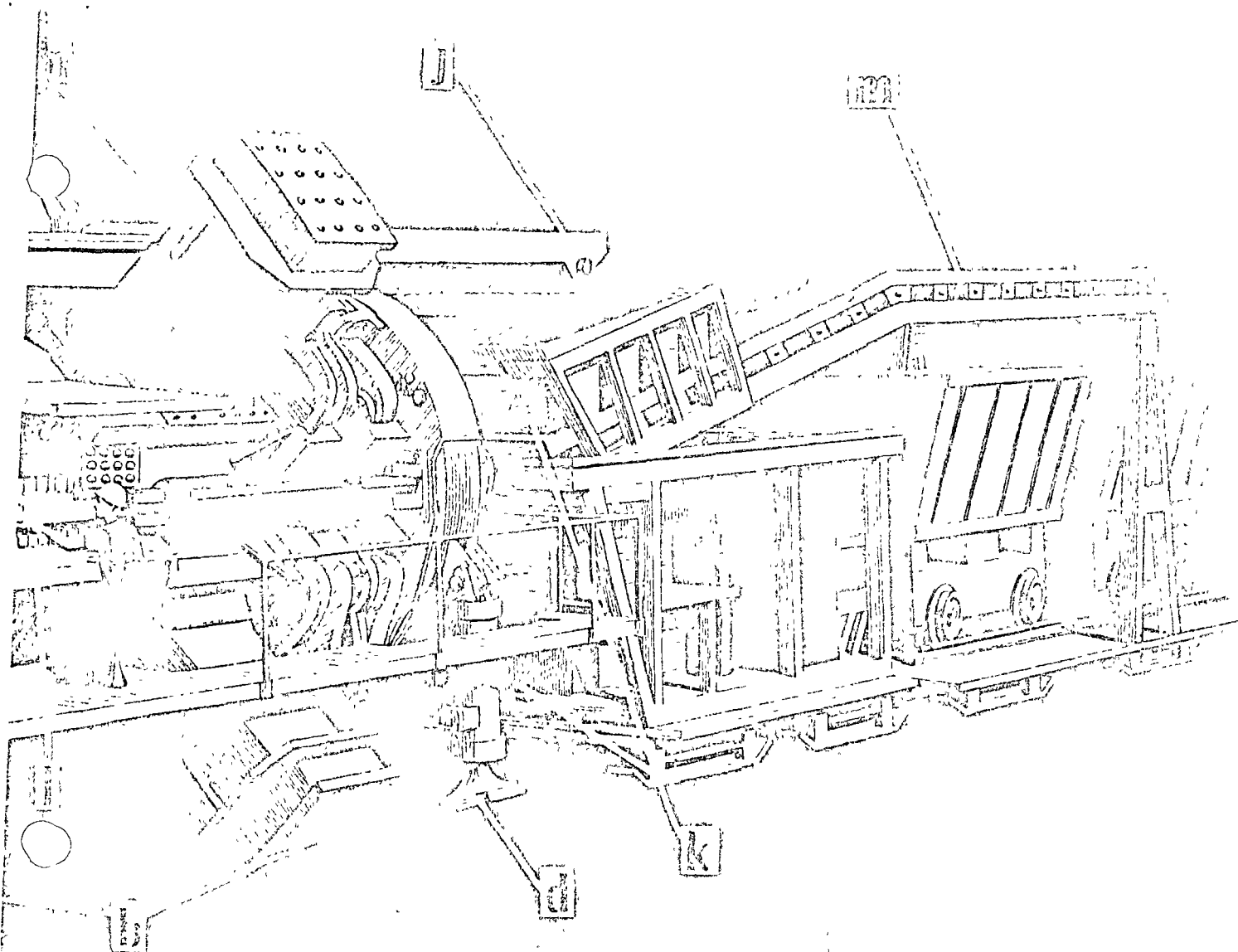


a	Cuerpo topo	h	Gangilones
b	Patas de atraque	i	Raspadores
c	Cabeza giratoria	j	Banda transportadora
d	Patas de soporte	k	Motores
e	Gatos de empuje	l	Consola de control
f	Cortadores	m	Banda auxiliar de cabeza de vagoneta
g	Silletas	n	Extractor de polvos


COMO AVANZA LA MAQUINA

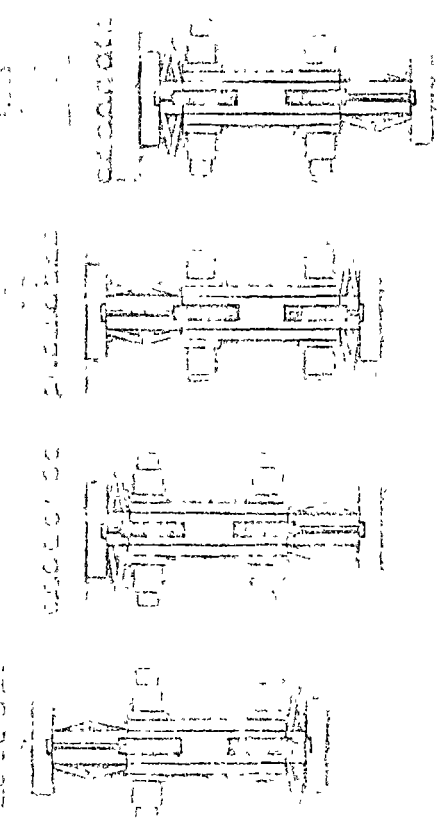
- 1.- Empieza ciclo de barrenación atracada con las patas (b) y la cabeza (c)
- 2.- Termina el ciclo de barrenación. La cabeza (c) se ha movido hacia adelante y las patas de atraque (b) se han retraído. Las patas de soporte (d) salen para
- 3.- El cuerpo (a) se ha movido hacia adelante y las patas (b) son colocadas que contra la pared del túnel. Las patas de soporte (i) son retraídas.
- 4.- La cabeza (c) se ha movido hacia adelante cortando 55 cms. De ahí, al re las de soporte (d) queda como en el paso 2.





TOPO MECANICO

) en posición de avanzar
 a , haciendo el corte. Las pa-
 as nuevamente en posición de atra
 retraer las patas (b) y sacar --





SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO-TIJUANA, B.C.
TECATE, B. C. NORTE

INSTRUCTIVO PARA EL MANEJO DE LAS FORMAS DE CONTROL DE RENDIMIENTOS Y EFICIENCIAS EN LA PERFORACION DE TUNELES USANDO MAQUINA PERFORADORA (TOPO).-

A.- DEFINICIONES:

Se denominará EQUIPO al conjunto integrado por la máquina perforadora (TOPO) y los elementos auxiliares, estructura, banda transportadora, vagonetas locomotoras, etc., necesarios para perforar, extraer y transportar la rezaga así como para transportar y colocar las dovelas de concreto que formarán el revestimiento del túnel.

La máquina perforadora será llamada en lo sucesivo TOPO ; al resto, equipo auxiliar.

HORAS PROGRAMADAS.- (H.P.)son las horas correspondientes al producto de las que sumen los turnos diarios por los días calendario del periodo de que se trate. así, por ejemplo, en semanas normales con 6 días de trabajo y 3 turnos de 8 hrs., las H.P. serán $3 \times 8 \times 6 = 144$ hrs., si se trabajara el domingo, las H.P. serán 168.

HORAS DISPONIBLES.- (H.D.)son las horas en que el equipo se encuentra en disponibilidad para efectuar el trabajo, independientemente que se use o no, dentro de las H.P.

HORAS TRABAJANDO.- (H.T.) son las horas en que el EQUIPO, con su totalidad, o parte de él, se encuentre trabajando

HORAS ATACANDO.- (H.A.) son las horas en que el TOPO avanza y el material, producto de la perforación, fluye en forma apreciable por las bandas transportadoras.

ΔL .- Incremento de longitud debido al avance del TOPO

Δt .- Incremento de tiempo empleado en el avance ΔL

$\frac{\Delta L}{\Delta t}$.- Velocidad de avance instantánea

$\frac{\Sigma \Delta L}{\Sigma \Delta t}$.- Velocidad media por turno, día, semana o acumulada durante el desarrollo de la perforación

Se considera que el EQUIPO no está en disponibilidad por cualquiera de las causas siguientes, que forman el grupo "A"

- 1.- M - Mantenimiento
- 2.- RB- Reparación banda auxiliar
- 3.- RV- Reparaciones varias
- 4.- RT- Reparación Topo
- 5.- CC- Cambio de cortadoras

Por medio de las formas 1 y 2 anexas, sendos Inspectores determinan las horas empleadas en el desarrollo de las actividades an_otadas.

H.D. quedará determinada por:

$$H.D. = H.P. - \sum A$$

El índice de disponibilidad del equipo será dado por:

$$\alpha = \frac{HD}{HP}$$

Con objeto de obtener la disponibilidad del Topo, se de-
terminará:

$$HD' = HP - \sum B$$

$$\alpha' = \frac{HD'}{HP} \quad \text{Índice de disponibilidad del Topo}$$

Estando el EQUIPO disponible podrá no estar trabajando por las causas enseguida enumeradas y que constituyen el grupo "B".

- 1.- F.E. - Falta de energía
- 2.- F.P. - " " Personal
- 3.- F.M. - " " Materiales
- 4.- V. - Varios

Estas causas son ajenas a los trabajos que se están desarrollando en el túnel y, de manera general, son atribuibles a la planeación y eficiencia de la Dirección de las Obras.

Su cuantificación, en horas, será obtenida en las columnas 1 a 3 de la Forma No. 2 por el Inspector correspondiente.

H.T. queda determinada por:

$$HT = HD - \sum B$$

$$\beta = \frac{HT}{HD} \quad \text{Será el índice de eficiencia al nivel 1.}$$

El Topo ataca intermitentemente y las horas atacando HA serán determinadas directamente en las columnas 1 a 3 de la Forma No. 1 pero su valor deberá corresponder con la suma de las horas empleadas, o perdidas, debidas a las causas siguientes, que forman el grupo C, y que se obtendrán de las formas 1 y 2.

- 1.- A.T. - Acomodo del Topo
- 2.- C.D. - Colocación dovelas
- 3.- F.T. - Falta de transporte
- 4.- I - Instalaciones auxiliares (aire, agua, ventilación, vías, etc.
- 5.- VA. - Varios

$$\gamma = \frac{HA}{HT} \quad \text{Será el índice de eficiencia con el nivel 2}$$

El índice γ mide la eficiencia con que las operaciones de perforación revestimiento son ejecutadas.

Se lo llamará Índice de trabajo IT a la combinación de la disponibilidad del equipo y las eficiencias en ambos niveles o sea

$$IT = \alpha \beta \gamma$$

B.- OBJETIVOS

- a).- Obtención de los índices α, β, γ ^{IT} en periodos semanales y acumulados
 - b).- Obtención de las velocidades instantáneas $\frac{\Delta L}{\Delta t}$ y, principalmente, las velocidades medias en la semana, y correspondiente al avance total de la perforación (Forma No. 4).
 - c).- Obtener la distribución de los tiempos, semanales y acumulados, empleados o perdidos en actividades o causas relacionadas en los grupos A, B, C.- Esta información se vaciará en la Forma No.3. La suma de los porcentajes obtenidos para cada causa o evento, más el dado por IT será naturalmente de 100
 - d).- Formar maqueta a escala adecuada con datos de velocidades medias, los índices antes definidos, muestras de material de la formación atravesada, propiedades mecánicas del mismo etc., (abrasión, dureza, esfuerzo de ruptura, taladrabilidad)
 - e).- Obtener relaciones entre las velocidades instantáneas o medias, la durabilidad de los cortadores, las características de operación del Topo tales como empuje y potencia aplicada (datos que se obtienen en la Forma 1) combinandose entre si y básicamente con las propiedades mecánicas del material. Para la determinación de estas propiedades obtenerse corazones en las paredes del túnel y probarse.
 - f).- Obtener la duración de los cortadores y el avance logrado por cada uno.
- Estos datos son registrados en la forma 1 y concentrados en la 5
- g).- Obtener los costos reales de la perforación y recubrimiento.
 - h).- Cuantificar los efectos de medidas adoptadas, que afecten el funcionamiento de la máquina, cortadores, o la organización general de los trabajos.

C.- MANEJO DE LAS FORMAS.

Es indispensable el tener 2 Inspectores, uno en el topo y otro en la zona de carga de vagonetas.

FORMA NO. 1.- La opera el Inspector del topo (1).- En la columna 1 -- anota la hora en que el evento principia o termina; la duración del --

evento, o sea la diferencia entre su iniciación y su terminación, se anotará en la columna No. 2 precisamente en el renglón correspondiente a la hora de terminación. En la columna No. 3 se anotará el evento de que se trata (AT, CD etc.), a menos que se tenga un avance del topo, en cuyo caso se anotará la cantidad avanzada en cms., (el avance resulta fácil de medir). En caso de avance, en la columna 4 y en el mismo renglón, se anotará la presión de empuje, en la 5 el amperaje tomado por los motores y en la 6 el número de la muestra obtenida.

En el gabinete se hará la suma Δt (col. 2) y ΔL (col. 3) y estas sumas se pondrán en el renglón C, el tiempo horas y decimales de hora y la distancia en metros.

En el renglón D (acumulados) se anotará la suma de las cantidades correspondientes del renglón C en el reporte de que se trate, más las que aparezcan en el renglón d del reporte inmediatamente anterior.

Se obtendrán las velocidades instantáneas máximas y mínimas y se anotarán en la parte inferior de la forma, así como los números de las muestras correspondientes.

En la forma No. 1 deberán registrarse, aunque no exclusivamente, los tiempos correspondientes a los eventos siguientes:

GRUPO A.- M, RB, RT, CC;

GRUPO B.- FE, FP, VT

GRUPO C.- AT, CD, I, VA,

Periodicamente se comparará el avance acumulado con el cadenciamiento y el tiempo total registrado con el Horómetro de la máquina y se harán los ajustes correspondientes.

FORMA NO. 2.-

En las columnas 1 a 3 se tendrá el registro de los tiempos en que el equipo se encuentre parado por causas que podrán corresponder a los grupos A o B.

En la columna 1 se anotará la hora en que un paro del equipo ocurra y la de la reanudación correspondiente; en la columna 2 la duración del paro y en la 3 la causa.

En el renglón C se anotará la suma de los tiempos perdidos (que aparecen en la columna 2) por causas del grupo A y en el renglón d se anotará la suma acumulada hasta la fecha.

En el renglón e se anotará la suma de las horas invertidas en RT y CC en el renglón f las horas acumuladas.

En el renglón g se anotará la suma de las horas perdidas por causas o eventos del grupo B y en el renglón h el acumulado correspondiente.

En la parte interior de la forma 2 se anotarán tanto las horas programadas H.P. del turno como las acumuladas hasta la fecha.

En las columnas 4 a 15, el Inspector (2) anotará tiempos perdidos por causas del grupo C, que, por el sistema mismo de la operación del equipo, no puede dejar de percibir.

FORMA NO. 3.-

Es una concentración que deberá hacerse semanalmente en la que aparecen las horas empleadas o perdidas, de la semana y acumuladas, correspondientes a los eventos o causas de los grupos A, B y C ; además aparece el tiempo de ataque del topo. - Los datos anteriores se encuentran en formas de horas y porcentajes del tiempo total programado.

Con los datos concentrados se podrá ver con claridad la forma en que los diferentes sucesos inciden en el avance. Además es posible cuantificar el efecto de las medidas correctivas que eventualmente se apliquen.

Los datos de esta forma se obtienen de manera directa de las formas 1 y 2 correspondientes a la semana.

FORMA NO. 4.-

En ella se concentran, semanal y en forma acumulada las horas programadas, disponibles, trabajando y atacando, así como los diferentes índices, velocidades medias de avance y velocidades máximas y mínimas, tanto de la semana como las alcanzadas en todo el desarrollo de trabajo.

En esta forma se aprecia, en forma clara, la eficiencia en los dos niveles antes mencionados y su variación. Por supuesto también permite cuantificar rápidamente la eficacia de medidas correctivas aplicadas.

FORMA NO. 5.-

Proporcionada por los fabricantes del topo sirve para llevar el control de duración y metros avanzados por cada cortador.

Habrà una tarjeta (F5) para cada posición de cortador y en ella aparecen las fechas de colocación y retiro, el número de serie del cortador colocado, las horas de entrada y salida, su duración, los cadenamientos de entrada y salida, así como los metros avanzados. Además se tiene una columna para observaciones.

Se anexan: Formas de 1 a 5.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

Folio

GERENCIA ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

CONTROL DE OBRA

TUNEL No. 2

FECHA Jun 7

EST. INICIAL 0+26021

TURNO 1^{ra}

EST. FINAL 0+26730

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
Hora	At	Evento	COLOCACION DOVELAS			MOVIMIENTO TRENES			INSTALACIONES			VARIOS			OBSERVACIONES
			Hora	At	Al	Hora	At	No. Vag.	Hora	At	Evento	Hora	At	Evento	
7:00															
8:30															
9:20	50	RB													
11:25															
12:50	65	CC													
13:15															
13:55	10	FH													
14:10															
14:20	10	FE													
14:30															
14:45	15	RT													
15:00															

$\Sigma (HP - HD)$	2.50
$\Sigma Ac (HPa - HDa)$	129.85
$\Sigma (HP' - Hd')$	1.67
$\Sigma Ac (HP'ac - Hd'ac)$	122.82
$\Sigma (HD - HT)$	0.33
$\Sigma Ac (HDac - HTac)$	15.60
$\Sigma (HT - HA)$	
$\Sigma Ac (HTac - HAAC)$	

HP = 8
HPA = 516

INSPECTOR. [Signature]

S R N

ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

TUNEL N° _____ PERIODO _____ AL _____ DE _____ 7-0

DISTRIBUCION DE TIEMPOS

GRUPO	EVEN TO	TIEMPO PERIODO	%	TIEMPO ACUMULADO	%	OBSER U.
A	M					
	RB					
	RV					
	RT					
	CC					
B	FE					
	FP					
	FM					
	VT					
C	AT					
	CD					
	FT					
	I					
	VA					
	A					
SUMAS						

3 R H

ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

TUNEL N° PERIODO DEL AL DE 197

CONCENTRACION DATOS

CONCENTRACION			
	PERIODO	ACUM.	OBSERV.
HP			
HD			
HD'			
HT			
HA			
α			
α'			
β			
γ			
IT			
$\frac{EAL}{EAL}$			
$(\frac{DL}{DL})_{max.}$			
$(\frac{DL}{DL})_{min.}$			
ΔL			

OBSERV.-

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

GERENCIA ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

Control de Obra

Tunel No.

Fecha 6/1/76

Est. Inicial 0+398.54

Turno 2da

Est. Final 0+402.96

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Hora	At	Al 6 Evento	Empuje	Amp.	Muestra	OBSERVACIONES
2:00						
2:01	✓ 1	1	50	75	254 ³	✓
2:03	2	CC ✓				REV. CORT
3:06	3	AT ✓				
3:59	✓ 53	54	900 1000	60 80	254 ³	
4:02	3	AT ✓				
4:27	✓ 25	28	1000 1100	70 80	255 ³	
4:56	29	FT ✓				
5:18	✓ 32	28	1000 1100	70 - 85	255 ³	
5:21	3	AT ✓				
5:59	✓ 38	56	1000 1300	65 85	255 ³	
6:01	2	AT ✓				
6:40	✓ 39	56	1000 - 1300	65 85	255 ³	
6:43	3	AT ✓				
6:55	✓ 12	16	1500	85	256 ³	
7:00	5	FT ✓				NO SE ENCONTRABA DENTRO DEL TUNEL
7:02	✓ 2	2	1200	68	256 ³	
7:13	11	VA ✓ →				SE TORO BANDA DE TUBO RESAGA EN
7:15	✓ 2	3	1500	85	256 ³	EL ERECTOR DE RAJONES
	57	VA ✓ →				SE TORO BANDA RAJON DE RESAGA
8:17	✓ 5	4	1000	60	256 ³	EN EL ERECTOR
8:20	3	FT ✓				SE DESCONJUNTO LA LOCOMOTORA
8:39	✓ 19	31	1300	90	256 ³	
8:42	3	AT ✓				
9:16	✓ 24	56	1300	90	256 ³	
9:19	3	AT ✓				
9:53	✓ 34	49	1300	85	256 ³	
9:58	5	FT ✓				SE DESCONJUNTO LA LOCOMOTORA
10:00	2	AT ✓				
10:35	✓ 35	56	1300	85	257 ³	
10:52	17	CC ✓				REV. CORT.
11:00	8	RV ✓	HP = 8			SOLVANDO TOLVA DEL TRIANGO
	480	440	HP = 2139.5			REF. 4.42
	321					MAROMETRO INICIAL = 524.8 ^{1/2}
	5.35	4.42				FINAL = 529.3
Σ Acum.	515.07	395.46				$\frac{\Delta L}{\Delta t} = 0.83 \text{ M/H (GUANO)}$
						$\frac{\Delta L}{\Delta t} = 0.66 \text{ M/H (ACUM)}$

$\left(\frac{\Delta L}{\Delta t}\right)_{\text{Max.}} = .98$

$\left(\frac{\Delta L}{\Delta t}\right)_{\text{Min.}} = .61$

I.T. = 0.68 (GUANO)

I.T. = 0.21 (ACUM)

Muestra No. 256

Muestra No. 254

INSPECTOR

[Signature]

25.18.17.

GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO CO-ORINADO-TIQUANA

CONTROL DE OBRAS

TUNEL 2

PERIODO DEL 31 DE MAYO AL 5 DE JUNIO 1976.

SEMANA 15

63000	VARIANTE	TIEMPO				OBSERVACIONES.
		PERIODO	A %	ACUMULADO	%	
A	M	3.02	2.10	41.03	0.71	
	R.B	19.20	13.33	101.51	1.76	ROTURA BANDA Y CONTINUIDAD DASPERFECTOS POR CURVAS.
	R.V	6.65	4.62	151.55	2.68	BOMBA AGUA TOPO - FALLAS EN TABLERO CONTROL
	R.T	41.35	28.72	1351.19	23.60	CANJILONES - ESCUDO SISTEMA HIDRAULICO.
	CC	12.20	8.47	1472.94	25.53	
B	F.E	—		92.66	1.61	
	F.P	3.90	2.71	114.16	1.98	
	F.M	—		464.72	8.05	
	V.T	1.75	1.22	24.99	0.43	
C	A.T	8.52	2.44	171.39	2.97	
	C.D	—		—	—	
	F.T	2.02	1.40	98.85	1.71	
	I	0.87	0.60	114.55	1.99	
	V.A	2.97	2.06	223.00	3.87	BOMBEO FILTRACIONES EN CABEZA TOPO.
	H.A	46.55	32.33	1333.40	23.11	
SOMAS:		144	100.00	5769.00	100.00	

S. R. T.

FORMA 3

GERENCIA. GRAL. ACUEDUCTO. RIO COLORADO. TIJUANA

CONTROL DE OBRA

TUNEL 2

PERIODO DEL 29 AL 29 DE MAYO 1976

SEMANA N.º 44

CANTON	EJECUTA	TIEMPO				OBSERVACIONES
		PERIODO	%	ACUMULADA	%	
A	M	1.12	0.78	38.01	0.68	
	R.B	15.65	10.87	82.31	1.47	TOLVA, ESTRUCTURA Y SERVIDO DAUDA.
	R.V	3.20	2.22	147.90	2.63	
	R.T	17.30	12.01	1319.81	23.46	CAVICANES RASPADOR EN TOLVA.
	C.C	18.73	13.01	1460.71	25.97	
B	F.E			92.66	1.65	
	F.P	3.77	2.62	110.26	1.96	
	F.M	5.33	3.90	464.72	8.26	
	V.T			23.24	0.41	
C	A.T	4.08	2.82	167.87	2.98	
	C.D					
D	F.T	2.67	1.85	96.83	1.72	
	I	0.18	0.13	113.68	2.02	
	V.A	15.47	10.74	220.03	3.91	BOMBEO Y DIFICULTADES CON LA DAUDA POR MAL ALINEAM.
	H.A	56.52	39.25	1286.91	22.88	
SUMAS.		144.00	100.00	5625.00	100.00	

DISTRIBUCIÓN DE TIEMPO

GRUPO	EVENTO	TIEMPO		ACUMULADO	%	OBSERVACIONES
		PERIODO	%			
A	M	1.30	0.90	35.89	0.69	
	R.B	0.50	0.35	65.06	1.25	U
	RV	0.13	0.09	141.56	2.73	
	RT	25.98	18.04	1228.96	23.67	BANDA - RASPADOR - TOLVA
	CC	0.97	0.68	1379.78	26.57	
B	FE	26.08	18.25	87.44	1.68	FALLA MECANICA PLANTA
	FP	1.72	1.20	99.96	1.92	
	FM	-		459.06	8.84	
	VT	1.17	0.81	23.24	0.45	
C	AT	2.77	1.92	153.66	2.96	
	CD					
	FT	3.75	2.60	88.52	1.70	
	I	8.37	5.81	113.22	2.18	TUBERIAS DESAGUE.
	V.H	44.48	30.89	181.60	3.50	PIEDRAS FRACTURAS - BOMBEO
	H.A	26.58	18.46	1135.05	21.86	
SUMA:		144	100.00	993	100.00	

GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO Colorado Tijuana.

CONTROL OBRO

TUNEL N°2

PERIODO DEL 26 ^{ABRIL} AL 15 MAYO 1976. SEMANA N° 46

DISTRIBUCION DE TIEMPOS.

Grupo	Evento	TIEMPO				OBSERVACIONES.
		Periodo	%	Acumulado	%	
A	M	-	-	34.59	0.68	
	RB	-	-	64.56	1.28	
	RV	0.08	0.06	141.43	2.80	
	RT	54.05	45.05	1202.98	23.83	Soldando sillatas y cambio de la M.
	LL	33.97	28.31	1378.81	27.31	Cambio al nuevo tipo y primer cambio trabajando.
B	FE	0.53	0.44	61.16	1.21	
	FP	-	-	98.24	1.94	
	FM	-	-	459.06	9.09	
	VT	-	-	22.07	0.44	
C	AT	2.77	2.31	150.89	2.99	
	CD	-	-	-	-	
	FT	1.52	1.27	84.77	1.68	
	I	-	-	104.85	2.08	
	VA	1.83	1.53	137.12	2.72	DOMINIO INTERFERE AL ATAQUE.
	HA	25.25	21.04	1108.47	21.95	

S. R. H.

FORMA 11-1-40

SERENCIÓN GRAL. ACUEDUCTO RÍO COLORADO-TIJUANÁ

CONTROL DE OBRA

TUNEL 2

PERIODO DEL 15 DE MAYO AL 5 DE JUNIO, 1946

SEMANA 45

CONCENTRACIÓN DE DATOS

	PERIODO	ACUMULADO	OBSERVACIONES
H.P	144	5769	
H.D	61.58	2637.78	
H.D'	108.45	2934.87	
H.T	55.93	1941.25	
H.A	-16.55	1333.46	
α	0.43	0.46	
α'	0.63	0.51	
β	0.91	0.74	
γ	0.83	0.69	
I.T.	0.32	0.23	
$\frac{L}{\Delta t}$	0.38	0.62	CORTADORES DESGASTADOS. TENDIENDO CON LIG. FRACTURAS. FALTA SIST. HIDE.
$\frac{\Delta L}{\Delta t \text{ MAX}}$	0.81; M-688 EST. 0+835.26	1.90; M-179 0+281.13	
$\frac{\Delta L}{\Delta t \text{ MIN}}$	0.24; M-677 0+827.19	0.06; M-109 0+173.86	
ΔL	17.86	829.03	EST. 0+836.53.

NOTAS:

EL AVANCE FUE CORTO POR ESTAR YA DESGASTADOS
LOS CORTADORES Y NO PODER LEVANTAR PRESION DE SISTE-
MA HIDRAULICO Y PRESENTARSE ALGUNAS FRACTURAS LIG.
RAS.

F 4

G .R.H .

GERENCIA GRAL ACUEDUCTO. RIO COLORADO TIJUANA

CONTROL DE OBRAS

TUNEL. N° 2

PERIODO DEL 24 AL 29 MAYO 1976

SEMANA N° 44

CONCENTRACIÓN DE DATOS			
	PERIODO	ACUMULADO	OBSERVACIONES
H.P	144.00	5625.00	
H.D	88.00	2576.20	REAL
H.D'	107.97	2844.42	
H.T	78.90	1885.32	
H.A	56.52	1286.92	
α	0.61	0.46	
α'	0.75	0.51	
B	0.90	0.73	
Y	0.72	0.68	
I.T	0.37	0.23	
$\frac{\Sigma \Delta L}{\Sigma \Delta T}$	0.44	0.63	
$\frac{\Delta L}{\Delta T}$ MAX	0.63; M-648 EST. 0+803.56	1.90; M-179 EST. 0+221.13	
$\frac{\Delta L}{\Delta T}$ MIN	0.19; M-641 EST. 0+797.56	0.06; M-109 EST. 0+173.86	
AL	25.13	811.17	EST. 0+818.67.

NOTAS:

TERRENO LIBERAMENTE FRACTURADO
FILTRACIONES ESCASAS.

J. K. H

GERENCIA GERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO-TIJUANA
CONTROL DE OBRA TUNEL N°

PERIODO DEL 3 AL 8 MAYO 1976 SEMANA N° 41

CONCENTRACION DE DATOS			
	PERIODO	ACUMULADO	OBSERVACIONES
H.P	144.00	5793.00	
H.D	115.12	2341.75	
H.D'	117.05	2584.26	
H.T	85.95	1672.05	
H.A	26.58	1135.05	
∞	0.80	0.45	
∞'	0.31	0.50	
B	0.75	0.77	
δ	0.31	0.68	
J.T	0.18	0.22	
$\frac{E}{E} \frac{AL}{AC}$	0.70	0.65	
MAX $\frac{AL}{AC}$	1.49; M-587 0+744.81	1.90; M-179 0+281.13	
$\frac{AL}{AC}$ MIN	0.24; M-592 0+747.88	0.06; M-109 0+173.86	
ΔL	18.49	742.96	EST. 0+750.46.

REPOSICION

OBSERVACIONES. NOTAS:

EN EST. 0+743 se empezó una falla. y continuaron las filtraciones. Dificultades en el avance por el terreno y por la interferencia del bambú.

S. R. H.

GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO TIJUANA

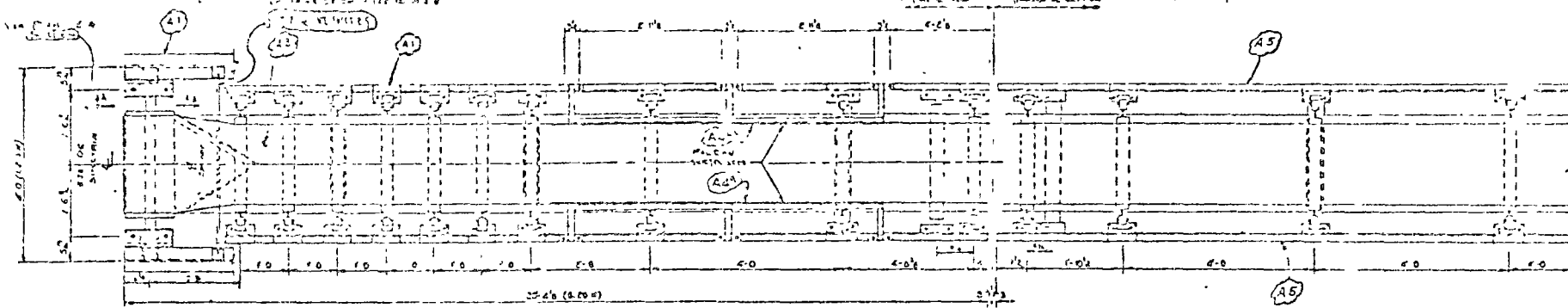
CONTROL DE OBRA

TUNEL N° 2

PERIODO DEL 26 ABRIL AL 12 MAYO 1976. SEMANA N° 40

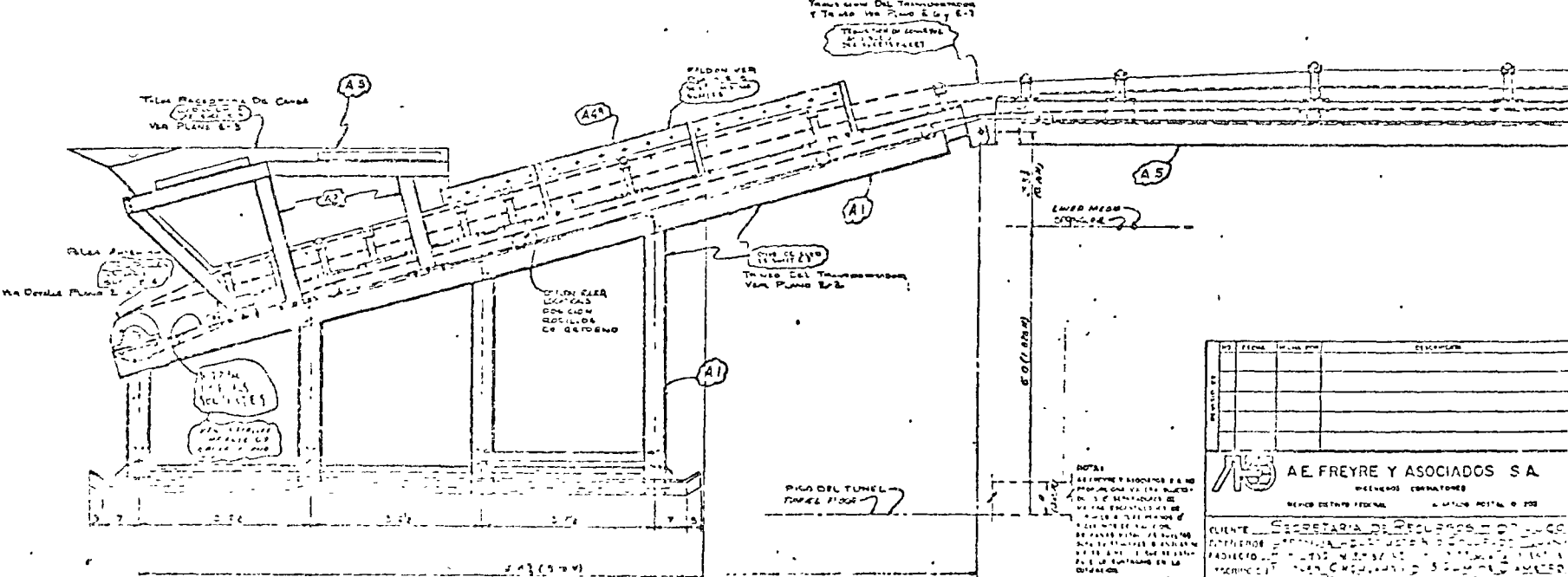
CONCENTRACION DE DOLOS			
	PERIODO	Acumulado	OBSERVACIONES
HP	120.00	5049.00	NO SE TRABAJÓ EL DÍA 12 MAYO.
HD	31.90	2226.63	PEP
HD'	31.98	2467.21	
HT	31.37	1536.10	
HA	25.25	1103.47	
α	0.27	0.44	
α'	0.27	0.49	
β	0.98	0.71	
β'	0.80	0.70	
IT	0.21	0.22	
$\frac{DL}{DT}$	0.72	0.65	
$\frac{DL_{MEX}}{DT}$	122; M-570 EST. 04724.78	177; M-179 EST. 04231.13	
$\frac{DL_{MIN}}{DT}$	0.48; M-533 EST. 04714.37	0.06; M-107 EST. 04173.86	
DL	18.13	724.17	EST. 04 731.97.

NOTAS: EL DIA 37 SE EMPEZÓ A PERFORAR CON LOS MUDOS PORTACORROS
 POCOS. A LAS 9.24 HORAS SE LES VOLTARON LOS INSERTOS A DOS M. SE CAMBIA



VISTA EN PLANTA
PLAN VIEW
DEL TUNEL DE CONECTOR
Escala: 1:200
CONSTRUCCION

VISTA EN PLANTA
PLAN VIEW
DE LA CUBIERTA DEL TUNEL DE CONECTOR
Escala: 1:200
CONSTRUCCION



ESTRUCTURA DE TUNEL

FECHA	ELABORADO POR	REVISADO POR

AE FREYRE Y ASOCIADOS S.A.
INGENIEROS CONSULTORES
SUCURSAL SANTIAGO DE LOS CABALLEROS
CALLE 10 N. 100-100, SAN JOSE, C.R.

CLIENTE: SECRETARIA DE RECURSOS HUMANOS
PROYECTO: RECONSTRUCCION DE LA OFICINA DE LA SECRETARIA DE RECURSOS HUMANOS
FASE: DISEÑO DE LA OBRERA DE CONECTOR
FECHA DE EMISION: 15/08/1990
DISEÑADO POR: J. FREYRE
REVISADO POR: J. FREYRE

3 DE OTUBRE 1990 - 3 AC - P. 10 DE 11

PRUEBAS.

Los datos referentes a la localización y clasificación petrográfica de los materiales recibidos se presentan en la tabla 1.

TUNEL	SONDEO	CADENAMIENTO	PROFUNDIDAD	IDENT. DE LAB.	CLASIFICACION
2	2	4 + 950	2.15 m	76/161	Gneis de micas
2	4	1 + 400	53.00 m	75/162	Gneis de micas
3	2	3 + 750	20.00 m	76/163	Diorita cuarcífera
3	3	0 + 300	20.00 m	76/164	Diorita cuarcífera

TABLA 1

Las pruebas programadas en estos materiales, incluían la ejecución de ensayos triaxiales, de corte directo y de permeabilidad, pero debido a que el diámetro de las muestras obtenidas de los sondeos estaba entre los diámetros BX (4.12 cm) y NX (5.39 cm), no fué posible realizar esas pruebas, ya que las cámaras triaxiales y el anillo de permeabilidad tienen precisamente los diámetros BX y NX. Por esta causa, únicamente se efectuaron pruebas de compresión simple midiendo deformaciones para la determinación del módulo de elasticidad, pruebas de tansocompresión (tipo brasileño) y pruebas de porosidad.

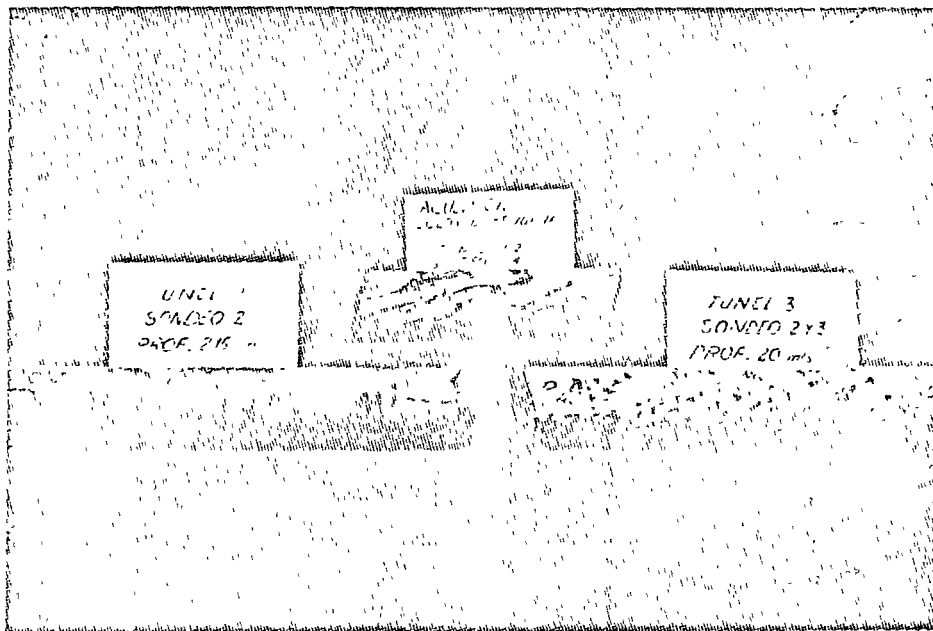
Los resultados obtenidos de estos ensayos se presentan en la tabla 2.

TUNEL	SONDEO	MUESTRA	PESO VOLUMÉTRICO SECO T/m ³	RESISTENCIA A LA TENSION Kg/cm ²	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE Kg/cm ²	MÓDULO DE ELASTICIDAD Kg/cm ²	CLASIFICACIÓN FUCA INTACTA
2	2	1	2.804	135.9			
2	2	2	2.782		2043.1	339428	DL
2	2	3	2.815		2450.1	287515	AL
2	2	4	2.818		1773.4	415355	BM
2	4	5	2.681		787.1	154145	CM-CL
2	4	6	2.655		651.3	137953	CM-CL
3	2	7	2.655		1614.4	256405	BL
3	2	8	2.652		1455.1	302457	BH
3	2	9	2.654		1542.2	250245	BL
3	2	10	2.654		1032.6	155758	CL
3	3	11	2.685		1353.8	197332	BL
3	3	12	2.674	75.4			
3	3	13	2.680		752.5	152255	CM-CL
3	3	14	2.670		1059.5	245739	CM

TABLA 2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.



FOTOGRAFIA 1.- Material clasificado como gneis de micas, en el que se aprecia claramente las vetas de mica y su orientación.

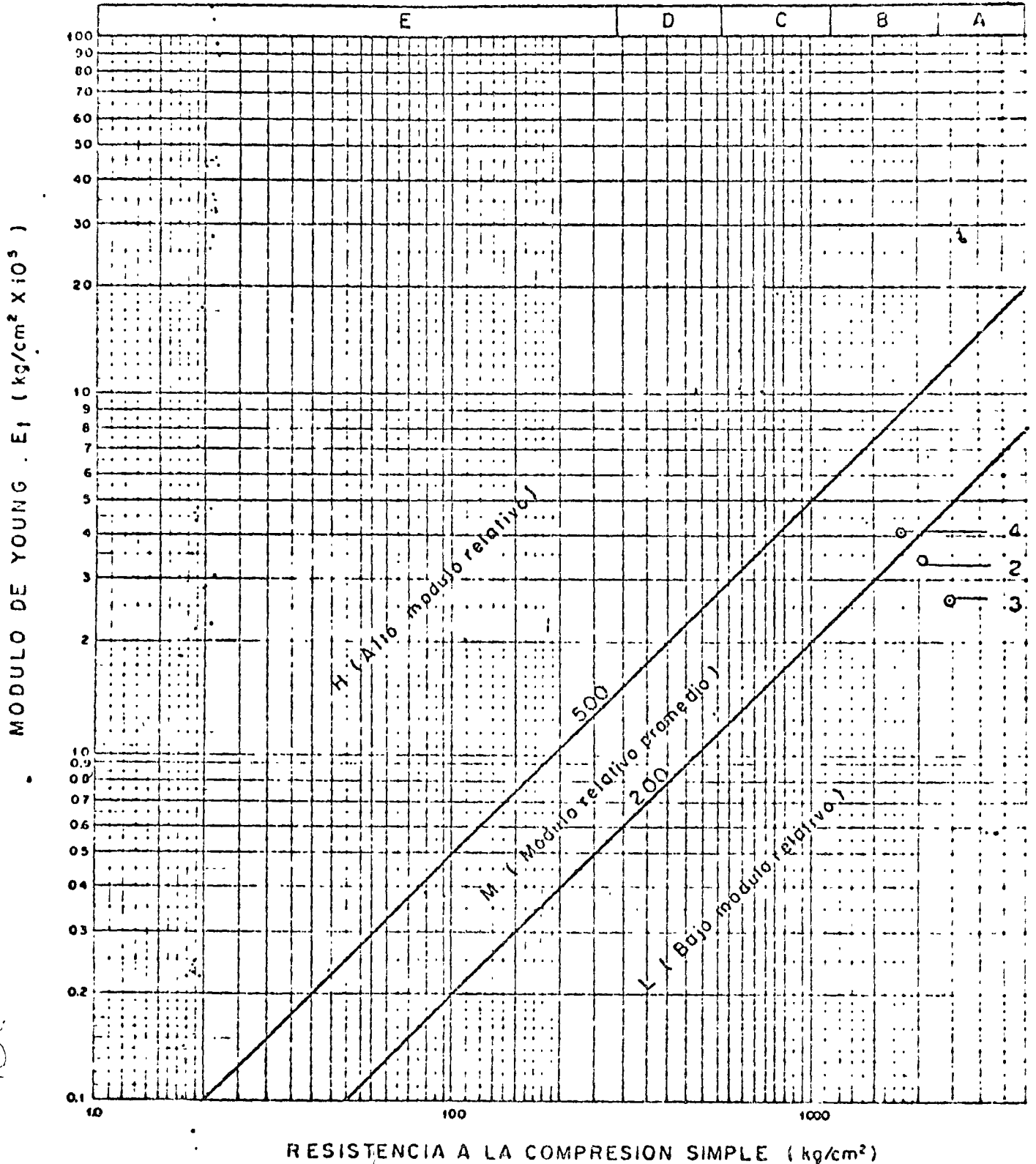


FOTOGRAFIA 2.- Materiales recibidos de los sondeos. A la izquierda el gneis de micas masivo, a la derecha la diorita cuarcífera y al fondo el gneis de micas en el que se notan claramente la orientación de sus vetas.

DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE ROCAS

CLASIFICACION DE ROCA INTACTA

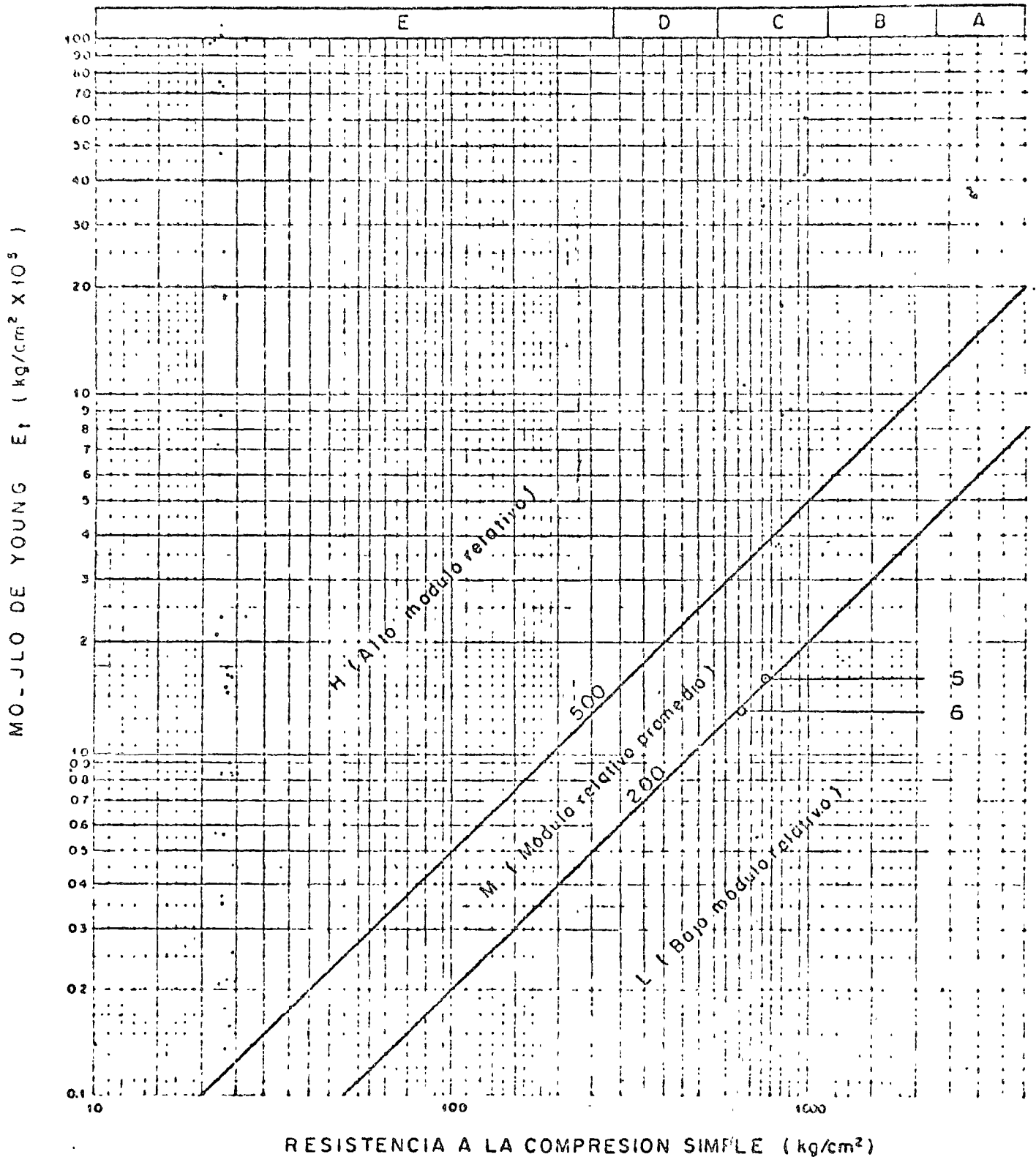
Procedencia Acueducto Río Colorado, B.C. Identificación de Lab 76/161
 Banco Túnel 2 Pozo Sondeo 2 Profundidad 215 m
 Muestra 2, 3, 4 Est. 4 + 950 Fecha marzo 1976



DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE ROCAS

CLASIFICACION DE ROCA INTACTA

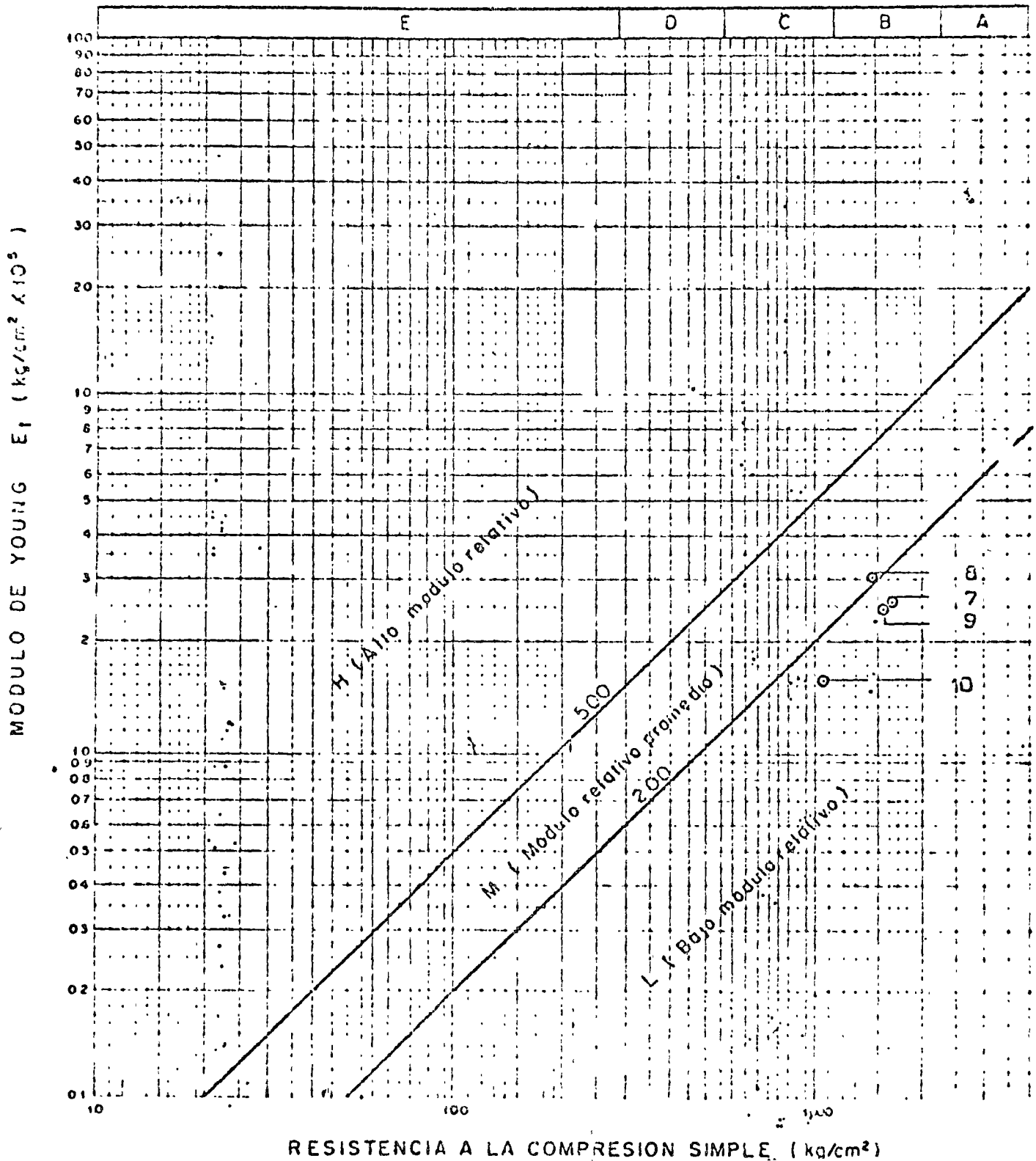
Procedencia: Acueducto Río Colorado, B.C. Identificación de Lab: 70/162
 Banco: Túnel 2 Pozo: Sondaje 4 Profundidad: 530 m
 Muestra: 5, 6 Est.: 1 + 400 Fecha: Marzo 1976

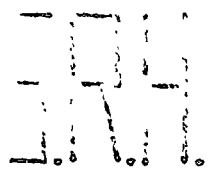


DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE ROCAS

CLASIFICACION DE ROCA INTACTA

Procedencia ... Acueducto Río Colorado, B.C. ... Identificación de Lab 76/163
 Banco ... Túnel 3 ... Pozo ... Sondeo 2 ... Profundidad ... 20.0 m.
 Muestra ... 7, 8, 9, 10 ... Est. ... 3 + 750 ... Fecha ... marzo, 1976.

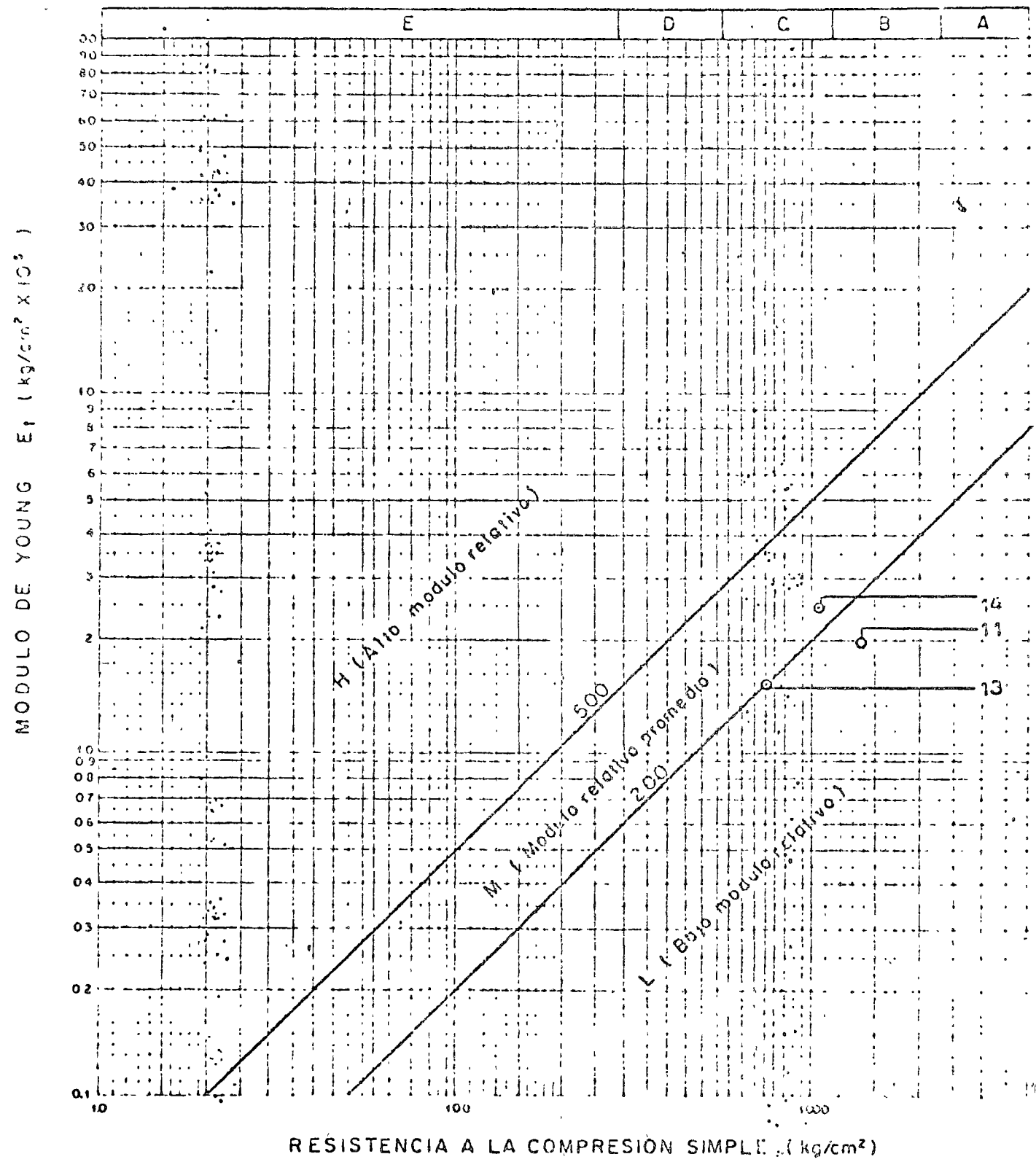




DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE ROCAS

CLASIFICACION DE ROCA INTACTA

Procedencia .. Aguaducto Río Colorado, B.C. Identificación de Lab .. 76/164
Banco .. Túnel 3 .. Pozo .. Sondoo 3 .. Profundidad .. 20.0 m ..
Muestra .. 11, 13, 14 .. Est. .. D + 300 .. Fecha .. marzo 1976 ..

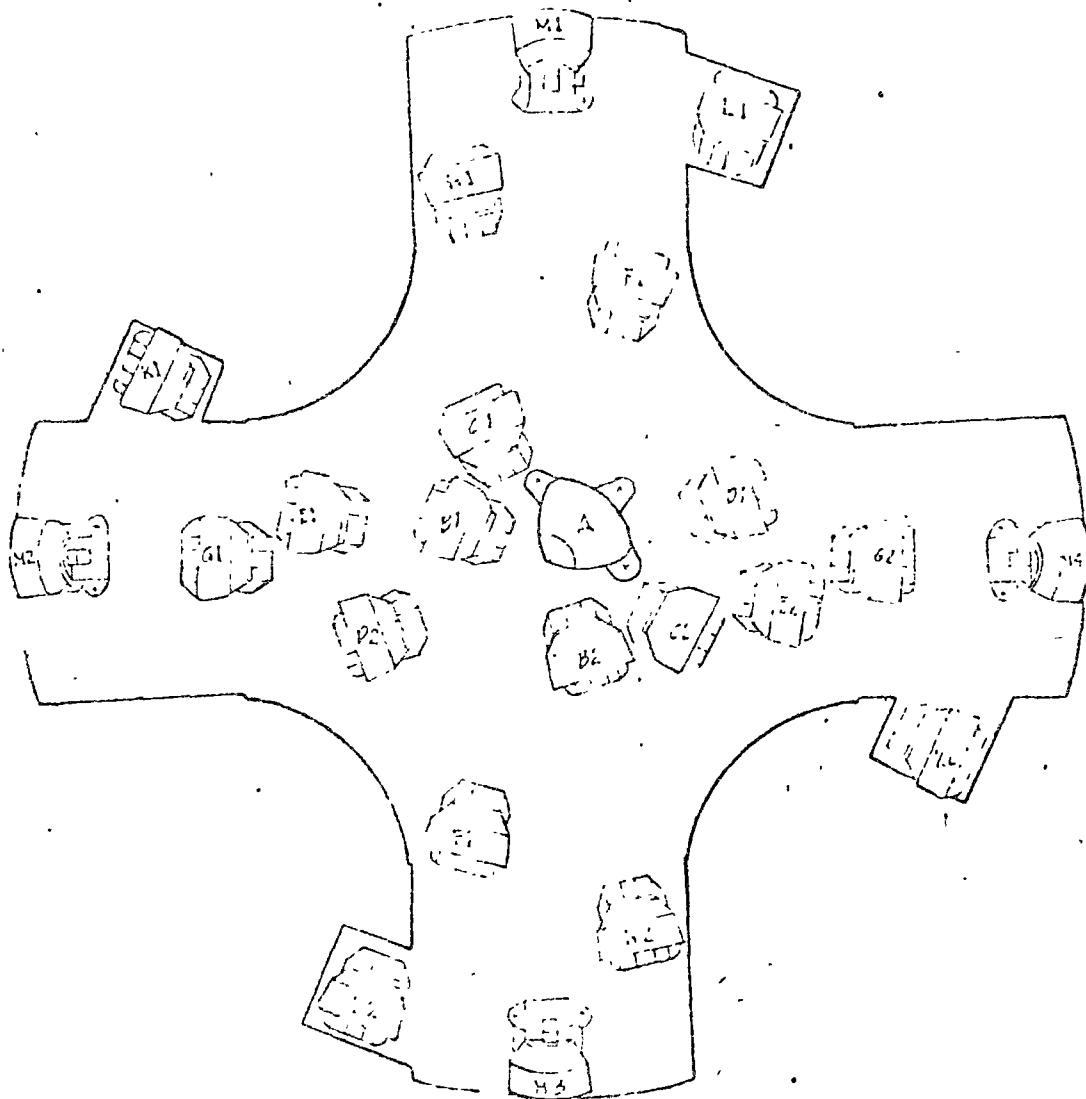


SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA B.C.
LABORATORIO DE MATERIALES

NDRO No.	Km.	EXTRACCION MIN.		PRUEBA DUREZA SHORE	COLOR
1	0+018.73	10		69,72,72,77,70,72,75,75 80,80,82,86,82,83,85,85,84 54,55	GRIS OSCURO GRIS CLARO NEGRO
2	0+018.13	10		85,83,78,72,70,80,82,84,84 55,54,53	GRIS (CLARO y OBS) NEGRO
3	0+052.04	9		95,90,95,95,95,97,97 50,65,62,64,68,72,71	CLARO GRIS OSCURO
4	0+052.04	9		95,97,97,99,97,100,99,89,95,97 62,62,60	CLARO OSCURO
5	0+072.00	30		99,98,98,102,95,96,95,97,105,102	CLARO
6	0+172.00	30		90,98,95,93 102,102,106,102,100,106	CLARO GRIS CLARO
7	0+172.00	33		102,101,99,102,102	CLARO
8	0+172.00	32		95,102,95,93,103,99,103,105	CLARO

TOPO JARVA MODELS MARK I:
 LOCALIZATION DE CORTADORES



CAMBIO DE CORTADORES	
FECHA	ILT. IDENTIFIC.

ID.	TIPO	NO. IDENT.
A		
B1		
B2		
C1		
C2		
D1		
D2		
E1		
E2		
F1		
F2		
G1		
G2		
H1		
H2		
H3		
H4		
H5		
H6		
H7		
H8		
H9		
H10		
H11		
H12		
H13		
H14		
H15		
H16		
H17		
H18		
H19		
H20		
H21		
H22		
H23		
H24		
H25		
H26		
H27		
H28		
H29		
H30		
H31		
H32		
H33		
H34		
H35		
H36		
H37		
H38		
H39		
H40		
H41		
H42		
H43		
H44		
H45		
H46		
H47		
H48		
H49		
H50		

INSTRUCTIVO PARA EL MANEJO DE LAS FORMAS DE CONTROL DE RENDI -
MIENTOS Y EFICIENCIAS EN LA PERFORACION DE TUNELES MEDIANTE -
EL USO DE EXPLOSIVOS,

A.- SIMBOLOGIA Y DEFINICIONES

M.P.- Son las horas programadas y usualmente se tienen 3 -
turnos diarios, de 8 horas, durante 6 días de la se-
mana.

M.D.- Son las horas en que el equipo se encuentra en dispo-
nibilidad para efectuar el trabajo, independiente --
mente de que se use o no, dentro de las horas progra-
madas. Se considera que el equipo sale de disponibi-
lidad cuando se descompone algún elemento no substi-
tuable, de inmediato, del conjunto. v.g. la rezagado-
ra, el jumbo de barrenación.

M.T.- Son las horas en que la totalidad del equipo, o la -
parte de este que se necesita, está trabajando. Por-
lo tanto MT es la diferencia entre MD y la suma de -
las horas perdidas por las causas relacionadas en el
grupo "B" que después se define.

M.A.- Son las horas empleadas en la realización de las ac-
tividades relacionadas en el grupo "D". En general -
se tendrá que MA será la diferencia entre MT y la su-
ma de los tiempos empleados o perdidos por causas --
del grupo "C".

Se considera que el equipo no esta disponible por -
cualquiera de las causas que forman el grupo "A".

GRUPO "A" GA

- | | |
|--|----|
| 1.- Equipo de barrenación descompuesto | BD |
| 2.- Rezagadora descompuesta | RD |
| 3.- Varios | VA |

Estando el equipo disponible podrá no estar traba --
jando por cualquiera de las causas enumeradas en el-
grupo "B"

GRUPO "B" GB

- | | |
|------------------------------------|----|
| 1.- Falta energía, aire, agua etc. | FE |
| 2.- Falta materiales | FM |
| 3.- Falta Personal | FP |
| 4.- Varios | VB |

De las horas en que el equipo se encuentra trabajando, parte son empleadas en actividades que, siendo indispensable ejecutar, se pueden llevar a cabo con mayor o menor eficiencia. En el grupo "C" se relacionan las más importantes.

GRUPO "C"	GC	
1.- Instalaciones		I
2.- Falta transporte		FT
3.- Varios		VC

Finalmente se tienen las horas empleadas en realizar, con mayor o menor rendimiento, las diversas actividades que se definen como productivas y que aparecen relacionadas en el grupo "D"

GRUPO "D"	GD	
1.- Barrenación		B
2.- Carga y Voladora		C
3.- Ventilación		V
4.- Amacice		M
5.- Ademe o anclaje		A
6.- Rezaga		R

Las letras I, P, C, T, antepuestas a las que identifican las actividades del grupo "D", significan que se inicia, para, continúa, o termina una actividad v.g.r.

IR= Se inicia rezaga
PR= Se para rezaga
CR= Continua rezaga
TR= Termina rezaga

B.- OBJETIVOS

Con base en las definiciones y notación presentadas se establecen y definen las relaciones siguientes, que constituyen algunos de los objetivos del control.

1.- Disponibilidad de equipo $\alpha = \frac{ND}{WP}$

en donde $ND=WP-GA$

2.- Eficiencia en nivel 1 $\beta = \frac{HT}{HD}$

en donde $HT=HD-GB$

3.- Eficiencia en nivel 2 $\gamma = \frac{WA}{WT}$

en donde $WA=WT-GC$

4.- Índice de trabajo

$$It = \alpha \beta \delta$$

5.- Índice de dificultad

$$\eta = \frac{\text{(Horas empleadas en ademe y caídos)}}{H.P.}$$

6.- Duración del ciclo

$$\frac{HP - (A+B)}{\text{No. ciclos}} = \frac{HT}{\text{No. C}}$$

7.- Rendimiento en barrenación

$$\frac{\text{Long. Barr.}}{\text{Tiempo X No. Pist.}}$$

8.- Consumo de explosivos

$$\frac{\text{Kgr.}}{M3 \text{ Seccionados}}$$

9.- Rendimiento en rezaga

$$\frac{M3 \text{ Secc.}}{\Sigma R}$$

10.- Abundamientos

$$\frac{\text{No. Vag X Cap.}}{M3 \text{ Secc.}} - 1$$

11.- Sobreexcavación

$$M3 \text{ Secc} - M3 \text{ a línea B}$$

Semanalmente se presentarán los datos obtenidos, acumulándose también los resultados.

C.- MANEJO DE LAS FORMAS

FORMA No. 1.- La forma No. 1, anexa, será llenada por el Inspector en turno. En el reverso de la misma se efectuará la concentración de datos, trabajo que deberá ser realizado en la Oficina diariamente en los reportes (FI) de los turnos correspondientes al día anterior.

En la col. 1 de la forma se anota la hora en que un evento principia o termina, es suspendido o continúa. En la col. 2 se anota la cantidad de tiempo, en minutos, que consume un evento particular, o parte de él si el evento es suspendido antes de su terminación para ser continuado posteriormente.

En la col. 3 se anotará el avance logrado en cada ciclo y esto se hará precisamente en el renglón en que aparezca la hora de terminación de la actividad rezaga (TR).

En las columnas 4, 5, 6 y 7 se anotarán los símbolos -- que identifican a las actividades o eventos, correspondientes a -- los grupos A, B, C y D respectivamente.

Las cols. 8, 9 y 10 estan destinadas a obtener el ren- -- dimiento en la barrenación y las anotaciones se harán en el rea -- -- sión correspondiente a la terminación de dicha actividad (TB en -- -- col. 7); en observaciones (col. 15) se anotará el número de perfo- -- radoras que estuvieron trabajando.

En las cols. 11 y 12 se anotarán el No. de marcos de -- ademe que coloquen y los M3 de madera usados o' en su caso, los M3 de concreto lanzados, números y longitud de anclas colocadas, etc.

En la col. 13 se anotarán los kgs. de explosivo usados en el renglón correspondiente a la actividad carga y voladura (C en col. 7).

La col. 14 se usará para anotar el número de vagonetas que están saliendo cargadas durante la actividad de rezagado.

En el reverso de la forma 1, se obtendrán las sumas del turno y acumuladas, de las actividades objeto del control.

FORMA NO. 2.- Será elaborada semanalmente y en ella aparecen en for- ma parcial y acumulada, los datos correspondientes a la relación de objetivos dada antes.

FORMA NO. 3.- También de elaboración semanal, contiene el análisis- en horas y porcentajes, semanal y acumulado, de los eventos corres- pondientes a los grupos A, B, C y D.

Ver ejemplo.

FORMA NO. 4.- Servirá para obtener datos necesarios, para estima -- ción y rendimientos, de los materiales empleados para soportar pro- visionalmente el túnel, sea a base de marcos metálicos y madera, an- clas, o concreto lanzado. Como el ademe puede empezarse en un turno y terminarse en otro, y dado que generalmente esta actividad impide el desarrollo de otra de las controladas, el Inspector del turno en que se inicie pasará al del siguiente la hoja de control hasta que esta actividad sea terminada.

Previamente se determinarán:

- a).- Tipos de marcos metálicos y su peso
- b).- Tipos y cubicación de madera para empaque
(La madera será contada en la zona de ademe, descontándose la no utilizada al terminar el ademe).
- c).- Capacidad de las tolvas con material para concreto lanzado

En las columnas 3 y 4 se anotarán el tipo del marco y el número progresivo que le corresponde respectivamente.

Las columnas 5 a 8 son para controlar la madera y no requieren de mayor explicación.

Las columnas 9, 10 y 11 son para obtener el número de anclas colocadas.

En el caso de que se empleara concreto lanzado, en la col. 12 se anotará la hora en que la tolva está lista para iniciar el lanzado y en la 13 la hora en que la tolva se retira indicando en la col. 14 la fracción, del volúmen de la tolva, lanzada (0, 1/4, 1/2, 3/4, 1).

El resumen se hará, en la Oficina, inmediatamente después de terminada la actividad anotándose el número progresivo que corresponde al reporte.

FORMA NO. 5.- Servirá para obtener los datos necesarios para estimar los trabajos realizados en perforaciones e inyecciones y su manejo no requiere mayor explicación.

FORMA NO. 6.- En forma general las secciones se obtendrán diariamente a cada 2 m. El seccionamiento se irá haciendo a una distancia razonable de la frente, se tomará el cadenamamiento preciso y le dará un número progresivo a cada sección tomada.

En la forma 6, se anotarán diariamente los resultados del seccionamiento y la cubicación se hará semanalmente, cuidando que la longitud cubicada corresponda precisamente a la controlada en la semana correspondiente de la forma 1.

Las secciones dibujadas con las áreas obtenidas se archivarán en los paquetes correspondientes a la semana de que se trata.

FORMA NO. 7.- En ella la Compañía indicará el acero de barrera que esté entrando al túnel, sea nuevo o reparado.

NOTA FINAL: Adicionalmente se obtendrán muestras y corazones del material del túnel con objeto de conocer sus propiedades mecánicas, principalmente su abrasividad, dureza y esfuerzo de ruptura.

Junio de 1976.

JORGE GAMBOA

EJEMPLO.-

Hora	Suceso.
8.00	Continua baseoación iniciada en el turno anterior.
8.50	Se termina la baseoación, se y empieza la carga de los barriles pesados.
9.20	Se hace la detección, y de inmediato se inicia la ventilación de la fuente.
9.45	La fuente está suficientemente ventilada para permitir el fumigado de desperdicios, herramientas o material usado en los surtos.
9.00	Termina el fumigado y la baseoación se reanuda.
9.50	La baseoación se descontinúa.
10.20	Protegida la carga, se continúa la operación de carga de vaguetas.
10.45	Se inicia la baseoación en el turno superior de la succión, que intermite con la operación de...

- 12.00 Empieza a salir el nitro
trou con suzaga.
- 12.25 La baseuación es terminada y
se inicia la carga
- 12.55 Se detona la carga.
- 13.10 La frute ya está disponible
- 13.25 Continúa el avance pero empieza
la operación de carga de suzaga.
- 15.15 Empieza a salir el nitro trou
con suzaga, se empieza a
colocar mascos de cilindro.
- 18.30 Se inicia la baseuación
- 20.05 Termina la baseuación pero
hay que prolongar instalaciones etc
y no se puede empezar a
cargar
- 20.50 Se inicia la carga de baseuación.
- 21.25 Se detona
- 21.40 La frute está despejada de su
- 21.55 Se inicia la carga de suzaga
- El personal del taller...

3.3.10

Llega el personal del fórum
se corta la corriente.

3.3.41

0.10

" restablece la corriente

1.35

Salen del fórum con averaje.

2.00

Se empieza a cargar un nuevo fórum

3.45

Salen el último fórum con averaje.
Y se empieza a probar las
unas para esas cosas juego de bonificación.

3.00

Se inicia la bonificación

4.50

termina

5.30

se detona

5.45

La fuente despojada de gases. Se
inicia el avance.

6.00

Se inicia la carga.

7.00

Fin del fórum del día

ENC

Adicionalmente se tiene

Sección a línea B 15.00 m²

13 seccionados hasta
el 3er turno — 333.72 m³

Capacidad vagones — 3.21 m³

De los informes proporcionados por
la compañía (unostorados) se tiene
que se han empleado 35 bombas
nuevas y 90 arregladas.

NOTA:

En este ejemplo se ha considerado:

- a).- La utilización de un punto de barreración, con pistolas
en brazos hidráulicos, que permite el paso de la zona
gadora. En estas condiciones las actividades de suzaga
y barreración pueden traslaparse.
- b).- El uso de un cambio California y cambiados
lateral de vagones.
- c).- Un tren vacío esperando en el California.

HP	<u>8</u>
EHP	<u>104</u>
Nº CICLOS	<u>1</u>
E Nº CICLOS	<u>9</u>

GRUPO A (GA)

BD	<u>0</u>
E BD	<u>3.17</u>
RC	<u>0.50</u>
E RC	<u>4.70</u>
VA	<u>0</u>
E VA	<u>2.25</u>
GA	<u>0.50</u>
E GA	<u>10.12</u>

FE	<u>0</u>
E FE	<u>2.00</u>
FM	<u>0</u>
E FM	<u>0</u>
FP	<u>0</u>
E FP	<u>3.50</u>
VB	<u>0</u>
E VB	<u>8.10</u>
GB	<u>0</u>
E GB	<u>7.60</u>

FT	<u>0</u>
E FT	<u>6.70</u>
I	<u>0</u>
E I	<u>4.28</u>
Vc	<u>0</u>
E Vc	<u>1.70</u>
GC	<u>0</u>
E GC	<u>12.68</u>

B	<u>2.50</u>
E B	<u>19.63</u>
C	<u>1.17</u>
E C	<u>11.27</u>
V	<u>0.50</u>
E V	<u>5.03</u>
M	<u>0.50</u>
E M	<u>5.62</u>
A	<u>0</u>
E A	<u>10.25</u>
R	<u>3.67</u>
E R	<u>29.36</u>
GD	<u>8.34</u>
E GD	<u>81.16</u>

AVANCE

ΔL	<u>2.20</u>
E ΔL	<u>74.13</u>

$\sum_A^D E G =$	<u>111.56</u>
E B + E R =	<u>48.99</u>

Nº VAG	<u>18</u>
E " "	<u>138</u>

A	<u>0</u>
E A	<u>10.25</u>

long	<u>204</u>
E " "	<u>2104</u>

CGAL	<u>78</u>
E " "	<u>398</u>

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 GERENCIA GENERAL PUERTO RIO COLORADO - TIJUANA
 CONTROL DE EXCAVACION

TUNEL NO 2
 FRENTE 1

FECHA Julio 5/76
 TURNO 2

EST. INIC. _____
 EST. FINAL _____

HORA	DT	DL	ACTIVIDADES				BARR. de			ADME		CAUSA	REZ.
			A	B	C	D	NO	LONG.	TOTAL	ESTRUC.	MASES		
													Kgs.
15.00							CR						
15.45	45	2.18					TR						5
16.30	165	✓					A			3 mcs	20		
18.30							IB						d. dist.
20.05	95	✓					TB	50	2.40	102			
20.50	45	✓			I								Pool. via
21.25	35	✓					C					85	
21.40	15	✓					V						
21.55	15	✓					M						
21.55							JR						
23.00	65	✓					PR						

HP	<u>8</u>
EHP	<u>112</u>
Nº CICLOS	<u>1</u>
E Nº CICLOS	<u>10</u>

GRUPO A (GA)

ED	<u>0</u>
EBO	<u>3.17</u>
RD	<u>0</u>
ERD	<u>170</u>
VA	<u>0</u>
EVA	<u>2.25</u>

GA	<u>0</u>
EGA	<u>1012</u>

GRUPO B (GB)	
FE	<u>0</u>
EFE	<u>2.00</u>
FM	<u>0</u>
EFM	<u>0</u>
FP	<u>0</u>
EFP	<u>3.50</u>
VB	<u>0</u>
EVB	<u>2.10</u>

GB	<u>0</u>
EGB	<u>7.60</u>

GRUPO C (GC)	
FT	<u>0</u>
EFT	<u>6.70</u>
I	<u>0.75</u>
EI	<u>5.03</u>
Vc	<u>0</u>
EVC	<u>1.70</u>

GC	<u>0.75</u>
EGC	<u>13.43</u>

GRUPO D (GD)	
B	<u>1.58</u>
EB	<u>21.21</u>
C	<u>0.58</u>
EC	<u>11.85</u>
V	<u>0.25</u>
EV	<u>5.28</u>
M	<u>0.25</u>
EM	<u>5.87</u>
A	<u>2.75</u>
EA	<u>13.00</u>
R	<u>7.84</u>
ER	<u>31.20</u>

GD	<u>7.25</u>
EGD	<u>88.01</u>

$\Delta L = 218$
 $E \Delta L = 1631$

$\sum_A^0 E G = 11956$
 $E B + E R = 52.41$

$\sum V E V a q = 5$
 $E " " = 143$

$A = 2.75$
 $E A = 13.00$

$1009 B_{500} = 102$
 $E " " = 2206$

$1009 C = 1$
 $E " " = 133$

HP	<u>8</u>
EHP	<u>120</u>
Nº CICLOS	<u>1</u>
E Nº CICLOS	<u>11</u>
GRUPO A (GA)	
BD	<u>0</u>
EBD	<u>3.17</u>
RD	<u>0</u>
ERD	<u>4.70</u>
VA	<u>0</u>
EVA	<u>2.25</u>
GA	<u>0</u>
EGA	<u>10.12</u>

GRUPO B (GB)	
FE	<u>0.50</u>
EFE	<u>2.50</u>
FM	<u>0</u>
EFM	<u>0</u>
FP	<u>0.67</u>
EFP	<u>4.17</u>
VB	<u>0</u>
EVB	<u>2.10</u>
GB	<u>1.17</u>
EGB	<u>8.77</u>

GRUPO C (GC)	
FT	<u>0.22</u>
EFT	<u>7.12</u>
I	<u>0.25</u>
EI	<u>5.28</u>
Vc	<u>0</u>
EVC	<u>1.70</u>
GC	<u>0.67</u>
EGC	<u>14.10</u>

GRUPO D (GD)	
B	<u>1.83</u>
EB	<u>23.04</u>
C	<u>0.67</u>
EC	<u>12.52</u>
V	<u>0.25</u>
EV	<u>5.53</u>
M	<u>0.25</u>
EM	<u>6.12</u>
A	<u>0</u>
EA	<u>13.00</u>
R	<u>3.17</u>
ER	<u>34.37</u>
GD	<u>6.17</u>
EGD	<u>94.58</u>

DL = 2.23
 E DL = 18.54
 Vol Línea B -
 E " " - 27812
 Long Bost - 102
 E " " 2308

E_A EG = 127.56
 EB ER = 57.61
 COTGA 39
 E COTGA 472

Nº Vag. 15
 E " " 158

A 0
 EA 13.00

S. R. H.

GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO - TUNEL
CONTROL DE OBRA.

SEM. NO _____

TUNEL _____

FRENTE _____

PERIODO DEL _____ AL _____ DE _____

CONCEPTO		PERIODO	ACUMULADO	OBSERV.
1	DISP. EQUIPO	α		
2	EFIC. NIV. 1	β		
3	EFIC NIV. 2	γ		
4	IND. TRABAJO	IT		
5	" DIFIC.	η		
6	DURACION CICLO			
7	RENO. BARRENAL.			
	CONS. ACERO BARR.			
	REUSO " "			
8	CONS. EXPLOSIVOS			
9	RENO. REZAGA			
10	ABUNDAMIENTO			
11	SOBREEXCAV.			
12	AVANCE			

NOTAS.-

$$1 \quad \alpha = \frac{120 - 10.12}{120} = \frac{109.88}{120} = 0.92$$

$$2 \quad \beta = \frac{109.88 - 877}{109.88} = 101.11 = 0.92 \quad \frac{8.00 - 1.17}{8} = 0.85$$

$$3 \quad \gamma = \frac{101.11 - 14.10}{101.11} = 0.86 \quad \frac{6.83 - 0.67}{6.83} = 0.90$$

$$4 \quad \bar{IT} = 0.92 \times 0.92 \times 0.86 = 0.73$$

$$5 \quad ID = \frac{13}{120} = 0.11 \quad \frac{8.00}{8.00 - 0} = 1.$$

$$6 \quad \text{DURACION CICLO} = \frac{120 - (10.12 + 8.77)}{11} = 9.19$$

$$7 \quad \text{REND BARR.} = \frac{2308}{23.04 \times d} = 25.04 \text{ m}^2/\text{h}$$

$$\text{Acero} = \frac{2308}{25} = 65.92 \text{ pral/m.}$$

$$8 \quad \text{CONG EXPL.} = \frac{257 \text{ varus.}}{333.72} = 1.41 \text{ U}^2/\text{m}^2$$

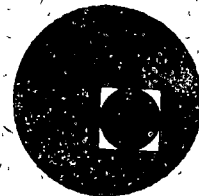
$$9 \quad \text{Rend. con rec.} = \frac{333.72}{34.37} = 9.71 \text{ m}^2/\text{h}$$

$$10 \quad \text{Abund} = 100 \left(\frac{158 \times 3.25}{333.72} - 1 \right) = 54\%$$

$$11 \quad \text{Sobrec} = 333.72 - 278.10 = 55.62 \text{ m}^2$$



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



VOLADURA DE ROCAS

COMITÉ PARA EL DESARROLLO DE LA MINERÍA
 CONSEJO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 CENTRO DE ESTUDIOS SUPERIORES DE INGENIERÍA

**BLASTING TECHNIQUES AND SAFEGUARDS
 USED IN ENLARGING THE UNDERGROUND
 POWERHOUSE AT SALTO DE VILLARINO, SPAIN**

COMITÉ PARA EL DESARROLLO DE LA MINERÍA
 CONSEJO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 CENTRO DE ESTUDIOS SUPERIORES DE INGENIERÍA

DR. LOUIS ORIARD

JULIO DE 1976.

BLASTING TECHNIQUES AND SAFEGUARDS
USED IN ENLARGING THE UNDERGROUND
POWERHOUSE AT SALTO DE VILLARINO, SPAIN

by

L. L. Oriard, H. M. Ewoldsen, J. Y. Perez

for

PROCEEDINGS OF THE 1974
RAPID EXCAVATION AND TUNNELING CONFERENCE
JUNE 24 - 27, 1974
SAN FRANCISCO, CALIFORNIA

BLASTING TECHNIQUES AND SAFEGUARDS USED IN ENLARGING
THE UNDERGROUND POWERHOUSE AT SALTO DE VILLARINO, SPAIN

by L. L. Oriard, H. M. Ewoldsen, J. Y. Perez

Near the village of Villarino de los Aires, in the province of Salamanca, Spain, is an existing underground hydroelectric power plant. A major enlargement was undertaken to increase the electrical generating capacity, under a contract awarded to a joint venture of Dragados & Construcciones, S.A., Entrecanales y Tavora, S.A., and S.A. Conrad Zschokke. The enlargement required the excavation of an underground system of tunnels, shafts and chambers adjacent to existing facilities and interconnected with these facilities. The existing machine hall and transformer chamber were both extended, requiring excavation of the rock that constituted the existing end walls of these chambers. The drilling, blasting and excavating of the underground system had to be done without damaging existing underground openings or any of the existing structures, equipment or instrumentation facilities. This required careful control of vibrations, air waves and dust.

The joint-venture contractors preferred to use electric blasting methods, if these methods could be implemented in a safe manner. The safety question had to be evaluated carefully. High electrical potentials existed at the site because of the electrical generating and transmitting facilities that could not be shut down.

Electrical fields were carefully studied prior to the beginning of the work. This was done both in the underground environment and above the ground surface. Special procedures were followed to ensure safety with

the use of electric detonators. Blasts were designed also to minimize ground vibrations and air overpressures. The project specifications required strict adherence to very conservative vibration limits. Ground vibrations were monitored for all blasts.

By following special procedures, the contractors were able to accomplish the blasting without accidents or damage to any of the existing facilities.

The project was divided into sectors. Sector I consisted of the underground works involved in the various chamber enlargements, access tunnels and ancillary works, partly illustrated in Fig. 1 and Fig. 2. Sector II consisted of the shaft sinking and other "surface" works beginning near the switchyard and control building, partly illustrated in Fig. 3.

During the first part of the rock excavation for the project, work commenced on the sinking of three shafts. The deepest of these was ultimately extended to a depth of approximately 450 meters. One of these shafts was located directly under a 220,000 volt transmission line, with a vertical clearance of approximately 8 to 10 meters. A second shaft was located between this transmission line and 440,000 volts in the switchyard. The third shaft was a little to one side of another 220,000 volt transmission line. (See Fig. 3).

There was a desire to use electric detonators on the project, if they could be shown to be safe. Electric detonators would provide more advantages for use in the carefully controlled underground blasting than would be available from non-electric detonators. They are easier to use and do not require as much skill from as many members of the blasting crew; consequently, there would be fewer mistakes and misfires. In addition, an electric system can be tested with a blasting galvanometer to make certain that all circuits are properly connected, whereas non-electric systems can be tested only by visual inspections. Also, there are no restrictions on the types of explosives that can be used with electric detonators. In contrast, the non-electric delay system can be used only with compatible explosives that were not available for this project. If non-electric detonators would be required, it would be necessary to use a conventional safety fuse system with its inherent inaccuracies and lack of quality assurance.

Prior to the contract award, it was necessary to prepare a technical proposal for the work. This

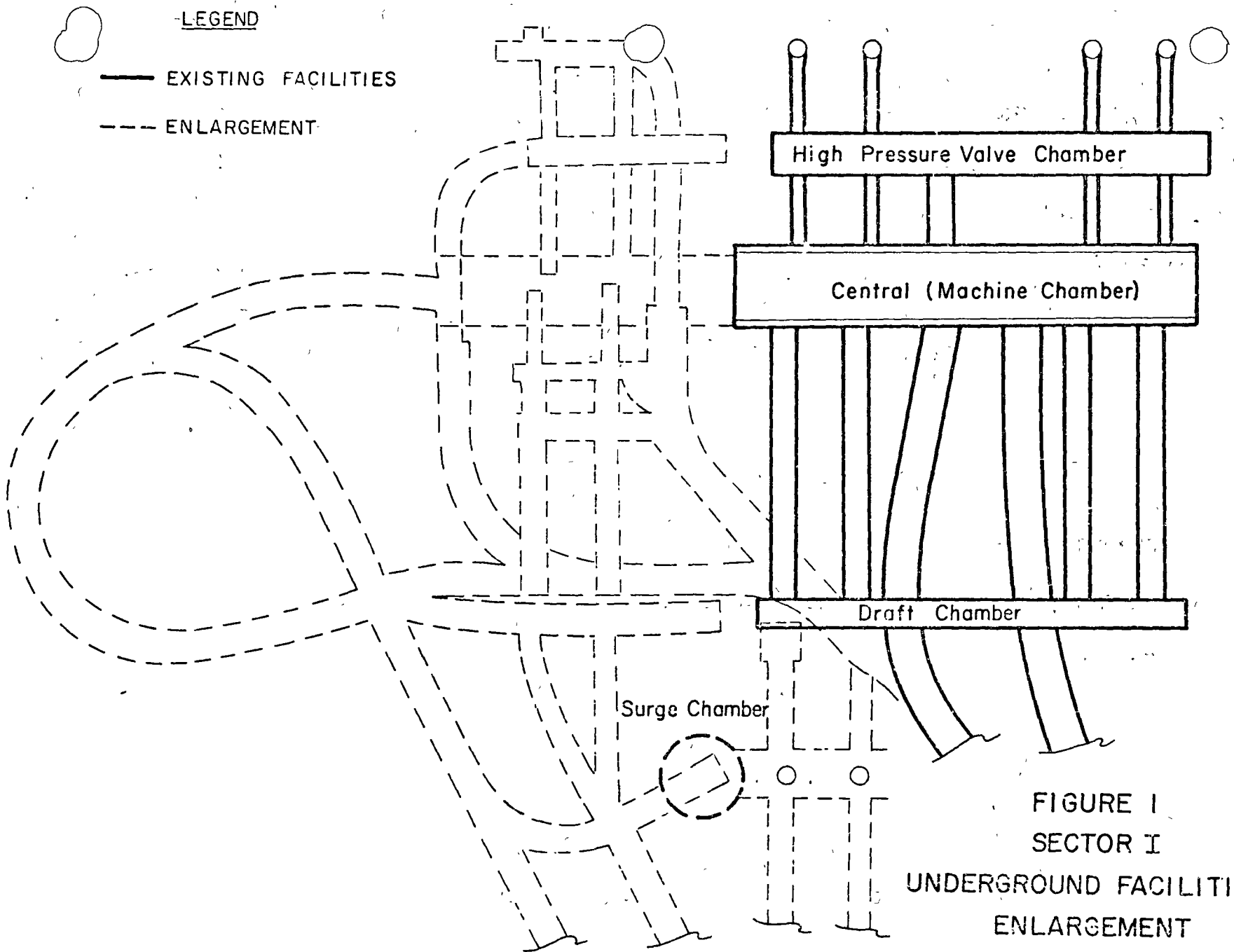


FIGURE I
 SECTOR I
 UNDERGROUND FACILITIES
 ENLARGEMENT
 AT CENTRAL LEVEL

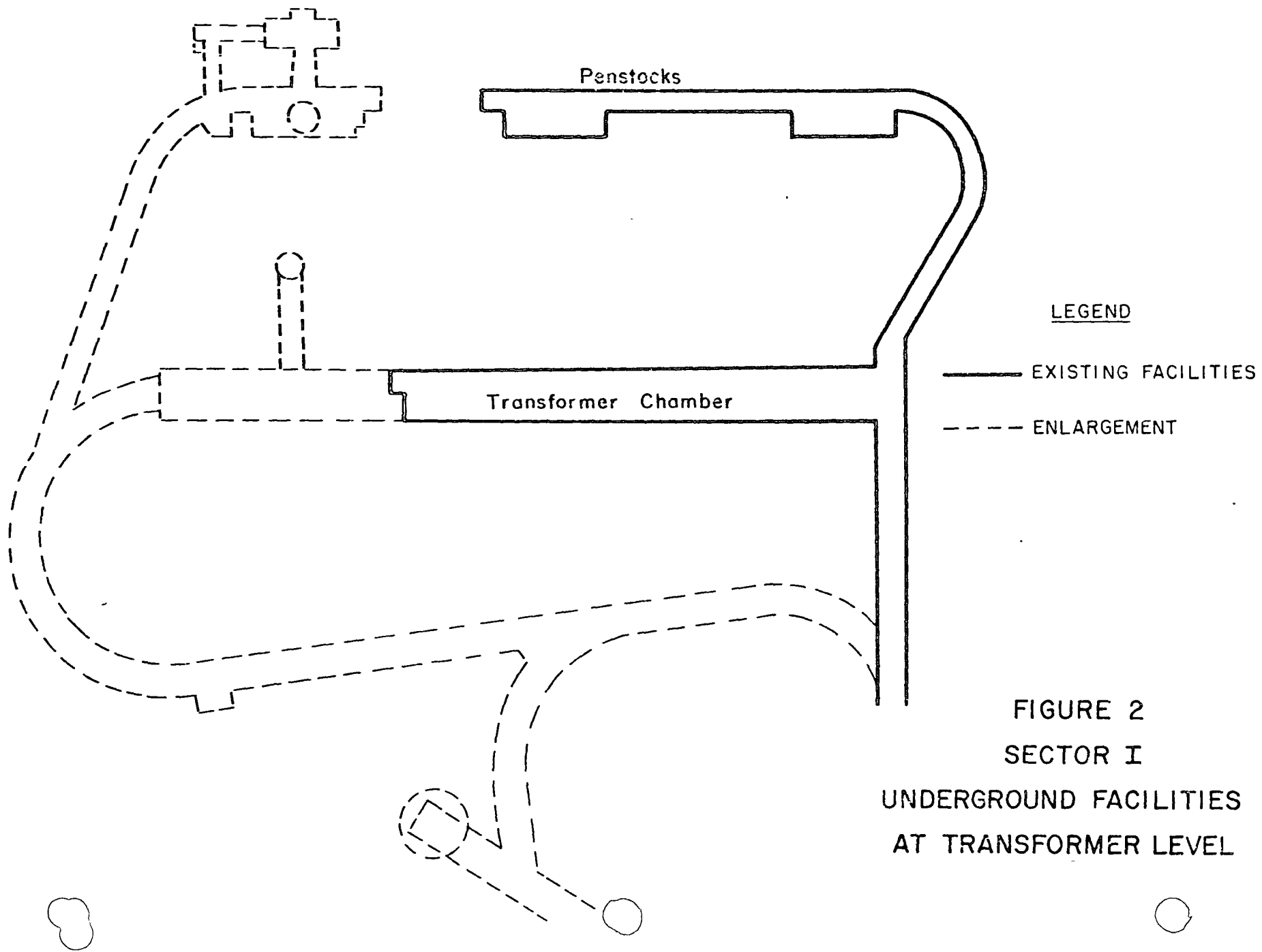


FIGURE 2
 SECTOR I
 UNDERGROUND FACILITIES
 AT TRANSFORMER LEVEL

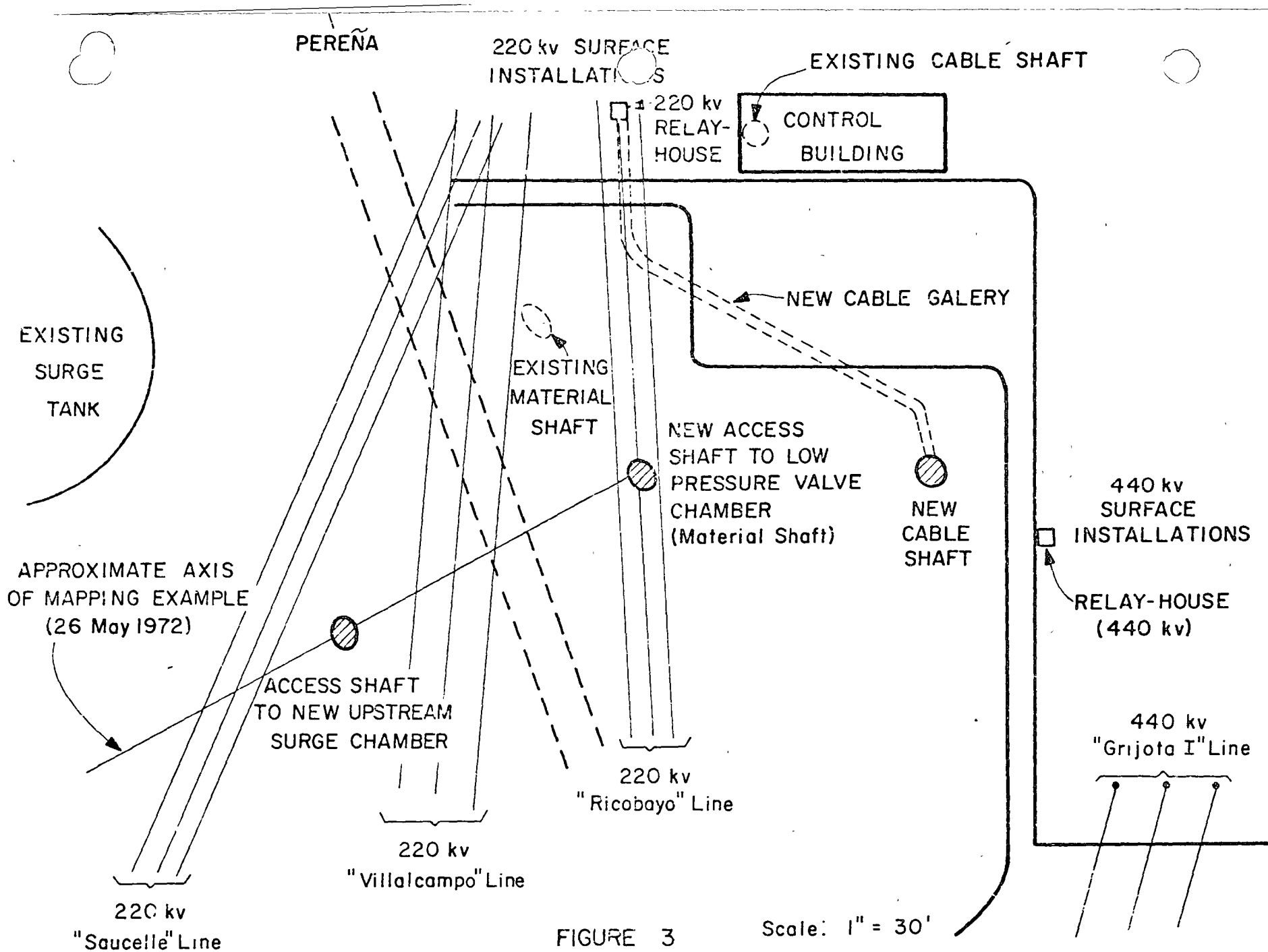


FIGURE 3
 PLAN OF SECTOR II
 (locations are approximate)

Scale: 1" = 30'

included a complete description of proposed techniques, procedures, blast designs and controls. It was anticipated that adjustments would be made as the work began and the true field conditions became known. Preparation of this proposal did not include an opportunity for physical testing at the construction site. However, a visual examination of the site revealed certain general electric and elastic properties of the rock. The rock is a hard, brittle granite. It is massive, and relatively free of faults and shears. Very little water was encountered in previous underground excavation. It was estimated that the electrical resistivity of the rock would be very high and that there would be very few, if any, conductive zones encountered. It was further estimated that the rock would be characterized by brittle fracture, generating seismic waves with frequencies that would be higher than normal, and that the vibration level would be higher than normal. It was concluded further that it would be difficult to keep vibrations within the specified limits at the very small distances involved in certain portions of the work. In addition to the detailed plans presented in the proposal, the following recommendations were made:

1. Tests should be conducted prior to the beginning of the work to verify the feasibility of using electric detonators safely.
2. A quality assurance program should be initiated to ensure an effective monitoring of electrical fields during the course of the work.
3. Detonators of extra-high insensitivity should be used, in order to increase the factor of safety with respect to accidental firing due to extraneous currents.
4. A conventional safety fuse system should be available as an alternate method, in case the monitoring program revealed an unpredicted safety problem.
5. Seismographs should be used to monitor ground vibrations generated by the blasting, from the very beginning of the work.
6. Seismic data gathered during the early stages of the work would be compared against the data prepared theoretically for the technical offer and necessary adjustments in the blasting plans would be made before critical areas were reached.
7. If proved to be necessary, alternate methods of rock excavation would be evaluated for highly critical areas, especially for plug removal.

One of the meters was manufactured by Hewlett-Packard and gave readings to the nearest 0.0001 volt. Another meter was the Advance meter, giving readings to the nearest 0.00001 volt.

Circuits were monitored also with a two-channel recorder using heat sensitive paper. This was a Techni-Rite recorder which gave readings to the nearest 0.01 volt. The recorder had the capability of recording at various paper speeds. Test circuits were monitored at slow paper speed for as long as two weeks continuously and for shorter periods intermittently.

LIGHTNING

Despite the close proximity of the proposed blasting operations to existing electrical facilities, the man-made sources of electrical energy were not regarded as being as great a hazard as lightning. Lightning is considered to be the most powerful source of extraneous electricity. A lightning strike, on or close to an electric blasting circuit, should be considered as almost certain to produce a detonation. Furthermore, the distance at which lightning should be regarded as hazardous is increased substantially if there are conductors in the area, such as transmission lines, fences, or conductive ground zones that could carry electric current to the blasting site. It is not considered feasible to design an electric blasting circuit or procedure to resist lightning. Rather, it is recommended that a suitable warning system be installed to warn of the approach of electrical storms, and that blasting operations be discontinued until the storm has passed. This recommendation was followed on the project at Villarino. A sensitive warning system, manufactured by Nitro-Nobel (Sweden), was installed and blasting was stopped at the approach of an electrical storm.

ELECTROSTATIC INDUCTION

Electrostatic induction refers to the voltages induced in lines or open loops as a result of the voltage difference between the power lines and ground. This is the same type of voltage source that is developed when a conductor is placed in the electrical field between the plates of a capacitor. At the Villarino site, electrostatic induction was regarded as being the greatest man-made source of extraneous electricity, but it was not regarded as posing a hazard comparable to lightning.

8. Methods of vibration isolation would be evaluated, if proved to be necessary for plug removal.

PRELIMINARY TESTS

Following the contract award, it was necessary to make a thorough evaluation of electrical potentials at the site, in order to verify the feasibility of using electric detonators safely. It was judged necessary to evaluate the following sources of extraneous electricity:

- Lightning
- Electrostatic induction
- Electromagnetic induction
- Stray ground currents
- Radio transmission

It was necessary also to detonate several small test shots at the beginning of the surface work, in order to determine design criteria for vibration control. Designs would be adjusted as the work progressed. In a general way, the vibration controls would be most restrictive near the beginning of shaft-sinking operations, and become less restrictive as the work progressed to greater depths. In the underground portion of the work, restrictions would fluctuate more, due to wide variations in distances and constant changes in distances to control points.

Protective barriers would have to be designed and constructed for the machine hall and transformer chambers. However, these barriers would not be needed in the early phases of the work. There would be time to evaluate and modify design criteria as the work progressed.

There were two options available to evaluate electrical potentials. One was to establish continuously-recording field monitoring equipment and monitor electrical fields over a sufficient time period to observe the effects of normal variations in load, opening and closing of circuits, and other transient effects. The other option was to set up monitoring circuits in the most unfavorable location and introduce controlled transients to bring on the worst possible conditions. The latter option was chosen.

Test circuits were fabricated on the site, consisting simply of 18 gauge or 20 gauge copper wire and resistors to simulate blasting circuits. Circuits were tested with multi-function meters of different manufacture.

A series of experiments was developed to evaluate the electrostatic fields at the site. The experiments were designed to develop conditions that were far worse than those which could be designed into any blasting circuit that could be used during the construction activities.

First, the electrostatic field potential of the construction site was "mapped" by moving electrical test conductors through the area and observing the current flowing to ground through resistors. Voltages were measured with sensitive multi-function meters. As expected, the electrostatic potential was greatest directly under current-carrying conductors. The potential increased with the length of the test line and its height above the ground.

Within the portion of the site where blasting would take place, potentials were modest and current flow was of the order of 1 to 2 milliamperes through the test circuit. It was not possible to induce the minimum firing current for a standard detonator in a 50-meter line held 2 meters above the ground at any location in the construction site.

The worst possible conditions on the site were to be found in the switchyard. In order to evaluate these conditions, even though blasting would not take place in that area, tests were conducted to determine the greatest possible current flow that could be induced from this source. Both single and multiple lines of 50-meter length were positioned at a height of 2 meters directly below 440,000 volt single phase lines and connected to ground through a resistor. In addition circuit breakers were operated to produce maximum transient conditions. Still it was not possible to induce sufficient current to fire a standard electric detonator.

By increasing the number of conductors, grounded in parallel, it was possible to increase the induced voltage to values as high as 20,000 to 30,000 volts. However, the current that passed to ground was of the order of several milliamperes, approximately two orders of magnitude less than the minimum firing current for standard detonators.

The disproportionate amount of current flow, compared to the voltage in this field, prompted an experiment to discover some means of using this current to fire a detonator. This was finally accomplished by forcing the electrical spark to pass directly through the heat-

sensitive initiating head in the detonator. Clearly, however, this was a condition that could not be duplicated in blasting practice.

It was concluded that electrostatic induction would not cause the accidental detonation of electric detonators. However, detonators of extra-high insensitivity were used in order to increase the factor of safety. As part of the quality assurance program, electrostatic field potentials were monitored before the beginning of all blasting operations above the ground surface in Sector II. They were eventually discontinued when the work had progressed well past the point of zero measurement. Underground tests failed to disclose any potentials of concern in the work area.

An additional part of the quality assurance program required that all firing lines and detonator leg wires be kept close to the ground surface at all times. Final connections were not made until the blast area was cleared. Quality assurance procedures were monitored by at least two persons at all times. One of these persons was a member of the Owner's staff, one was member of the Contractor's staff.

ELECTROMAGNETIC INDUCTION

Electromagnetic induction refers to currents induced in a closed loop as a result of the fluctuating magnetic field set up by electrical transients - usually the alternating current flowing through the power lines. This is the same type of current that is induced in the secondary coils of a transformer.

Again, the site was "mapped" for electromagnetic potential fields. First, there was field experimentation to verify the conservatism of the test procedure. Measurements were made with closed loops of various sizes, configurations and positions. The larger the surface area of the induction loop, the greater was the induced current. When two parallel sides of a rectangular loop were placed less than about 0.5 meter apart, or the loop was placed on the ground, the induced current was lower than the minimum current that could be measured. The "worst possible" conditions were simulated by designing a test loop, 4m x 12m, approximately twice as large as expected blasting circuits, and suspending the test loop 1.5 meters above the ground surface. The site was "mapped" with this test loop. The strongest field in the blasting area was found to be directly

under the 220,000 volt line to Ricobayo. Due to the complexity of transmitting facilities at the site, a secondary field "high" was found between sets of transmission lines.

The strongest current that was induced in the test loop was of the order of ten milliamperes. See Fig. 4. No significant difference was noted when transients were introduced by operating switching gear and circuit breakers. A current of ten milliamperes does not pose a hazard to electric blasting.

For the quality assurance program, a monitoring procedure was established. In Sector II, above ground, this consisted of repeated tests of field potentials under worst possible conditions prior to the loading of the blasts. Underground, a test induction loop was set up in a fixed position between the machine hall and the blasting area and connected to a recorder. The field potential was recorded continuously for a two-week interval prior to the beginning of the work, and periodically thereafter.

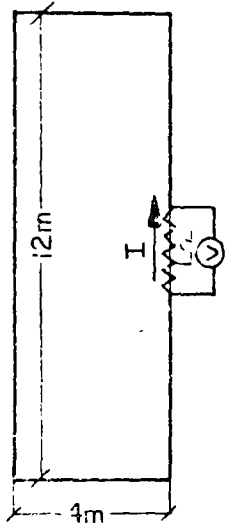
STRAY GROUND CURRENTS

There are two possible sources of stray ground currents. One of these is the natural galvanic cell, or spontaneous potential, found in certain mineralized zones. The other is whatever man-made source might exist in the area that might find a path to the ground and a conductive zone in the ground.

Certain sulfide minerals undergoing oxidation will generate a source of electrical current. Percolating groundwater carries oxygen from the surface. When this water comes into contact with sulfides, a natural galvanic cell is developed. The weak acid formed in the oxidation process is the electrolyte and the upper portion of the sulfide zone is the positive pole of the natural cell. In some ore bodies, the spontaneous potentials have been known to be as high as 500 to 1000 millivolts.

A careful inspection was made of the existing rock exposures both above ground and below ground. No sulfide zones were discovered, and the groundwater supply was very limited.

Typical man-made sources of stray current are generators, batteries, transformers, transmission lines, and



Test loop
suspended
1.5m above
ground
surface

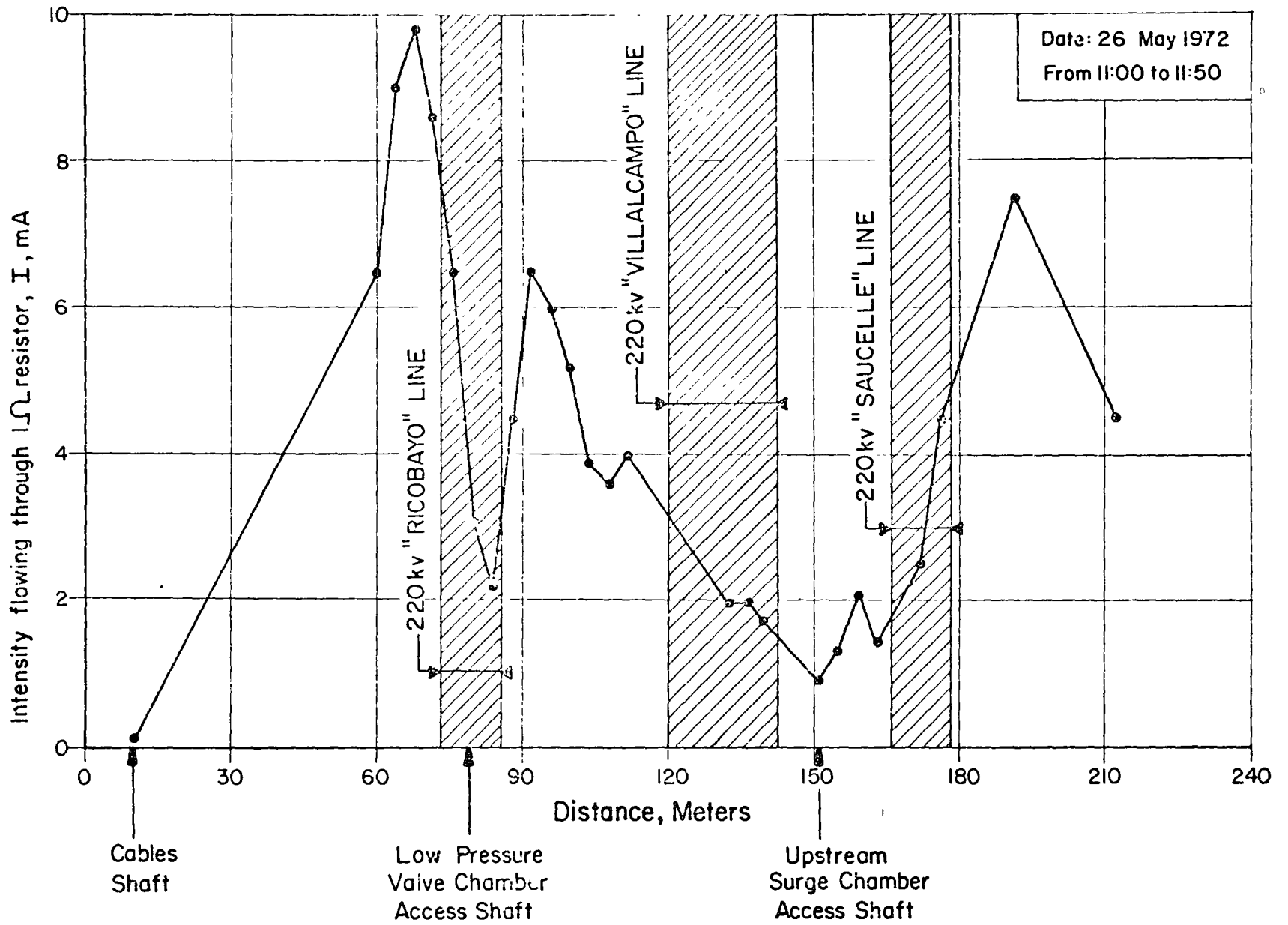


FIGURE 4

EXAMPLE OF ELECTROMAGNETIC INTERFERENCE MAPPING WITH TEST LOOP.

other miscellaneous electrical equipment. Current flowing from these sources will return to its source through any path it can find, such as cables, rails, pipes and conductive zones in the ground itself.

The first tests for stray currents were made within the immediate confines of the areas where blasting would be conducted. Electrodes were driven into the ground and potential differences observed. Stakes were placed in a variety of configurations, spanning different distances. No stray currents were found. Next, man-made installations in the immediate vicinity of the blasting area were tested. For example, tests were made between transmission tower legs and ground, between tower legs and pipes, between various metal objects and ground, and so forth. A potential difference was found between ground and the legs of a transmission tower, but this was not of sufficient magnitude to be of concern.

It was recognized that conditions might change during the course of the construction work, as various pieces of equipment were brought to the site or removed or changed in position. Consequently, the quality assurance program included provisions to monitor for stray ground currents in each blast area immediately before placing detonators in the drill holes.

In the underground sector, a circuit for stray current testing was placed in an access tunnel adjacent to the machine hall and connected to a recorder. This recorder was operated continuously for two weeks prior to the beginning of the work, and monitored periodically thereafter.

ELECTRICAL ENERGY FROM RADIO TRANSMISSION

The hazard from ordinary two-way radio communication equipment is not usually serious. Electric detonators have to be very close to the radio transmitter before there is any danger. In addition, the hazard decreases as the work goes underground because of the difficulty in transmitting radio waves through the ground. Nevertheless, it was recommended that the radio transmitting field either be eliminated or evaluated and found not to represent a hazard, or both. A very small transmitter in the control building was not needed, and a 100 watt unit was farther away, being about 500 meters from the closest blasting circuits. Its transmitting power was 100 watts in the band 80-95 kc (12w in the remaining band 30-400 kc). For caps of ordinary electrical sensitivity, a very conservative safe distance for a trans-

mitting power of 100 watts would be about 70 meters. Thus, for caps of extra high insensitivity, it was not concluded that a hazard existed.

FLYING MISSILES

For the work in Sector II, especially the sinking of the access shaft to the low pressure valve chamber directly under the transmission lines, it was necessary to ensure that flying missiles would not endanger existing facilities. In close proximity were such features as the transmission lines, transformers and switching gear, control building and construction offices. In the category of possible "flying missiles" would be flyrock, electrical firing lines and blasting mats. Any of these could represent a hazard to overhead transmission lines, and flyrock could represent a hazard to any of the facilities in the vicinity. The rock at this site was especially susceptible to missile ejection. It is a hard, brittle granite. During these blasting operations, it broke by means of a pronounced brittle fracture.

To prevent electrical firing lines from being thrown into the air and contacting the high-power lines, they were laid out perpendicular to the power lines and weighted. In fact, 2 to 5 lb stones were usually placed on top of the firing lines.

To prevent flyrock from being ejected from the shafts and surface works, blasting mats were used. In the initial stages of the work, before shaft collars were developed, blasts were protected by both hand-portable and machine-portable mats and timbers. Special consideration was given to blasting design to minimize missile ejection. The ratio of spacing to depth of the holes was kept small, light loads were used, total surface area was kept small, and total duration of firing time was kept small. Once shaft collars were developed, shaft covers were constructed and used for missile protection. Blasts were gradually increased in size until limited by vibration control or general feasibility.

VIBRATION CONTROLS AND REDUCTION TECHNIQUES

A complete coverage of this topic is beyond the scope of this paper, and a separate paper will be written at a later date, after all of the data has been analyzed. However, a general discussion will be included here.

As mentioned previously, the rock at this site is a medium- to coarse-grained massive, brittle granite. It was anticipated that vibration response would be characterized by high frequencies and intensities higher than normal. No response data were available at the time of preparing the technical offer.

An estimate of ground response was prepared, based on a modification of data previously prepared by Oriard (1) (2). The anticipated upper bound of typical data from heavily confined down-hole blasts on a large number of projects, as shown in Fig. 5, (1) (2).

It was anticipated that frequencies would reach 200 hz or more. For velocity criteria, the frequency content in itself would not be highly significant. However, it was a significant item on this project because one criterion was given in velocity units and a second criterion was given in acceleration units. Because acceleration is proportional to the square of the frequency, it becomes highly sensitive to variations in the frequency content of the vibration.

The predictions were borne out by the project experience. Upper bounds of actual data were very close to the predicted, as shown in Fig. 6 and Fig. 7. Data scatter covered more than one order of magnitude, as predicted. Frequency content was even more variable than predicted. For the blasting operations in the shafts, frequencies varied typically from 50 to 150 hz. In the tunnels and chambers, frequencies varied typically from 50 to 250 hz, and reached values as high as 550 hz.

Vibration criteria had been established by the Owner, prior to preparation of the technical proposals. Two criteria were used. A limit of 50 mm per second was used for underground openings and certain rock surfaces. A limit of 2.0 gravity acceleration was used for certain machinery and man-made installations.

The acceleration limitation was especially restrictive in certain portions of the work. Not only is the frequency of vibration characterized by the general nature of the rock, it is also dependent on the size of the charge and, to less extent, the distance from the blast (1) (2). These relationships held true on the Villarino project. As the distance was decreased and the size of the charge was decreased, the frequency increased, so there was a compounding of the problems of close-distance blasting. The charge sizes had to be extremely small, sometimes as small as 1/8 kilogram. Thus, the advance

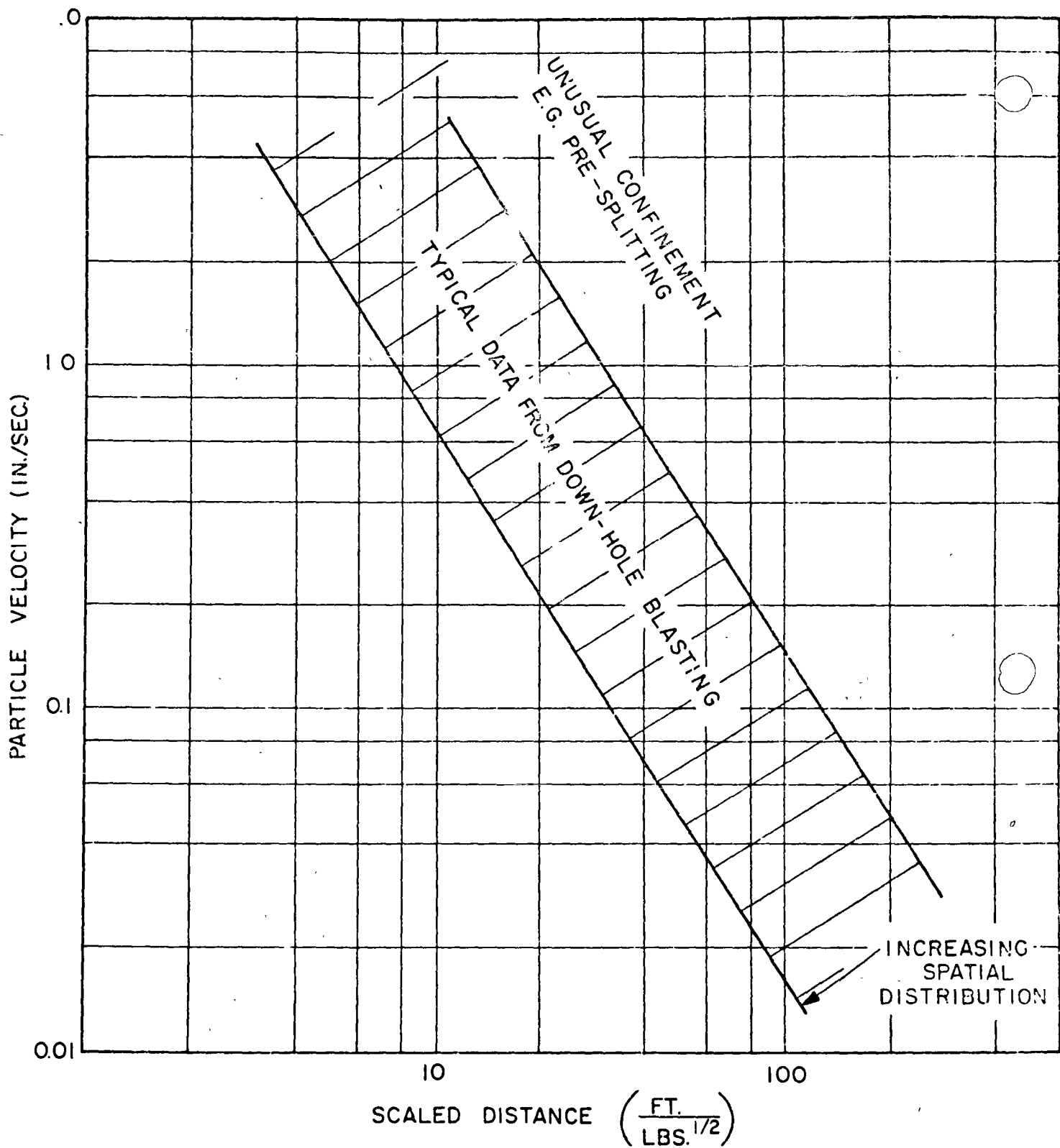
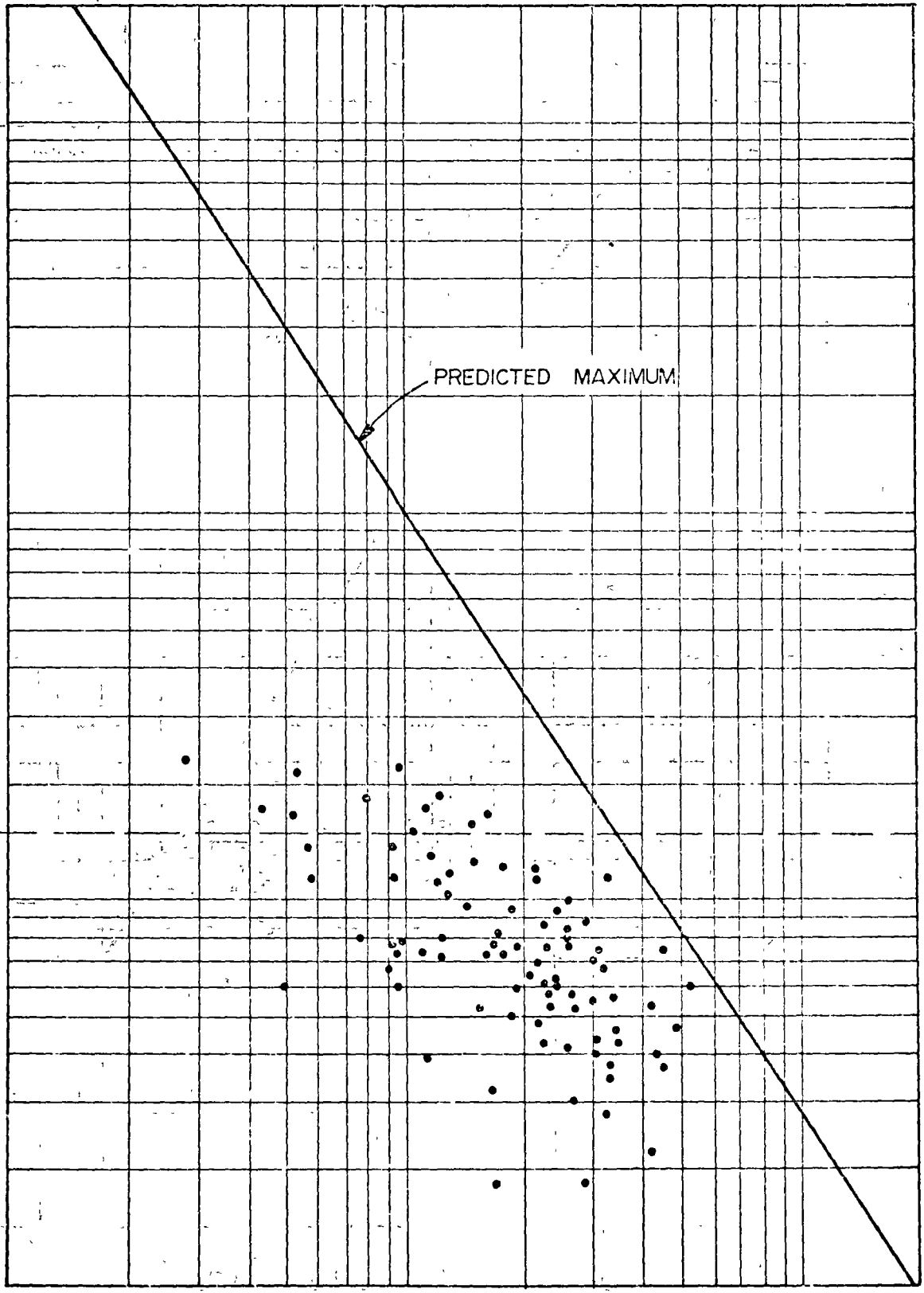


FIGURE 5
GROUND RESPONSE TO BLASTING

PEAK VERTICAL PARTICLE VELOCITY (mm/sec.)



SCALED DISTANCE, $D/Q_{max}^{1/2}$ (m/kg^{1/2})

FIGURE 6

VIBRATION DATA TO 15 AUG 73, CAVERNA DE CENTRAL

(Q_{max} = charge per delay)

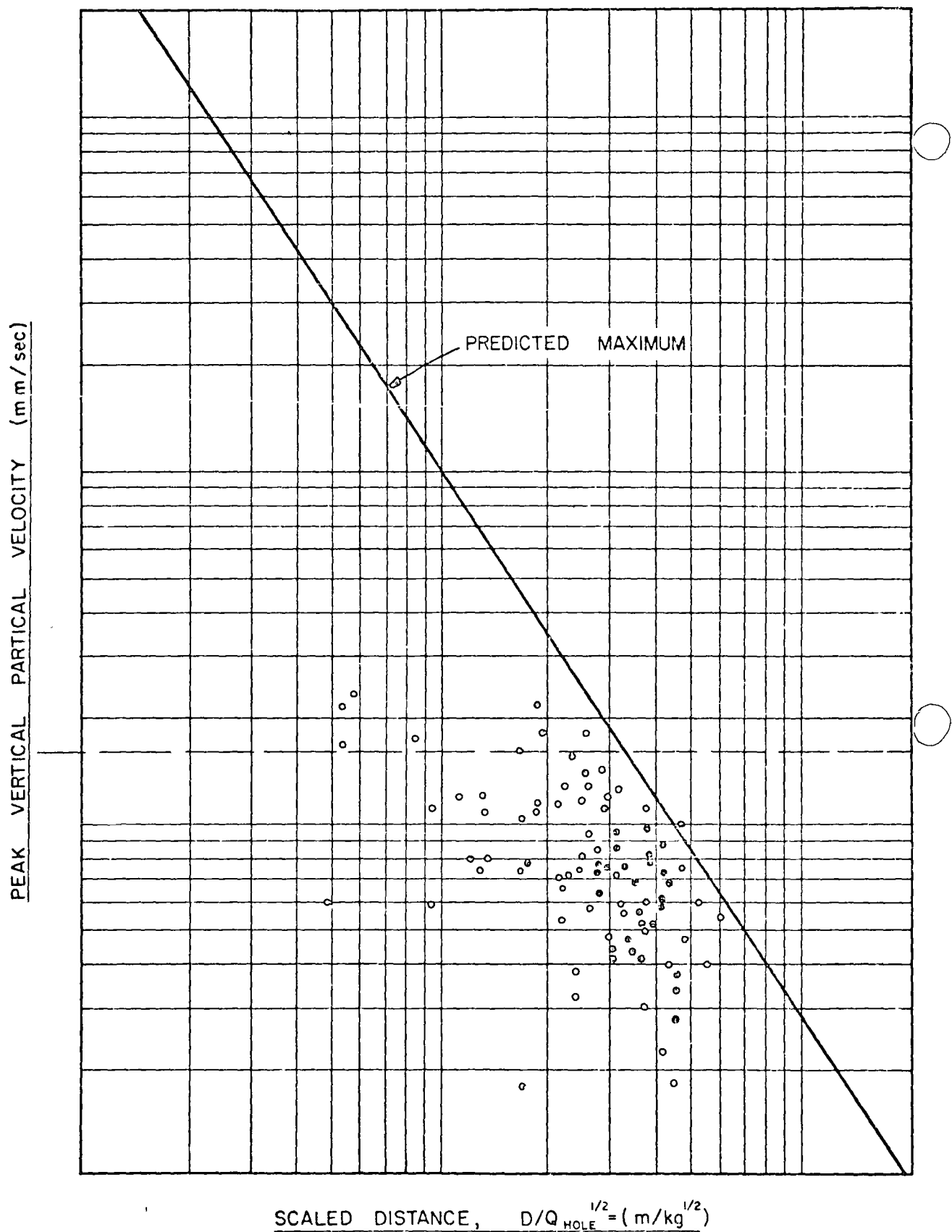


FIGURE 7

VIBRATION DATA TO 15 AUG 73, CAVERNA DE CENTRA

(Q max. = max. charge per hole at time of peak velocity)

of the heading was very small and a large number of holes was required to blast a complete round. Thus, it was necessary to acquire as many separate delay intervals as could be obtained in electric detonators. Larger rounds contained three types of delay detonators, those with a delay interval of 20 milliseconds, those with a delay interval of 30 or 40 milliseconds (depending on the manufacturer) and those with a delay interval of 500 milliseconds. A complete sequence contained a series of 37 to 39 intervals, depending on the manufacturer.

Following a report on blasting limitations for rotating machinery (3), the acceleration criterion was changed to velocity units, although the general level of the limit was not significantly altered.

PLUG REMOVAL

The most delicate part of the blasting operation was that which was done to remove the final portion of rock which separated the existing central from the enlarged section.

At the time of preparing the technical offer for the work, several methods of plug removal were considered. These were considered in different combinations with and without the use of explosives. Consideration was given to hydraulic rock splitters, chipping hammers, impact breakers, flame jet piercing, water jet piercing and wire sawing. If blasting were proved not to be feasible, the choice of mechanical methods would have depended on the volume of rock to be removed at the conclusion of blasting operations. For a large volume of rock, wire sawing appeared attractive. For a small volume of rock, impact breakers and rock splitters appeared attractive. The final decision had to wait until the time for plug removal had arrived. During intermediate portions of the work, it appeared that vibration controls would be extremely restrictive and that plug blasting might be very costly, perhaps impossible. However, there was a change in vibration response as the plug blasting was approached and it became possible to remove the entire plug by blasting with very delicate methods.

VIBRATION ISOLATION

If plug removal were shown to be marginally feasible with blasting methods, but less costly than with mechanically methods, the parties concerned were prepared to consider plans to isolate the floor of the central from

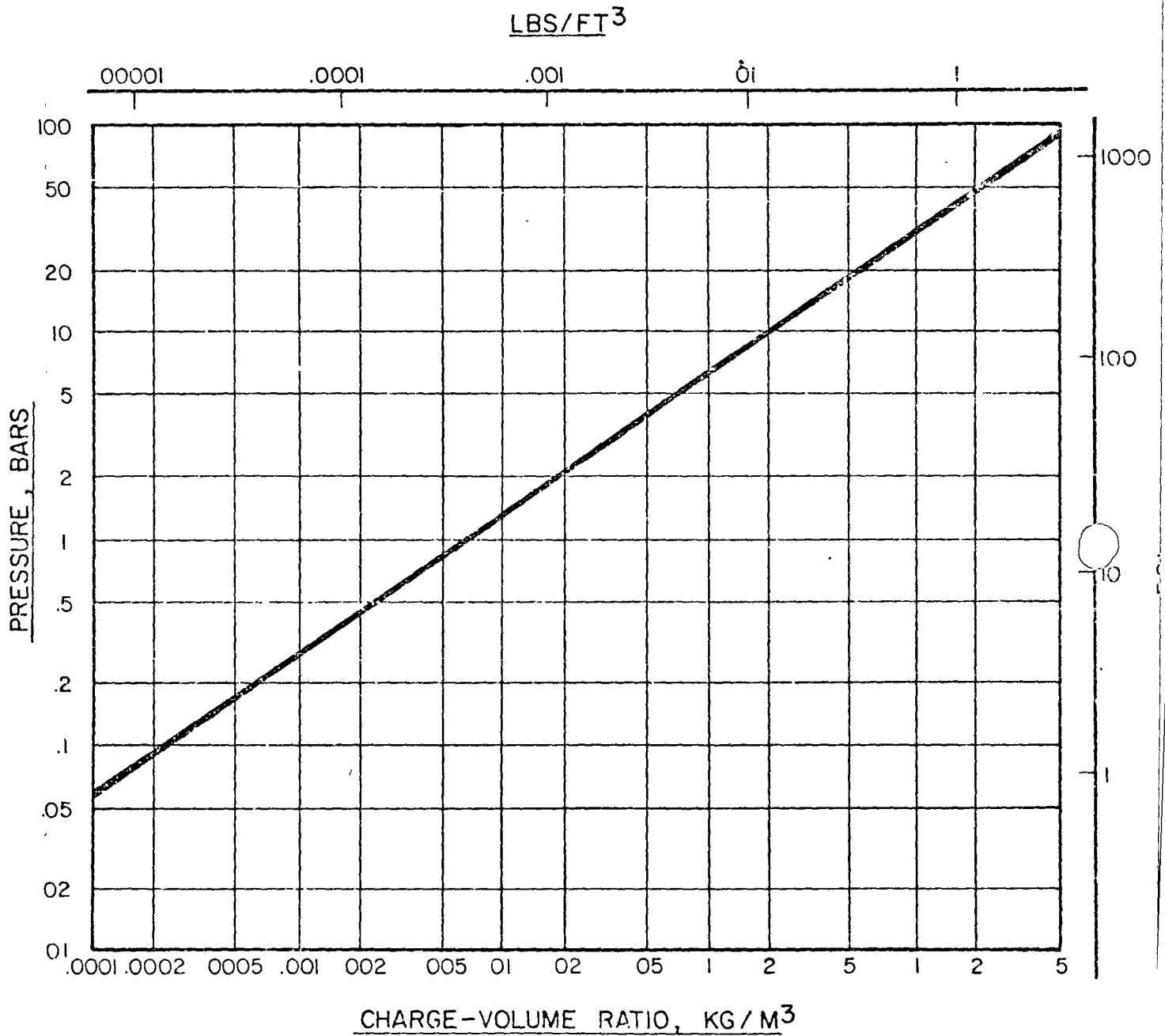


FIGURE 8 : DESIGN PRESSURES ON BARRIERS (VENTED CHAMBERS)
 (BASED ON WEIBULL 1968)

the plug by drilling contiguous vertical holes at the juncture of the two. The plug could be isolated from the surrounding rock by drilling contiguous holes around the perimeter prior to blasting. However, by the time the work had proceeded to this stage, it was learned that the blasting could be accomplished without the need for isolation.

PROTECTIVE BARRIER

Prior to the removal of the plug, it was necessary to construct a protective barrier between the plug and the existing central. This was needed to protect existing facilities from dust and airborne shock waves. Design recommendation were based on the concept of a "vented chamber." The protective barrier was considered to be the closed-end wall of a chamber which was vented at the far end by an access tunnel. The chamber volume would vary as the rock was excavated. Explosive charge weights would vary according to the distance from vibration control points. Additional consideration was given to the fact that a large number of blasts would be detonated, that the distance between the barrier and explosive charges would vary, and the fact that compressional phases of the shock waves were expected to exceed rarefactional phases in intensity. The upper bound of peak positive overpressures was predicted from the plot in Fig. 8. Negative overpressures were expected to reach about 1/2 of these levels, (3) (4).

REFERENCES

(1) Oriard, L. L., "Blasting Effects and Their Control in Open Pit Mining," 1971, Geotechnical Practice for Stability in Open Pit Mining, Chapter 13, Proceedings of the Second International Conference on Stability in Open Pit Mining, Vancouver, B. C., Canada. Port City Press, Inc., for AIME, Library of Congress Catalog Card Number 72-86923.

(2) Oriard, L. L., "Blasting Operations in the Urban Environment," Bulletin of the Association of Engineering Geologists, Vol. 9, No. 1, Winter 1972.

(3) Weibull, Hans W. R., "Pressures in Partially Closed Chambers at Explosion of TNT Charges," Annals of the New York Academy of Sciences, Vol. 152, Art. 1, October 28, 1968.

(4) Taylor, William J., "Blast Wave Behavior in Confined Regions," Annals of the New York Academy of Sciences, Vol. 152, Art. 1, October 28, 1968.

VIBRATION LECTURE

DESCRIBE DETONATION PROCESS IN BRIEF OVER-VIEW

BEYOND INELASTIC ZONE, SEISMIC WAVES ARE TRANSMITTED

PRINCIPAL TYPES OF SEISMIC WAVES

COMPRESSIONAL (PRIMARY, RADIAL, LONGITUDINAL, ETC)

PARTICLE MOTION IN DIRECTION OF TRANSMISSION

SHEAR (S, SECONDARY, TRANSVERSE, ETC.)

PARTICLE MOTION \perp to PATH SURFACE (BOUNDARY)

RAYLEIGH

LOVE

FLEXURAL - AS STRUCTURAL UNIT

WAVE VELOCITIES

		ft/sec	m/sec
P :	AIR	1120	340
	WATER	5000	1525
	SOIL	500 - 3000	150 - 900+
	ROCK	2000 (damped) to 25,000	600 - 7500+

S : typically 0.5 to $0.6 \times P$

R : typically $0.9 \times S$

FRACTURE VELOCITY IN BRITTLE MATERIALS

Function of elastic properties

ROUGHLY $\ll R$

KINEMATICS OF PARTICLE MOTION

DISPLACEMENT = $A = \int \int a \, dt \, dt$

PERIOD = T

FREQUENCY = f

PARTICLE VELOCITY = $dA/dt = v = \int a \, dt = 2\pi f A$

ACCELERATION = $dV/dt = d^2A/dt^2 = a = 4\pi^2 f^2 A$

DAMAGE CRITERIA FOR VIBRATIONS

RESIDENTIAL STRUCTURES

HISTORY OF DEVELOPMENT OF CRITERIA

BURMIN - 1930s w/ DUBAI INDUSTRY

BULL 402, 1942 0.1g, 1.0g. similar to E.Q. EXP

CRANDALL, LIBBY MATH, 1949 E.R. = $C_g \frac{f^2}{a} = C, V$

VELOCITY CRITERIA

3

0

0

4 2

$$\begin{aligned} \epsilon R = 1 \quad \& \quad \text{Vol} = 1.92 & \quad \left| \quad \epsilon R = 3 \quad \& \quad \text{Vol} = 3.32 \\ \text{Vol} = 1.92 \sqrt{\epsilon R} & \quad \epsilon R = \frac{(\text{Vol})^2}{(1.92)^2} & \quad = 1.92 \sqrt{3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4\pi r^2 \\ 4\pi r^2 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\sqrt{V}}{4\pi r^2}$$



CRITERIA (CONT'D)

I

(2)

ENGINEERED STRUCTURES

VARIOUS LIMITS $> 5 \text{ in/sec}$ after $> 10 \text{ in/sec}$

DEPENDENCE ON FREQUENCY RESPONSE

OSCILLATOR RESPONSE

RESPONSE SPECTRA

DRAWING DATA

ROCK SLOPES, SOIL SLOPES (including liquefaction)

Creep - no. of oscillations on jagged surface

Rough surface - no. of oscillations to override edges or shear the edges

Smooth surface - stress level to overcome friction and cohesion

Resistance to sliding $R = C + F \tan \phi$

F or N ?

VIBRATION

RUPTURE

GAS VENTING

MEASURING VIBRATIONS AND DATA PROCESSING

- ① VELOCITY METERS MOST COMMON BECAUSE OF VELOCITY CRITERIA
- ② DISPLACEMENT METERS
- ③ ACCELEROMETERS

SPRINGMATHER
VME
DALLAS
ETC.

STRAIN
PRESSURE
ETC

ELECTRONIC DIFFERENTIATION AND INTEGRATION
FOR CONVERTING FORM OF READ-OUT MODE

STRIP CHART RECORDING MOST COMMON
NEED FOR RECORDING PROOF

INCLUDES RECORDING OF CALIBRATION PULSE

TAPE RECORDERS

E.O. + EVENT
Springmather
Kinematics

Digital tape
trigger + turn off
2 second memory

DIRECT READ-OUT METERS

PEAK READING - V

VISUAL

RECORDED

DALLAS INSTR

CHOICE DEPENDS ON

FREQUENCY RANGE NEEDED < 1 to > 5000

DISPLACEMENT RANGE NEEDED

(compare displacement meter to force balance accelerometer)

Kind of display needed

Recorded or visual read-out



CONTROLLED BLASTING

- NEED TO UNDERSTAND CONTRIBUTION OF THE EXPLOSIVE IN THE ROCK
- i.e. THE DETONATION PROCESS
- THE ROCK BREAKAGE PROCESS

DUE TO SHOCK OR HEAT OR BOTH, - DETONATION WAVE STARTS
 MAY BE LOW ORDER, HI ORDER, OR BUILD UP TO HI-ORDER
 SENSITIVITY OF THE EXPLOSIVE
 CRITICAL DIAMETER OF THE CHARGE
 BOOSTING

e.g. 50 gr p.c. from top of ANFO column
 DENSITY AND TYPE OF ENERGY IMPARTED
 DENSITY } ACOUSTICAL IMPEDANCE
 VELOCITY }
 HEAT OF DETONATION
 GAS VOLUME
 e.g. ANFO VS TNT - CRATERS NEQUAL

USUALLY ANFO
 slower pressure
 starts and comes out
 in situations like

STRESS WAVE FROM ABOVE THROUGH ROCK, 200,000 TO 3,000,000 PSI
 FRACTURE PROCESS
 TENSILE SLABBING IN BRITTLE MATERIALS
 COMPRESSIBLE FAILURE IN SOFT MATERIALS (e.g. CLAY)
 COMBINATION OF BOTH IN LAB. EXP.
 IN REAL ROCK - 1 TO 2 inches
 CROSSHEDGES -
 RADIAL CRACKS
 TANGENTIAL CRACKS AT SHOCK FRONT
 SLABBING
 COMPRESSIONAL CONICAL FAILURE
 ADD DISCONTINUITIES, ANISOTROPY, ETC.
 ADD PORES AND GAS



II

Calculations

SIGNIFICANT PROPERTIES OF ROCK

DENSITY } ACOUSTICAL IMPEDANCE
 ρ }

TENSILE STRENGTH

ANISOTROPY (LAYERING, FACIES CHANGES)

TOUGHNESS VS. BRITTLENESS OF FRACIL
DISCONTINUITIES

JOINTS, SHEARS, FAULTS, FOLDS, WARPS

↳ NUMBER - (HOW FREQUENT?)

ORIENTATION (GEOMETRY)

LOOSE VS. TIGHT (JOINT TIGHTNESS)

ROUGH VS. SMOOTH (JOINT ROUGHNESS)

PRESENCE OF WATER OR COATINGS, FILLINGS

(HAVE SAME INFLUENCE ON BLASTING AS ON STATIC STABILITY)

VERY COMPLEX - CAN ONLY EVALUATE SEMI-QUANTITATIVELY

~~EXAMPLE~~ CANNOT MODEL MATHEMATICALLY

EXPLAINS DIFFICULTY OF PREPARING COMPUTER CODE

CAN APPROACH IT WITH NUCLEAR DETONATIONS

ENERGY VERY HI LEVEL, ROCK PROPERTIES NOT CONTROL

SMALL H.E. BLASTS, ROCK PROPERTIES ARE CRITICAL

THESE FEATURES LARGELY CONTROL:

PRODUCT SIZE

MAXIMUM SIZE CANNOT BE LARGER THAN THAT DETERMINED BY JOINTS

MINIMUM SIZE MAY BE SMALLER, BUT SOMEHOW LIMITED

E.G., COLUMNAR BASALT WITH LARGE, SPACED JOINTS

ALMOST NEED A CHARGE IN EACH BLOCK

SMOOTHNESS OF PERIMETER

ALSO HAVE STRONG INFLUENCE ON

GAS VENTING

OVERBREAK



OPERACIONES EXPLOSIVAS (voladuras)

EN EL

AMBIENTE URBANO

(Reimpreso del Boletín de la Asociación de Geólogos en Ingeniería Vol. IX, No. 1, Invierno de 1972, pp. 27-46)

LEWIS L. ORIARD.

INTRODUCCION

Recientemente se ha dado un gran énfasis al problema de la contaminación ambiental, a la calidad de la vida, y a la búsqueda de un refugio apartado de la tensión urbana diaria, así mismo se han hecho esfuerzos para aislar al individuo de las intrusiones del ruido y la vibración. Desafortunadamente, las operaciones de voladuras con explosivos producen sonidos y vibraciones no deseadas junto con sus efectos beneficiosos. Debido a que las personas son tan sensitivas a estos sonidos y vibraciones, comunmente se presentan quejas y reclamaciones por daños, dentro de los límites de perceptibilidad de estos efectos, aún cuando no se haya causado daño estructural alguno. La situación tiene la tendencia a convertirse más y más crítica en el futuro.

En algunos estados, en el pasado, un demandante tenía que probar que existía negligencia para cobrar una reclamación de daños debida a una voladura. La necesidad de probar la negligencia esta desapareciendo rápidamente y, en la mayoría de los ca-

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

1950

PHILOSOPHY

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
PHILOSOPHY

PHILOSOPHY

PHILOSOPHY

PHILOSOPHY

0

Los usuarios de explosivos es ahora considerado totalmente responsable de los daños reales; en algunos estados él podrá ser demandado por daños y perjuicios. Con el fuerte énfasis actual sobre la contaminación ambiental, posiblemente los futuros usuarios de explosivos estarán sujetos a demandas por actos perjudiciales, así como a demandas por daños estructurales.

Además de los problemas derivados de los efectos de las voladuras, la sola venta y uso de explosivos está siendo restringida más y más. Los fabricantes y usuarios deberán esperar que se exijan cuentas exactas sobre la ubicación y uso final de todos los artículos explosivos.

Para enfrentarse a estos problemas, los usuarios de explosivos deberán controlar todos los efectos físicos de las operaciones de voladuras para evitar riesgos tanto para las estructuras como para las personas, así como para reducir los efectos molestos a los niveles más bajos posibles.

CRITERIOS DE VIBRACION

0

Durante varias décadas, varias agencias, investigadores y consultores han recopilado datos referentes a operaciones de voladuras con explosivos, para estudiar los efectos de niveles de vibración moderados sobre estructuras típicas. Además, el autor ha estudiado los efectos extraordinariamente altos de niveles de vibración, causados por voladuras muy cercanas a una variedad de estructuras. Como resultado de esto, se pueden establecer niveles conservadores, bajo los cuales no hay peligro para las estructuras. Arriba de éstos niveles es difícil el predecir los daños para cualquier tipo de estructura, debido a las muchas fuer-

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is mostly illegible due to fading and bleed-through.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is mostly illegible due to fading and bleed-through.

zas estáticas (no vibratorias), que pudieran haber desarrollado tensiones en la misma, y debido a la dificultad en asegurar la resistencia exacta de la estructura o de los diferentes componentes de la estructura.

Al tratar el problema, usualmente se establecen criterios de vibración para estructuras residenciales típicas, u otras estructuras relativamente débiles. Dichos niveles tienen entonces un factor de seguridad mayor para las estructuras que han sido construidas para una mayor resistencia.

Las tres cantidades más comunmente medidas o calculadas relacionadas con la vibración son el desplazamiento, la velocidad de las partículas, y la aceleración. De estas tres, la velocidad parece ser la que se encuentra más relacionada con los riesgos, en los límites de frecuencia de vibraciones debidas a voladuras típicas. En consecuencia, la velocidad es utilizada más comunmente como norma al establecer los límites de vibración.

En años recientes, una velocidad de partícula de vibración de 2 pulgadas por segundo ha sido aceptada generalmente como un nivel conservativamente seguro para estructuras residenciales. Para estructuras residenciales sujetas a vibraciones debidas a voladuras típicas, el escritor sugeriría el criterio que se muestra en el diagrama 1. Este diagrama muestra que puede esperarse el daño menor arriba de la 4 pulgadas por segundo, y el daño mayor, arriba de las 8 pulgadas por segundo.

Es más difícil el generalizar en niveles de vibración más altos, y se vuelve más importante el analizar no solo la resis-

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by proper documentation, such as receipts and invoices. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

In the second section, the author outlines the various methods used to collect and analyze the data. This includes both qualitative and quantitative approaches. The qualitative data provides context and insight into the underlying reasons for certain trends, while the quantitative data offers precise measurements and statistical analysis.

The third part of the document focuses on the results of the study. It presents a series of findings that indicate a significant correlation between the variables being studied. These results are supported by statistical tests and confidence intervals, which provide a measure of the reliability of the data.

Finally, the document concludes with a discussion of the implications of the findings. It suggests that the results have important implications for the field of study and may lead to further research in this area. The author also provides recommendations for future studies and practical applications of the research.

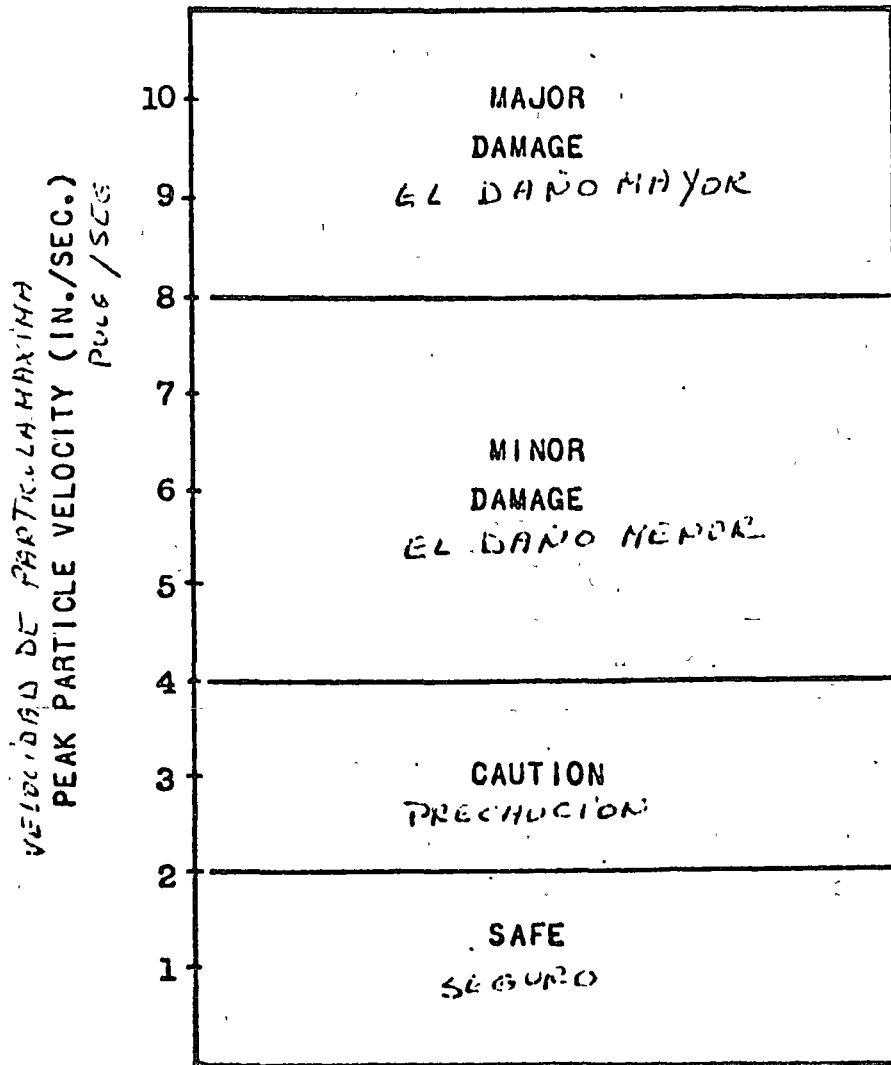


FIGURE 1. Recommended vibration criteria for residential structures

CRITERIOS DE VIBRACION RECOMENDADOS
PARA ESTRUCTURAS RESIDENCIALES



tencia de la estructura en cuestión, sino que también el calcular la forma en la cual posiblemente responda al tipo de vibración al que se verá expuesta.

Es opinión del escritor que que ningún valor sólo, ya sea de desplazamiento, velocidad o aceleración, puede ser utilizado indiscriminadamente como una norma para limitar las vibraciones por voladuras, aunque el uso de la velocidad de la partícula sirve a un propósito útil dentro del control rutinario de vibraciones por voladuras a niveles bajos. Parece ser que la velocidad de la partícula se encuentra relacionada en forma más cercana con el daño estructural en una escala de frecuencia más alta de lo que lo están el desplazamiento y la aceleración. Sin embargo, cuando nos encontramos tratando con niveles altos de golpes y vibraciones, el precedente del tiempo del movimiento y la reacción característica de la estructura en cuestión, debida al tipo de movimiento impuesto, se convierte en muy importante. Como un ejemplo, podríamos referirnos a alguna estructura con una reacción lenta, tales como una chimenea alta o una torre de agua. Una vibración con una extensión larga, baja frecuencia, y larga duración, estaría más cerca de una reacción sonora de la estructura, y sería más dañina que una de extensión menor, de frecuencia alta y de corta duración, aunque ambas tuvieran la misma aceleración o la misma velocidad. Debido a la dependencia de la reacción sobre la frecuencia, parece ser que existe la necesidad de aceptar límites conservadores al aplicar valores individuales de velocidad o aceleración como normas para los diferentes tipos

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be clearly documented and supported by appropriate evidence. This includes receipts, invoices, and other relevant documents that can be used to verify the accuracy of the records.

The second part of the document focuses on the process of reconciling accounts. It explains that this involves comparing the records maintained by the organization with the statements provided by the banks or other financial institutions. This process is crucial for identifying any discrepancies and ensuring that the books are balanced.

The third part of the document addresses the issue of budgeting and financial planning. It highlights the need to establish a clear budget at the beginning of each fiscal year and to monitor actual performance against this budget throughout the year. This helps in identifying areas where costs are exceeding expectations and allows for timely adjustments.

The fourth part of the document discusses the importance of internal controls. It describes various measures that can be implemented to prevent fraud and errors, such as segregation of duties, regular audits, and the use of secure systems for handling financial data.

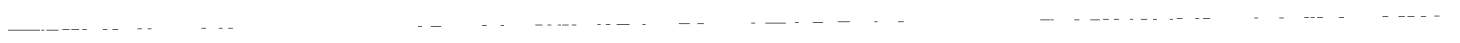
The fifth and final part of the document provides a summary of the key points discussed and offers some concluding thoughts on the overall importance of sound financial management practices for the success of any organization.

In conclusion, effective financial management is essential for the long-term success and sustainability of an organization. By implementing the principles and practices outlined in this document, organizations can ensure that their financial records are accurate, their accounts are properly reconciled, their budgets are well-managed, and their internal controls are robust.

de estructuras sujetos a diferentes clases de movimientos. Se espera que una investigación mayor de como resultado el desarrollo de metodos de campo simples y aceptables para refinar los criterios bajo las diferentes condiciones. Estos esfuerzos en la investigación podrán revelar, por ejemplo, que alguna otra función de datos de vibración pudieran ser utilizados para expresar un valor único, que estaría mejor relacionado con la susceptibilidad al daño de una estructura dada, sobre un alcance amplio de frecuencia. En apoyo de ésta posibilidad, podríamos considerar los efectos estructurales de ondas de choque transportadas por el aire. Aunque la intuición pudiera sugerir que el daño sería una función de presión máxima, ésta se encuentra relacionada en forma más cercana con la impulsión. La impulsión se encuentra relacionada no sólo con la presión máxima, sino con el factor del tiempo sobre el cual el nivel de tensión está funcionando. Esto demuestra que la estructura necesita tiempo para reaccionar antes de que ocurra el daño.

Si la investigación adicional continua apoyando el concepto de criterios de velocidad para vibraciones por voladuras, se sugiere que los criterios pueden ser refinados mostrando la naturaleza de la dependencia sobre la frecuencia.

Con respecto a las decisiones de ingeniería que deben ser tomadas ahora con respecto a voladuras muy cercanas, podemos ser más liberales con nuestros criterios cuando estamos tratando con golpes y vibraciones de extensión baja, con frecuencias mucho más altas que las de la estructura o sus componentes. Como un



ejemplo, el autor se encuentra familiarizado con el caso de una estructura de entrada a una central eléctrica subterránea en Nueva Zelanda, que se encontraba intacta aunque había estado sujeta a una vibración de alta frecuencia con una velocidad de partícula de 27 pulgadas por segundo.

Si se hace una evaluación similar de frecuencias altas y bajas versus aceleración, es obvio que un criterio de aceleración es inaceptable sobre una amplia gama de frecuencias. No hay necesidad de esperar daño alguno en aceleraciones de muchas veces la gravedad en los límites de frecuencias muy altas. Esto puede parecer confuso en vista de los casos de daños graves que han ocurrido durante los terremotos, en donde las aceleraciones a frecuencias bajas pudieran haber sido sólo una pequeña fracción de gravedad. Debido a esto, el autor recomienda que las unidades de aceleración no sean utilizadas para expresar límites de vibración en voladuras.

CARACTERISTICAS DE VIBRACION

Teniendo en mente los comentarios anteriores, podemos ver un significado considerable en las diferentes y varias características de una vibración, no sólo su velocidad o aceleración. Esto es verdad en cuanto a las estructuras y a las personas. Por lo tanto, es de gran valor el pronosticar correctamente el tipo de vibración a generarse, así como el controlar la vibración a un nivel deseado y con la característica deseada.

La mayoría de las vibraciones registradas cerca de operaciones de voladura típicas, recaen en los límites de frecuencia de

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

Furthermore, it is noted that the records should be kept in a secure and accessible location. Regular audits are recommended to identify any discrepancies or errors early on. This proactive approach helps in maintaining the integrity of the financial information.

In addition, the document highlights the need for clear communication between all parties involved. Any changes to the terms or conditions should be documented and agreed upon by all relevant stakeholders. This helps in avoiding misunderstandings and ensures that everyone is on the same page.

Finally, it is stressed that the records should be updated in real-time. Delaying the entry of transactions can lead to inaccuracies and make it difficult to track the overall performance. Consistent and timely record-keeping is essential for making informed decisions.

CONCLUSION

In conclusion, the document provides a comprehensive overview of the best practices for record-keeping. It covers the importance of accuracy, security, communication, and timeliness. By following these guidelines, organizations can ensure that their records are reliable and useful for their operations.

It is hoped that these guidelines will be helpful in improving the record-keeping processes of various organizations. The goal is to create a more efficient and transparent system that supports the overall success of the business.

5 a 60 hertz. El tipo de vibración depende de factores tales como son el tamaño de la mole puesta en vibración, el tamaño de la carga explosiva, las características de atenuación del medio, y la distancia desde la explosión. Una carga explosiva pequeña genera una vibración con una frecuencia relativamente alta y con una extensión relativamente baja. Una carga explosiva grande genera una vibración con una frecuencia relativamente baja y una extensión relativamente alta. Las ondas disminuyen con la distancia - manteniéndose mejor la frecuencias altas en un medio rocoso denso. Un medio no consolidado disminuye rápidamente estas ondas y se caracteriza por sus frecuencias bajas. La duración es aumentada con el tamaño creciente de la carga, la geología "más blanda", y el creciente número de intervalos en el patrón de voladuras.

Con sólo ésta información, podemos controlar el carácter e intensidad de la vibración. Afortunadamente, el control es más fácil cerca de la fuente en donde los movimientos son más fuertes, antes de que las características atenuantes del medio hayan ejercido su influencia total. Esto es muy importante cuando se trata ya sea con estructuras o con los humanos que ocupan las estructuras. Si una vibración puede ser diseñada para evitar el alcance de frecuencia que incluye la frecuencia sonora de una estructura dada, se puede permitir la vibración con una mayor intensidad sin peligro de riesgos. Un diseño similar puede ser utilizado para reducir las reacciones públicas desfavorables. El escritor ha notado que las personas reaccionaran más desfavora-

The first part of the document is a letter from the Secretary of the
 Board of Education to the Board of Directors of the
 Board of Education. The letter is dated 1911 and is
 addressed to the Board of Directors of the Board of
 Education. The letter is signed by the Secretary of the
 Board of Education. The letter is a copy of the original
 letter. The letter is a copy of the original letter.



blemente a vibraciones de extensiones grandes con duración larga, que a extensiones bajas, con vibraciones de corta duración de la misma intensidad. Es posible que esta sensibilidad se vea aumentada en la esfera de la frecuencia baja de 3 a 10 hertz, lo cual coincide con las frecuencias sonoras típicas de los humanos.

El diagrama 2 muestra los datos sobre reacciones típicas obtenidos por el autor (1970) en operaciones de voladuras a profundidad. En éste diagrama, la velocidad de partícula máxima está marcada comparada con la distancia graduada, en donde dicha distancia es la distancia real en pies, dividida por la raíz cuadrada del peso de la carga por demora. La cifra se basa en datos obtenidos a través de muchos años en por lo menos cien proyectos, en los cuales existían muchas y diferentes condiciones geológicas, y en los cuales se utilizaron muchos y diferentes métodos de voladuras. Como un ejemplo de dispersión de datos, los datos de un proyecto de voladura en una carretera fueron seleccionados para preparar la gráfica que se muestra en el diagrama 3. La roca variaba desde basalto duro, denso y columnario, hasta basalto vesicular altamente laminado, y moderadamente denso, así como también basalto de fácil rompimiento y escoriación. La profundidad de los agujeros para la detonación variaron de 3 a 45 pies. Las cargas por agujero variaron de una fracción de una libra hasta 125 libras. Las cargas por demora variaron de 30 libras hasta 1200 libras. En la gráfica se encuentran marcados los resultados de 44 sismogramas obtenidos sobre el proyecto. Aunque las condiciones sobre éste proyecto eran altamente variables, dichas



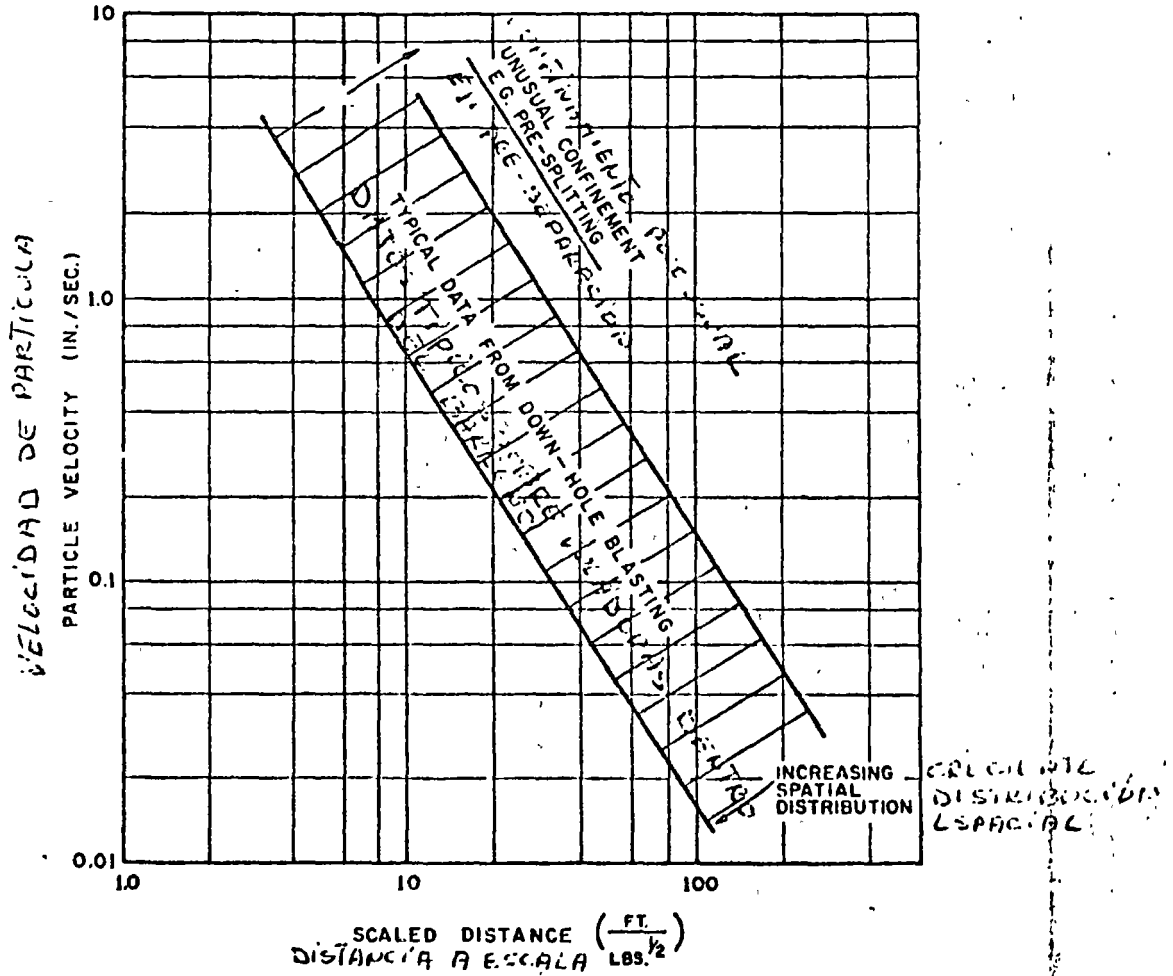
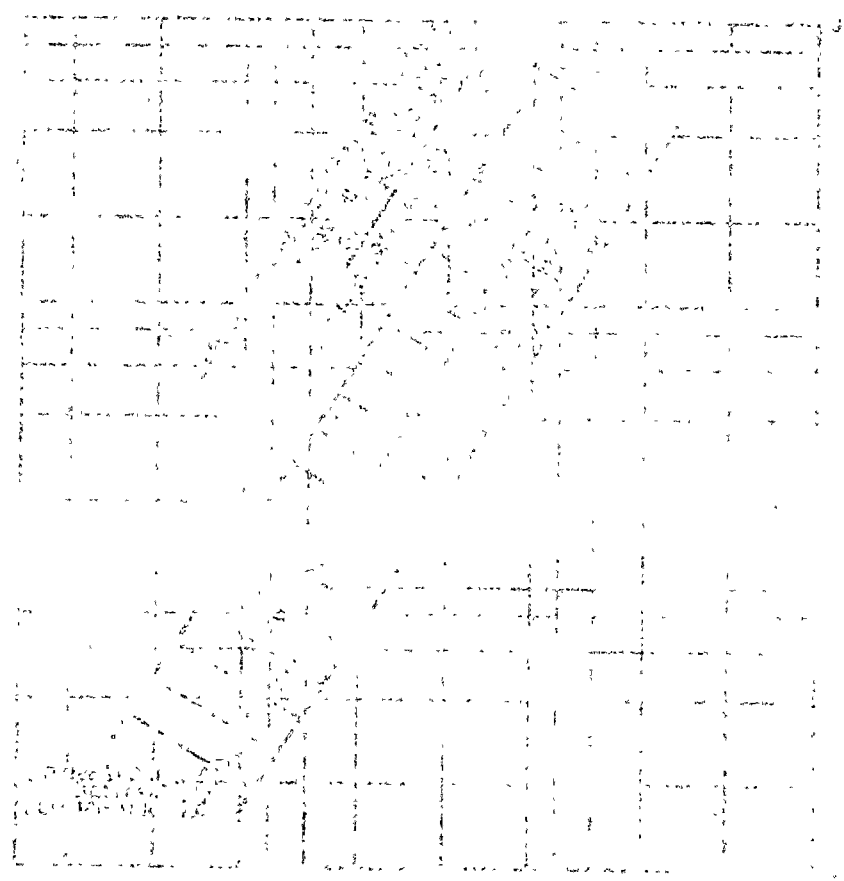


FIGURE 2. Ground response to blasting
 REACCION TERRESTRE A LA VOLADURA

STATE OF CALIFORNIA - DEPARTMENT OF WATER RESOURCES - DIVISION OF WATER CONSERVATION

PLANNING REPORT

SE



1. Dam Structure
2. Foundation
3. Abutment
4. Spillway
5. Outlet Works
6. Access Road
7. Power House
8. Tail Race
9. Fish Ladder
10. Sedimentation Basin
11. Intake Structure
12. Conduit
13. Surge Tank
14. Control Structure
15. Outlet Canal
16. Distribution System
17. Irrigation System
18. Flood Control System
19. Recreation System
20. Other Uses

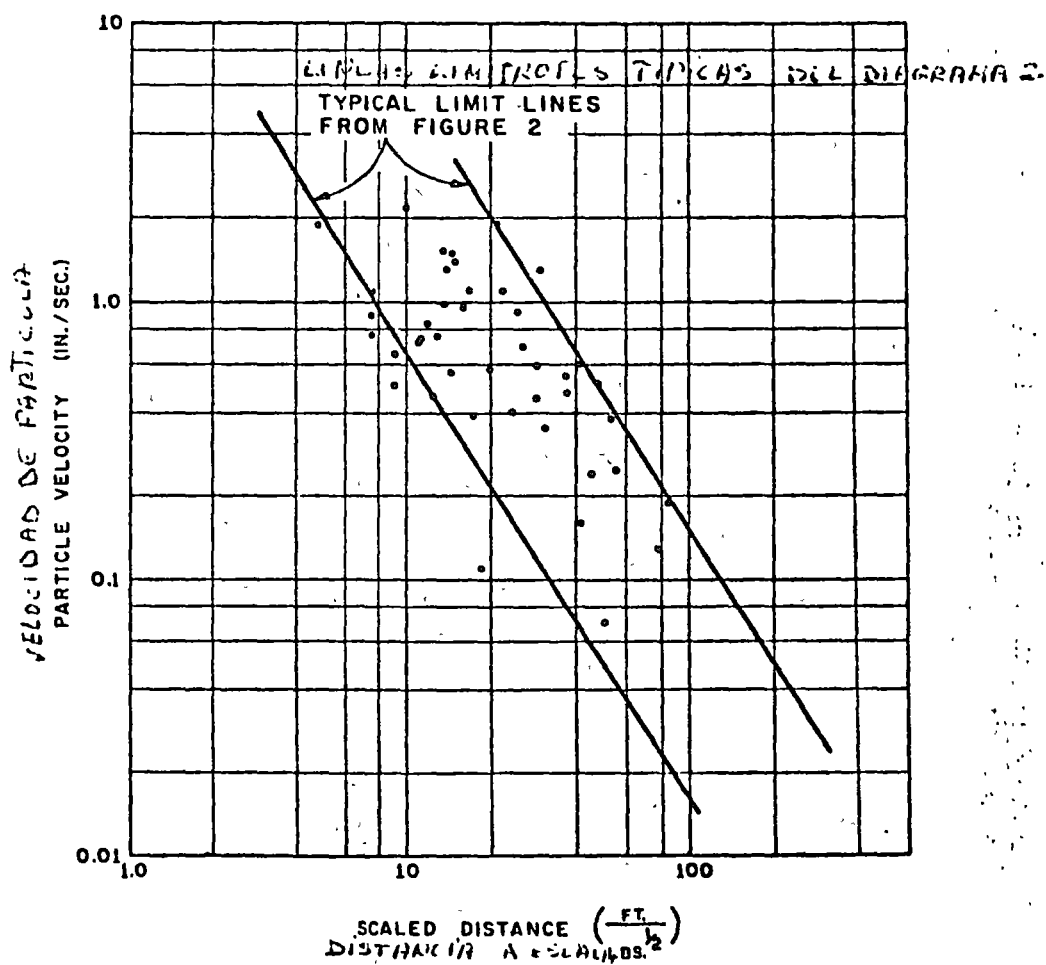
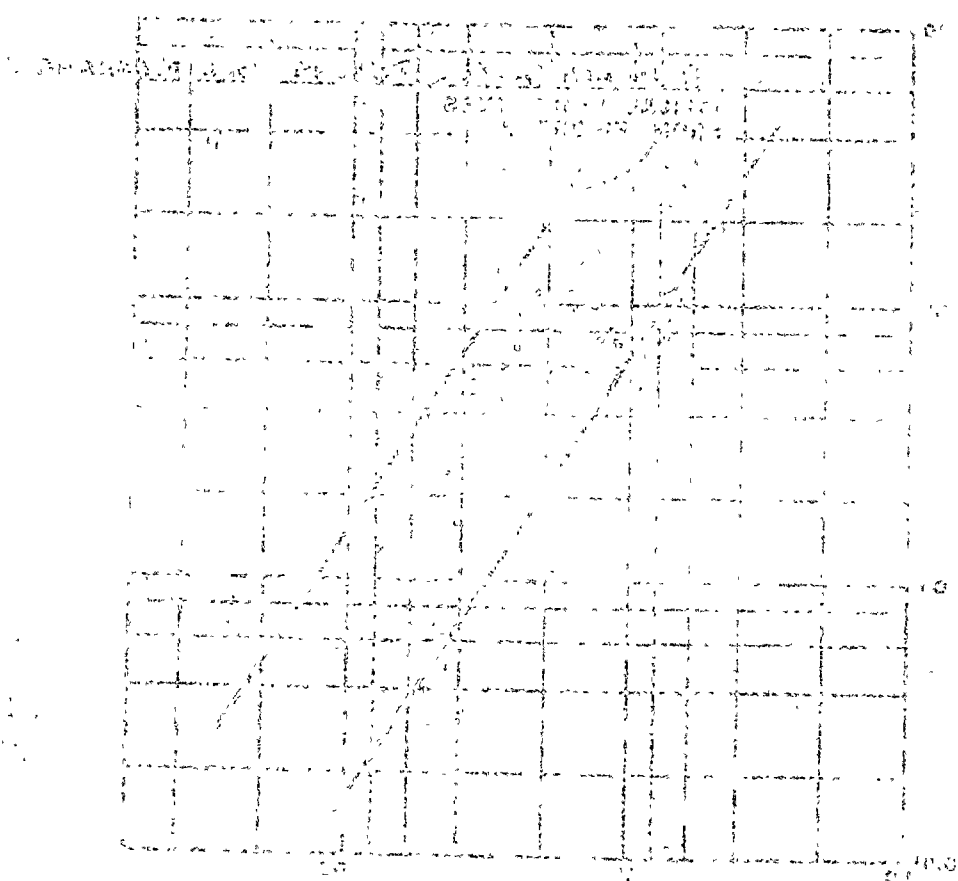


FIGURE 3. Vibration data from Highway Project
DATOS SOBRE LA VIBRACION EN UN PROYECTO DE CARRETERA

10

UNITED STATES



SECTIONAL VIEW OF THE

SECTIONAL VIEW OF THE

SECTIONAL VIEW OF THE

SECTIONAL VIEW OF THE

variaciones no son raras en proyectos de caminos.

Los diagramas 2 y 3 muestran por lo menos el orden de la magnitud de dispersión en los datos. Condiciones extrañas podrían producir una dispersión aún mayor. Esta dispersión sugiere otras variables aparte de la distancia y la carga por demora. La experiencia al observar los efectos de las muchas variables involucradas en operaciones de voladuras típicas, hace posible no solo el predecir los efectos con mayor exactitud, sino que también permite su control. Normalmente, los factores de distancia y medio ambiente geológico están más allá del control del usuario de los explosivos, pero sin embargo se pueden controlar varias características del diseño de voladura.

CONTROL DE VIBRACION

A primera instancia, una solución simple para el control de la vibración por voladuras podría ser simplemente el hacer estallar cargas más pequeñas, siempre y cuando pudieramos ignorar el costo mayor de éste procedimiento. En realidad, ésta solución a menudo no es satisfactoria. El escritor se encuentra familiarizado con casos en donde éste enfoque presentó un incremento en las quejas y en las demandas por daños, aparentemente debido a que un número mayor de detonaciones individuales tuvieron que ser llevadas a cabo durante un período de tiempo mayor. La experiencia de éste tipo nos conduce a la conclusión de que la duración de un proyecto y la frecuencia de las voladuras son casi tan importantes como el nivel de efectos físicos, como se ilustra en el diagrama 4. Idealmente, deberíamos tratar

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. The text also mentions the need for regular audits to ensure the integrity of the financial data.

In the second section, the author details the various methods used for data collection and analysis. This includes the use of specialized software tools and manual verification processes. The goal is to ensure that the data is both reliable and comprehensive.

The third part of the document focuses on the implementation of internal controls. It describes how these controls are designed to prevent errors and fraud, while also ensuring that the organization's resources are used efficiently.

Finally, the document concludes with a summary of the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and improvement of the financial reporting system.

CONCLUSION

The findings of this study indicate that a robust financial reporting system is essential for the success of any organization. By implementing the recommended practices, companies can significantly reduce the risk of financial misstatements and improve their overall financial health.

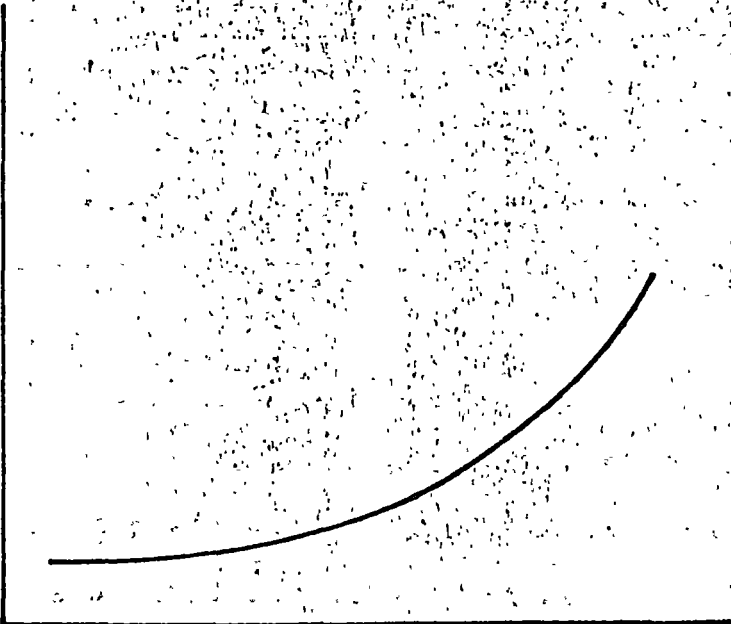
It is recommended that management should prioritize the investment in quality control systems and ensure that all employees are adequately trained. Regular communication and reporting are also crucial for maintaining transparency and accountability.

The study also highlights the need for a strong internal control environment. This involves the establishment of clear policies and procedures, along with a culture of integrity and ethical behavior.

In conclusion, the financial reporting process is a complex but vital function. With the right tools, processes, and mindset, organizations can achieve accurate and timely financial information, which is essential for informed decision-making and long-term success.

NUMERO DE QUEJAS Y/O RECLAMACIONES POR DIA

NUMBER OF COMPLAINTS
AND/OR DAMAGE CLAIMS



- A) INCREASING LEVEL OF PERCEPTIBLE PHYSICAL EFFECTS
(VIBRATION, NOISE, SECONDARY SOUND EFFECTS)
- B) INCREASING DURATION OF PROJECT
- C) INCREASING FREQUENCY OF BLASTS

FIGURE 4. Public response to blasting operations
REACCION PUBLICA A LAS OPERACIONES DE VOLADURAS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DIVISION OF THE PHYSICAL SCIENCES
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5708 SOUTH CAMPUS DRIVE
CHICAGO, ILLINOIS 60637
TEL: 773-936-3700
FAX: 773-936-3700
WWW: WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU

simultáneamente de reducir el nivel de vibraciones y sin embargo incrementar el tamaño de las voladuras para que en esa forma se detonaran menos voladuras. Estas dos metas podrían parecer mutuamente exclusivas, pero aún cuando los detonadores eléctricos están siendo utilizados, y el número de demoras se encuentra restringido, generalmente, el patrón de voladuras puede ser arreglado en tal forma, que algún tipo de dispersión de tiempo o espacial se encuentre involucrada, permitiendo en ésta forma que el número de cargas aumente. La medida más simple sería una secuencia repetitiva de demoras en una sólo línea con el curso de acción lejos del punto de control. Debido a la diferencia en tiempos de desplazamientos, virtualmente no existirá efecto aditivo alguno en el punto de control desde los impulsos generados simultáneamente desde distancias diferentes.

Las cuatro variables más importantes que pueden ser utilizadas en la limitación de vibraciones terrestres, y los factores utilizados para controlar estas variables, son los siguientes:

Control de Vibración Terrestre

(1) Dispersión del tiempo

secuencia de demoras convencional

secuencia de demoras dispersivas

dispersión del tiempo de detonación

dispersión del tiempo de desplazamiento

(2) Dispersión Espacial

orientación

configuración geométrica



(3) Concentración de la Carga

- tamaño del barreno
- profundidad del ascensor
- distribución de la carga

(4) Limitación de la Carga

- peso
- intervalos
- factor pólvora

El riesgo ocasional a las estructuras que se encuentran cerca de las operaciones de voladuras puede ser evitado técnicamente sin mucha dificultad. En la mayoría de los proyectos importantes de hoy en día, las especificaciones requieren usualmente el control de la voladura así como el apego a los niveles de vibración conservativamente seguros. Bajo tales circunstancias, el daño es muy improbable.

REACCION HUMANA

Una simple declaración referente al peligro potencial que ocasionan las vibraciones a las estructuras no comienza a describir y no satisface el problema general de las voladuras en áreas pobladas. Paradojicamente, la parte más seria del problema no es la estructural, aunque es la que generalmente se piensa. La dificultad primordial es la sensibilidad que tienen las personas hacia los sonidos y las vibraciones, así como su falta de conocimiento sobre las fuerzas físicas estáticas (no vibratorias) normales, que se encuentran involucradas dentro de sus vidas dia-

1. The first part of the report
 2. The second part of the report
 3. The third part of the report
 4. The fourth part of the report
 5. The fifth part of the report
 6. The sixth part of the report
 7. The seventh part of the report
 8. The eighth part of the report
 9. The ninth part of the report
 10. The tenth part of the report

The following table shows the results of the experiments conducted over a period of six months. The data indicates a significant increase in productivity when the new method was implemented, particularly in the areas of time management and resource allocation. The results are consistent across all departments, suggesting a widespread benefit from the changes.

Dr. J. K. Smith

The following table shows the results of the experiments conducted over a period of six months. The data indicates a significant increase in productivity when the new method was implemented, particularly in the areas of time management and resource allocation. The results are consistent across all departments, suggesting a widespread benefit from the changes.

rias, y que actúan sobre las estructuras en la comunidad. En consecuencia, debemos dedicar por lo menos el mismo período de tiempo al estudio de las personas, como lo hacemos con el estudio de las estructuras.

Uno de los primeros estudios sobre la reacción humana por el movimiento, fueron hechos por Reiher y Meister en 1931. Ellos produjeron vibraciones continuas a una plataforma de 4 x 6 pies, que se encontraba suspendida libremente. Las vibraciones se encontraban dentro de los límites de vibración de 3 a 70 hertz, en una extensión de 0.00004 pulgadas. Entre otras cosas, ellos notaron que una persona que se encuentra de pie es más sensible al movimiento vertical, y que una persona que se encuentra acostada es más sensible al movimiento horizontal, perpendicular al eje largo de su cuerpo. Todos los sujetos pudieron detectar fácilmente un movimiento que sería sólo 1/100 del nivel de precaución para las estructuras.

Crandell (1949) repasó estos datos y resumió sus conclusiones con respecto a la reacción de los humanos comparada con la de las estructuras (diagrama 5). El llegó a la conclusión de que una persona normal consideraría a una vibración como "grave" en cerca de 1/5 del nivel que pudiera dañar a las estructuras.

Más recientemente, Rathbone (1963) presentó tres categorías de reacciones humanas a la vibración, después de un estudio hecho en varias fuentes de información. Bollinger (1970) se encontró más en el tema. El diagrama 6 muestra la parte de los datos de Rathbone que se encuentran dentro de los límites de frecuencia



VIBRACIONES EN AREAS URBANAS

URBAN BLASTING

37

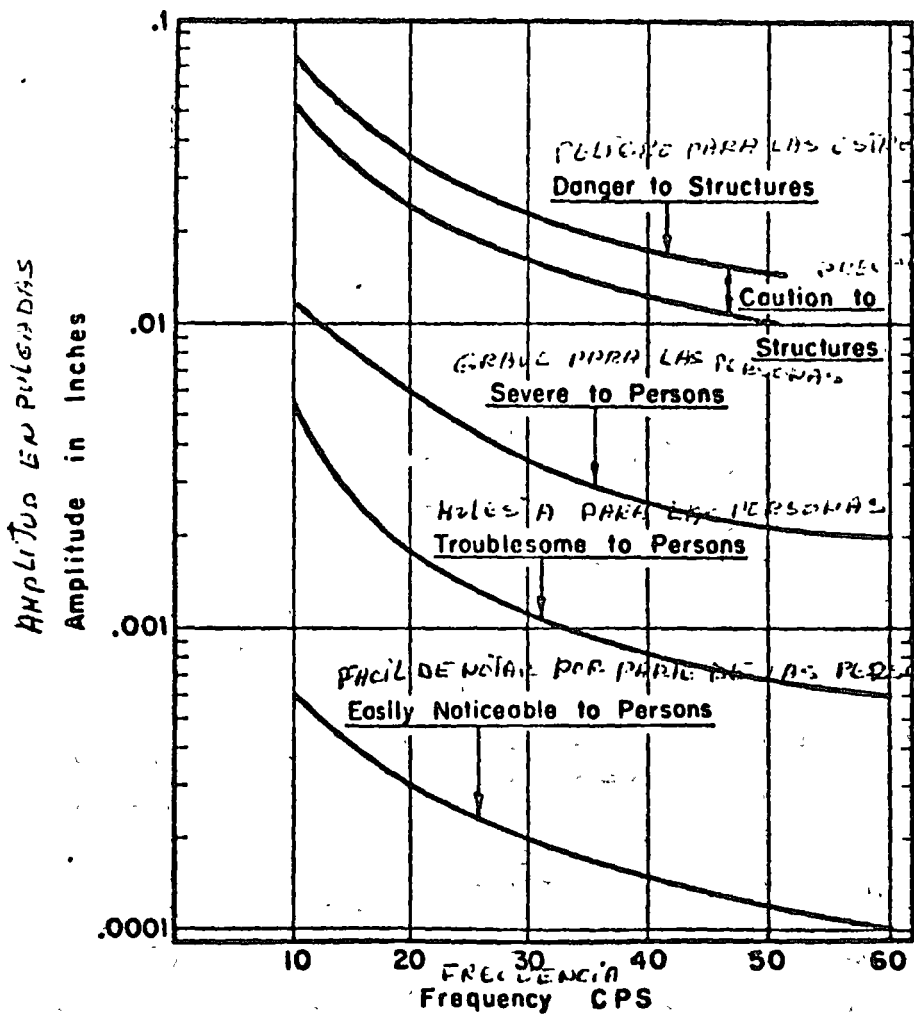
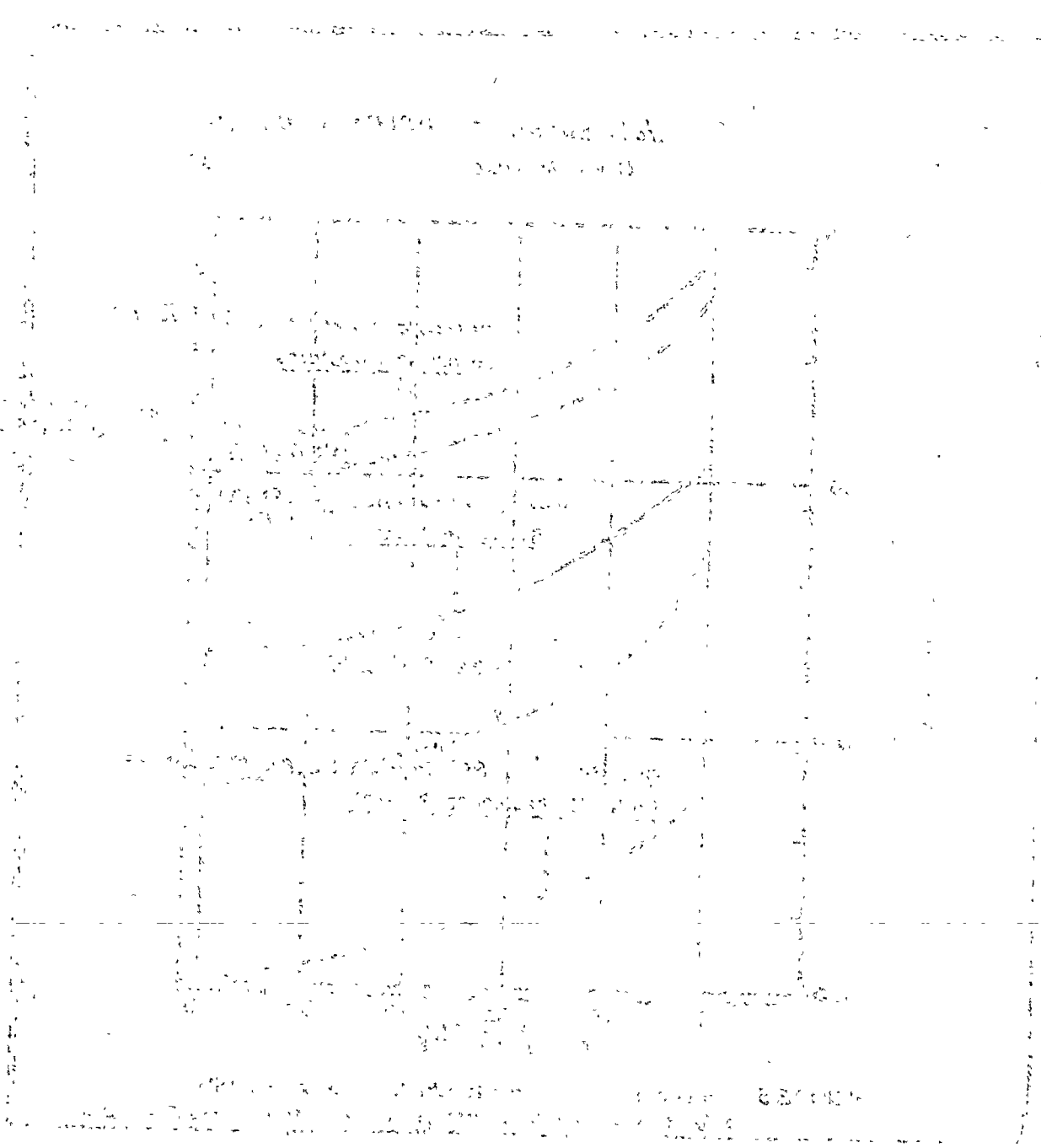


FIGURE 5. Level of human response to vibration (After Crandell)

NIVEL DE REACCIÓN HUMANA A LA VIBRACION



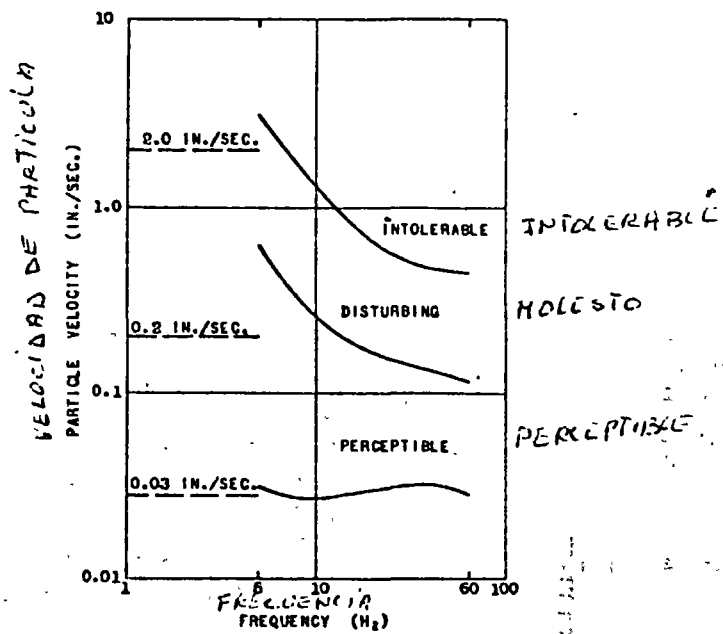


FIGURE 6. Human response to vibration (After Rathbone)
REACCION HUMANA A LA VIBRACION

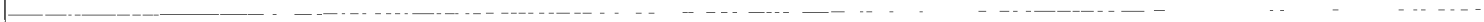


de 5 a 60 hertz.

En éste campo de frecuencia, los datos de ratbone muestran una casi constante velocidad para el nivel "Perceptible", mientras que los niveles de "Preocupación" e "Intolerables", se encuentran sujetos a la frecuencia.

La presentación de Crandell de los datos de Reiher y Feister muestra los valores para la curva de "Perceptible Fácilmente", que daría una velocidad de partícula constante de 0.038 pulgadas por segundo dentro de los límites de frecuencia de 10 a 60 hertz. En forma similar, la curva de "Grave para las personas" daría un valor casi constante de cerca de 0.7 pulgadas por segundo.

Dentro de los límites de frecuencia de vibraciones de voladuras típicas de muy corta duración, el punto inicial de perceptibilidad del movimiento no parece variar mucho con la frecuencia, pero si varía considerablemente entre los individuos. En el caso de detonaciones pequeñas, varía considerablemente con la duración. Aunque la dependencia del tiempo parece evidente para un observador con experiencia en voladuras, todavía no se ha establecido una relación cuantitativa por medio del experimento controlado. Más aún, tales experimentos no serían especialmente fructíferos en la solución para los problemas de voladuras, debido a que otros factores complejos acompañan al juicio del observador. Sin embargo, los resultados de las pruebas con vibraciones continuas son de algún beneficio para un observador sin experiencia. Con sólo el movimiento, los resultados de los



experimentos sobre la reacción a las vibraciones continuas son más o menos conservadores. Dependiendo de la duración de la vibración momentánea, la reacción puede variar de cerca de la mitad del nivel de reacción a las vibraciones continuas, hasta un nivel casi igual al de las vibraciones continuas.

Por lo tanto, las personas son más o menos la mitad de sensibles al movimiento de muy corta duración en cuanto a un movimiento continuo, si el movimiento no se encuentra acompañado por sonidos u otros efectos que pudieran influenciar la reacción humana fisiológica o psicológica.

Una reacción objetiva de un voluntario humano a un movimiento continuo y silencioso, no es suficiente ayuda para explicar los extremos aparentes de sensibilidad presentados por propietarios de casas subjetivos, que responden tanto al movimiento como a los efectos del sonido de las operaciones de voladuras cercanas, encontrándose dentro de sus propias casas.

En la práctica real, todas las reglas para pronosticar las reacciones al movimiento se desbaratan, cuando efectos de sonido acompañan al movimiento, y el movimiento es de corta duración. En tales casos, una persona normal forma un juicio basado principalmente en estas reacciones sico-acústicas, y generalmente no se encuentra consciente de la diferencia tan importante entre las características del movimiento en sí, y los efectos de sonido que pudieran acompañar al movimiento. Un tipo de efecto de sonido es producido por una voladura que genera un ruido muy fuerte en el lugar de la explosión. Tal voladura es considerada a menudo

The first part of the document is a letter from the Secretary of the State to the Governor, dated the 10th day of January, 1862. The letter is addressed to the Governor and is signed by the Secretary of the State. The letter contains the following text:

Sir, I have the honor to acknowledge the receipt of your letter of the 9th inst. in relation to the application of the State of New York for the admission of the State of New York to the Union. I have the honor to inform you that the same has been forwarded to the proper authorities for their consideration.

I am, Sir, very respectfully, your obedient servant,

J. B. Thompson, Secretary of the State.

The second part of the document is a report from the Secretary of the State to the Governor, dated the 10th day of January, 1862. The report is addressed to the Governor and is signed by the Secretary of the State. The report contains the following text:

Sir, I have the honor to acknowledge the receipt of your letter of the 9th inst. in relation to the application of the State of New York for the admission of the State of New York to the Union. I have the honor to inform you that the same has been forwarded to the proper authorities for their consideration.

I am, Sir, very respectfully, your obedient servant,

J. B. Thompson, Secretary of the State.

The third part of the document is a report from the Secretary of the State to the Governor, dated the 10th day of January, 1862. The report is addressed to the Governor and is signed by the Secretary of the State. The report contains the following text:

Sir, I have the honor to acknowledge the receipt of your letter of the 9th inst. in relation to the application of the State of New York for the admission of the State of New York to the Union. I have the honor to inform you that the same has been forwarded to the proper authorities for their consideration.

I am, Sir, very respectfully, your obedient servant,

J. B. Thompson, Secretary of the State.

do como grave y dañina, aún cuando el daño no ocurriera y el movimiento no fuera perceptible. Para el profano común, el fuerte ruido en sí es suficiente para probar la gravedad. Similarmente, una voladura puede encontrarse acompañada por una onda de aire imperceptible que tiene energía suficiente para hacer que ventanas y pueratas flojas traqueteen. El movimiento podrá ser imperceptible, pero se puede esperar que el ocupante del edificio juzgue la intensidad de la voladura por lo que escuchó. Dicho en forma simple, el piensa que el edificio está sujeto a fuertes vibraciones debido a que escuchó sonidos de las partes vibradoras de la estructura. El podrá no percatarse de que en realidad no sintió el movimiento, y puede deducir que el movimiento fue grave. Cuando la persona que escucha juzga se estaba moviendo violentamente, a menudo llega a la conclusión de que seguramente ésta habrá sufrido daños graves y procede a examinar la casa cuidadosamente buscando alguna señal del supuesto daño. Las vibraciones terrestres, independientes de las ondas de aire, pueden también causar efectos de sonido similares en un edificio, y aún un observador experimentado podrá verse imposibilitado de decir si los traqueteos y ruidos fueron el resultado de vibraciones terrestres o de ondas de aire. Estos efectos de sonido varían considerablemente de una estructura a otra. Un edificio de construcción antigua, con puertas y ventanas flojas, puede ser muy ruidoso; mientras que una estructura de mampostería adyacente, con puertas bien cerradas y ventanas de bisagras herméticas, no traqueteará. Por lo tanto, los observadores en estos edificios probablemente reaccionarán en forma diferente a la misma

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

voladura, aunque el movimiento terrestre y el movimiento estructural en general en ambos lugares fuera el mismo.

Otro tipo de efecto de sonido es escuchado comunmente en lugares en donde son detonados explosivos pequeños en algún lugar cercano, y en donde la roca se encuentra cubierta sólo con una sobrecarga poco profunda. Aquí el sonido es una vibración de alta frecuencia atravezando la roca y llegando a la estructura. El sonido generado es el de un impacto descrito a menudo, como si algún objeto pesado golpeará al edificio violentamente. Aún cuando el observador se encuentre afuera de la estructura, el puede escuchar el sonido cuando atraviesa la roca y la tierra que se encuentra debajo de sus pies. Estos diferentes efectos de sonidos generalmente influyen a las personas, quizá aún más que la misma intensidad del movimiento que pudiera haber sucedido.

En un esfuerzo para suministrar un resumen de las experiencias anteriores en forma gráfica, el escritor presenta en el diagrama 7, una guía simplificada para pronosticar las reacciones humanas a las vibraciones y a los efectos de voladuras. Normalmente, las reacciones a las diferentes explosiones en un proyecto varían ampliamente, y cualquier explosión, no importa que tan pequeña o lejana sea, podrá traer consigo una demanda por daños. Sería ideal si las voladuras pudieran mantenerse a un nivel al cual nadie podría considerar como dañino potencialmente. Esto no parece ser posible en una área muy poblada. Aún cuando el usuario de los explosivos tratara de operar más abajo del nivel nor-

The first part of the document discusses the general principles of the law of contract, which are based on the freedom of contract and the sanctity of contracts. It states that every contract is binding and enforceable, provided it is made voluntarily and with full understanding of the terms.

The second part of the document deals with the formation of a contract, which requires an offer, acceptance, and consideration. It also discusses the capacity of the parties to enter into a contract and the intention to create legal relations.

The third part of the document covers the discharge of a contract, which can occur through performance, agreement, frustration, or breach. It also discusses the remedies available for breach of contract, such as damages, specific performance, and injunctions.

The fourth part of the document discusses the law of tort, which deals with civil wrongs that cause harm to an individual. It covers the elements of negligence, strict liability, and intentional torts, as well as the defenses available to a defendant.

The fifth part of the document discusses the law of property, which deals with the rights of individuals in land and personal property. It covers the concepts of ownership, possession, and the various interests in land.

The sixth part of the document discusses the law of trusts, which is a branch of equity that deals with the relationship between a settlor, a trustee, and a beneficiary. It covers the creation, administration, and termination of trusts.

The seventh part of the document discusses the law of succession, which deals with the distribution of a person's estate upon their death. It covers the rules of intestacy and the requirements for a valid will.

The eighth part of the document discusses the law of evidence, which deals with the rules governing the admission and use of evidence in court proceedings. It covers the concepts of relevance, materiality, and the burden of proof.

The ninth part of the document discusses the law of procedure, which deals with the rules governing the conduct of legal proceedings. It covers the various stages of a lawsuit, from filing a claim to the final judgment.

The tenth part of the document discusses the law of remedies, which deals with the various ways in which a court can enforce its judgments. It covers the concepts of damages, specific performance, and injunctions.

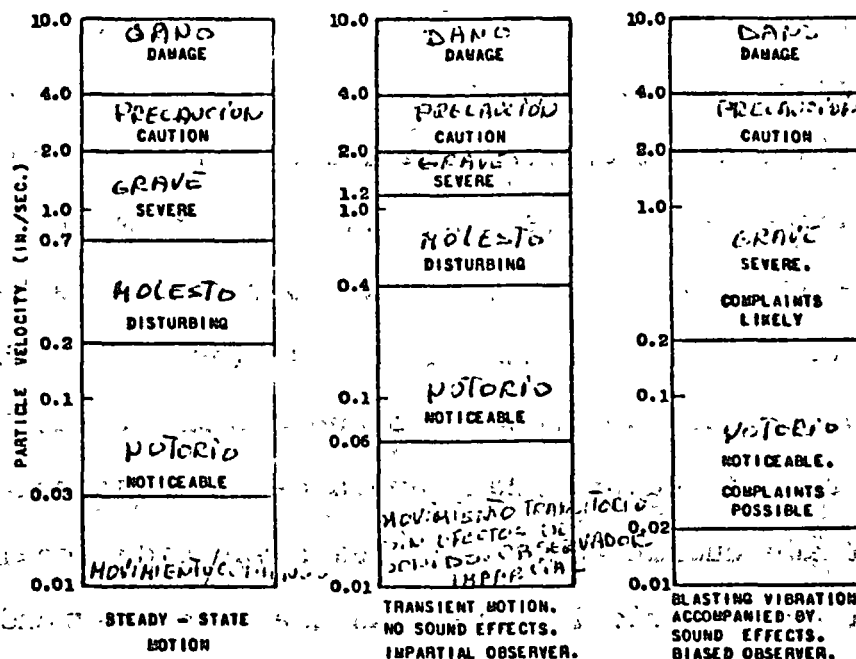


FIGURE 7. Recommended simplified guide for predicting human response to vibrations and blasting effects

POSIBLES QUEJAS
 VIBRACION = POR VELOCIDAD ACOMPAÑADA POR EFECTOS DE SONIDO OBSERVADOR PARCIAL

GUIA SIMPLIFICADA RECOMENDADA PARA PREDICAR LAS REACCIONES HUMANAS A LAS VIBRACIONES Y A LOS EFECTOS DE LAS VOLADURAS

41-10000



Handwritten header text, possibly a title or date, located at the top of the page.

Column 1	Column 2	Column 3
Handwritten entry 1.1	Handwritten entry 1.2	Handwritten entry 1.3
Handwritten entry 2.1	Handwritten entry 2.2	Handwritten entry 2.3
Handwritten entry 3.1	Handwritten entry 3.2	Handwritten entry 3.3
Handwritten entry 4.1	Handwritten entry 4.2	Handwritten entry 4.3
Handwritten entry 5.1	Handwritten entry 5.2	Handwritten entry 5.3
Handwritten entry 6.1	Handwritten entry 6.2	Handwritten entry 6.3
Handwritten entry 7.1	Handwritten entry 7.2	Handwritten entry 7.3
Handwritten entry 8.1	Handwritten entry 8.2	Handwritten entry 8.3
Handwritten entry 9.1	Handwritten entry 9.2	Handwritten entry 9.3
Handwritten entry 10.1	Handwritten entry 10.2	Handwritten entry 10.3



Handwritten text block, possibly a summary or notes, located below the first table. It contains several lines of text, some of which are partially obscured by the table's structure.

Handwritten text block, possibly a second summary or notes, located below the second table. It contains several lines of text.



Small handwritten mark or signature at the bottom left corner of the page.

mal perceptible, pues el costo de éste esfuerzo sería prohibitivo. Más aún, las demandas por daños han sido hechas aún antes de que la primera carga haya sido detonada. Cuando el ocupante de un edificio siente algún movimiento, o escucha un sonido que le hace pensar que ha ocurrido algún daño, o piensa, erróneamente que la voladura ya ha tenido lugar, es posible que examine su casa cuidadosamente buscando señales de daños, y muy frecuentemente se convence a si mismo de que el daño ocurrió en realidad. Esto sucede porque desconoce el estado real de su casa antes de hacer su inspección. Una persona que haya estado limpiando, pintando, o reparando su propia casa deberá tener una buena idea de las cuarteaduras existentes tanto en el concreto como en el yeso, así como de otros defectos, pero la experiencia nos ha enseñado que las cosas no son así. Las encuestas llevadas a cabo antes de alguna voladura nos han demostrado que son muy raras las personas que tienen aunque sea una idea remota de la existencia de dichos defectos. Y aún cuando estos defectos hayan sido localizados y medidos, al propietario le parecieran que se han agrandado, y tendrán que volverse a medir para descubrir que no han sufrido cambio alguno.

Otra frustración involucrada con la observación de las estructuras, especialmente si se encuentra involucrado un período de tiempo largo, es que existen otras fuerzas que dañan a la estructura, y las cuarteaduras continúan apareciendo y creciendo debido a otras causas aparte de la voladura. Aún cuando no haya voladura alguna, un edificio que tenga 30 años de construido se-



guramente tendrá más cuarteaduras que un edificio que tenga 10 años de construido, el cuál a su vez, tendrá más cuarteaduras que un edificio nuevo. Un estudio cuidadoso de los edificios muestra que muchas de las cuarteaduras no solo se presentan y crecen al pasar los años, sino que muchas de las cuarteaduras se extienden y contraen en base a un período de tiempo relativamente corto, debido a los cambios de temperatura y a la humedad. Como un ejemplo, el escritor notó una vez unos cambios en el ancho de unas cuarteaduras después de varios cambios de temperatura tanto en la mañana como en la tarde, en una capa de yeso que había sido aplicada a un nuevo tipo de aislamiento.

El problema sobre la reacción humana no es fácil de resolverse, pero ciertas medidas ayudan considerablemente. Una encuesta antes de la voladura previene al ocupante del edificio sobre la condición real del mismo, antes de la voladura, y esto ayuda a proteger al contratista contra demandas por daños injustificables. También se puede utilizar un poco del tiempo llevando a cabo buenas relaciones públicas, explicando unos cuantos hechos simples - tales como las leyes que gobiernan los límites de vibraciones, justificaciones por el trabajo, control de la vibración, y otros. - así como tratar de tranquilizar sobre alguna preocupación que pudiera existir.

Más aún, el contratista deberá aprovechar los nuevos desarrollos que se han logrado en el arte de las voladuras así como los nuevos procedimientos sobre el control de las vibraciones, para hacer que dichos efectos sean lo más aceptable posible dentro del

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..

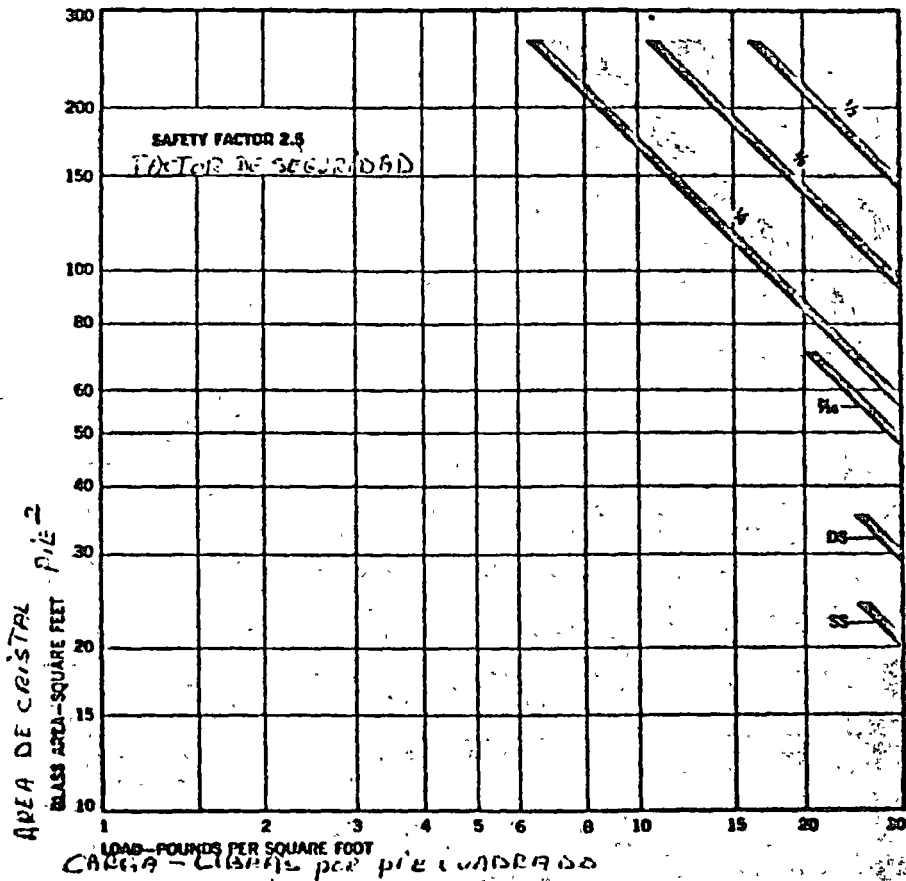
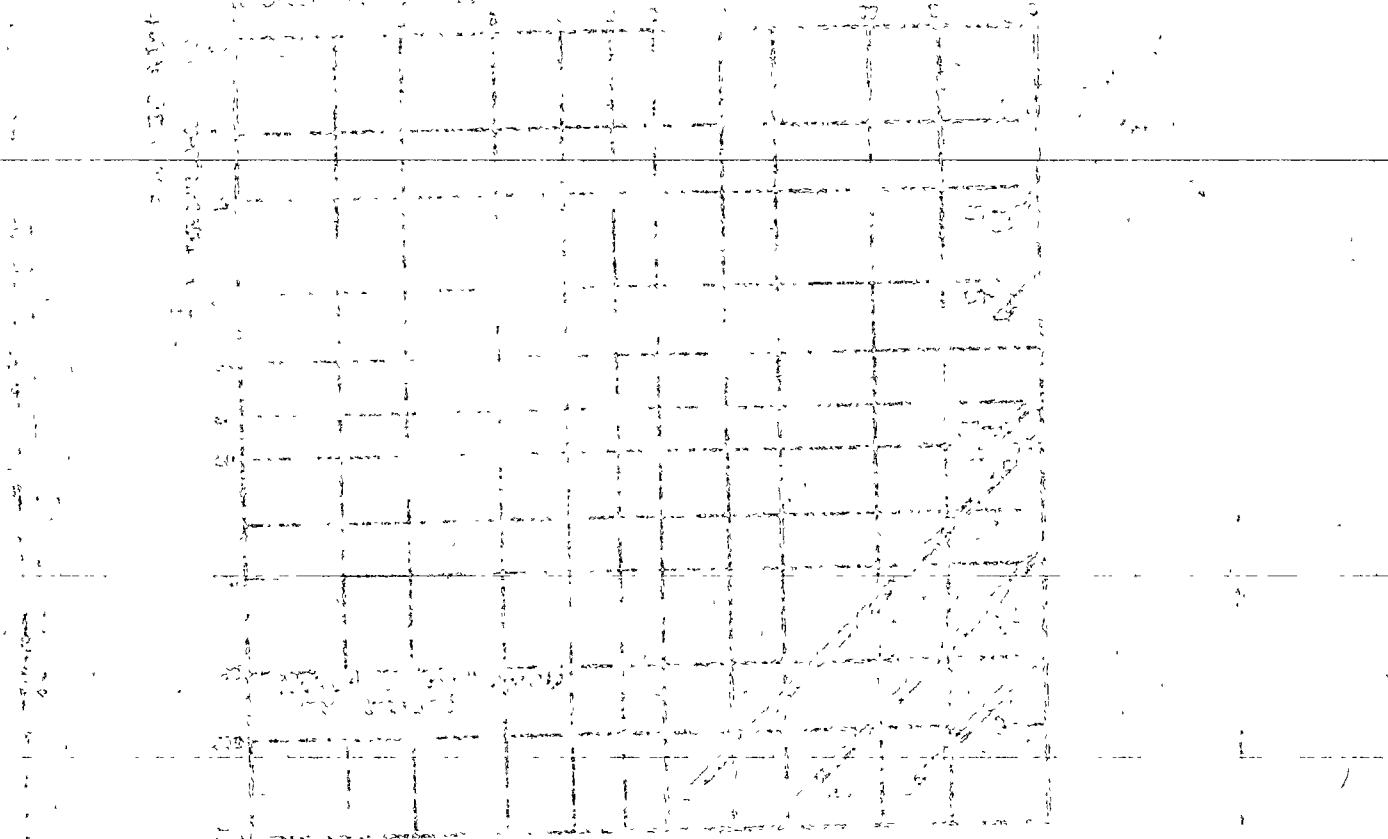


FIGURE 9. Plate and window glass to resist sonic boom
(From PPG Industries TSR-101)

PLACA Y VENTANAS DE CRISTAL PARA RESISTIR EL BOOM SONICO
(DE INDUSTRIAS PPG - TSR-101)

Handwritten text at the top of the page, possibly a title or header, which is mostly illegible due to fading and bleed-through.



Handwritten text centered below the grid, possibly a label or a note.

Handwritten text at the bottom of the page, possibly a footer or a concluding note.

marco de las especificaciones del trabajo y el precio razonable (p. 9). A su vez, es responsabilidad del ingeniero el informar a todos los licitadores de cuales serán los límites y los procedimientos generales que se pondrán en vigor, y cuál será la escala de esfuerzos prevista para las operaciones de voladuras. En ésta forma, todos los licitadores estarán en la misma posición con respecto a una licitación competitiva, y sin embargo, el público recibirá la consideración que sea posible, tanto física como económicamente razonable.

ONDAS DE AIRE

En operaciones de voladuras típicas por medio de agujeros, no es probable que las ondas de aire pongan en peligro las estructuras. Ocasionalmente, sin embargo, puede existir tal riesgo. Ejemplos de esto son las operaciones en las cuales se detonan cargas de superficie, en las cuales grandes cantidades de primacord se encuentran expuestas en la superficie, y en donde no se utiliza alguna forma de contención (tales como curvas en los túneles), o en donde la demolición es en la superficie. Tales operaciones causan rupturas de ventanas. Los cálculos sobre la solidez de las ventanas para resistir dichas fuerzas los dan las Industrias PPG (diagramas 8 y 9). Unas limitaciones más conservadoras son sugeridas en el Informe NO-65-18 de la Agencia de Aviación Federal SST (1965).

Aunque normalmente no existe ningún peligro estructural debido a las ondas de aire, el usuario de explosivos, en una operación a largo plazo y en una área muy poblada, deberá considerar

Handwritten text in the top section of the page, consisting of several lines of cursive script.



Handwritten text in the middle section of the page, continuing the cursive script.

Handwritten text in the lower middle section of the page, continuing the cursive script.



Handwritten text in the bottom section of the page, continuing the cursive script.



la influencia de las ondas de aire sobre la reacción pública general. Se pueden mantener buenas relaciones públicas planeando las operaciones de voladuras de acuerdo con las condiciones más favorables para reducir las presiones de las ondas de aire.

Los factores más importantes utilizados para el control de las ondas de aire son los siguientes:

Control de Ondas de Aire

1) Clima

Regional

Local

Trate de evitar

a) Isotermas

b) Inversiones de Temperatura

c) Cortes de Viento

d) Direcciones del Viento Desfavorables

2) Tiempo

Hora del Día

Evite las horas nocturnas u otras "tranquilas"

Día de la Semana

Evite fines de semana; días festivos

3) Producto

Por ejemplo, inicio eléctrico versus primacord

4) Contención

El incremento en el volumen de contención y la calidad reduce las presiones máximas

5) Demoras

El incremento en el número de demoras reduce las presiones máximas

6) Barreras o Dispositivos de Aislamiento

Por, ejemplo, cubiertas para los pozos, cubrir las líneas de primacord, etc.

CONCLUSION

Con el conocimiento actual referente a los efectos de las voladuras con explosivos, no es difícil establecer limitaciones conservadoras a estos efectos, para que el público no se encuentre en peligro, y las estructuras no sean dañadas. Sin embargo, dentro de ese sistema, todavía queda mucho por aprenderse acerca de la naturaleza exacta así como del comportamiento de estos efectos, y de los medios más apropiados para controlarlos, y el trato más adecuado del instrumental y de los datos teóricos. Cuando existen condiciones críticas en el campo, el éxito de la operación todavía depende en un grado considerable, de la habilidad y de la experiencia de las personas.

Los códigos, reglamentos, y leyes están siendo restringidos cada vez más, para dar mayor seguridad al público y evitar el uso no autorizado de los explosivos. A menudo las restricciones podrán ser excesivas debido a una reacción fuerte, causada por algún suceso anterior. Se espera que los temores del público aumenten en lugar de disminuir, y el usuario de explosivos deberá esperar que se presenten más demandas por daños, así como reclama-

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

ciones por molestias.

Aunque las personas son muy sensibles a los sonidos y a las vibraciones generadas por las operaciones de voladuras con explosivos, sin embargo son muy malos jueces en cuanto a lo que en realidad acontece. La experiencia demuestra que para el usuario de explosivos sería una buena inversión el llevar a cabo encuestas antes de las voladuras, así como el tratar de preparar al público para estas operaciones, aún antes de que éstas den comienzo. Además, un usuario de explosivos inteligente utilizará técnicas que harán menos notorias las explosiones, y en la misma forma evitará los daños estructurales.

REFERENCIAS

- Blume, John A., y Asociados, 1965, Los Efectos de la Explosión Sónica sobre el Comportamiento Estructural: SST Informe NO-65-18, Agencia de Aviación Federal.
- Bollinger, G.A., 1970, Análisis de Vibración por Voladuras: Manuscrito para la Sprengnether Instrument Company.
- Crandell, F.J., 1949, Vibración Terrestre debido a Voladuras y su Efecto sobre las Estructuras: Diario de la Sociedad de Ingenieros Civiles de Boston.
- Oriard, L.L., 1970, Efectos Dinámicos sobre las Rocas debidos a Operaciones de Voladuras: Slope Stability Seminar, Universidad de Nevada.
- Industrias PPG, 1969, Recomendaciones de Productos de Vidrio, Estructural: Informe Técnico de Servicio No. 101 de las



Industrias PPG. Pittsourgñ, Pa.

Rathbone, T.C., 1903, Sensibilidad Humana a la Vibración del
Producto: Ingeniería del Producto.

Reiher, H., y Meister, F.J., 1931, Die Empfindlichkeit des Mens-
chen gegen Erschütterungen (Sensibilidad Humana a la Vi-
bración): Forsch. Gebiete Ingenieurw, V. 2, N, p. 381-386.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It states that this is essential for ensuring the integrity of the financial system and for providing a clear audit trail.

2. The second part of the document outlines the various methods used to collect and analyze data. It emphasizes the need for consistency in data collection and the importance of using standardized procedures to ensure that the results are reliable and comparable.

3. The third part of the document describes the various techniques used to analyze the data. It includes a discussion of statistical methods and the use of computer programs to assist in the analysis. It also discusses the importance of interpreting the results of the analysis and the need to communicate these results clearly to the relevant stakeholders.

4. The final part of the document concludes by summarizing the key findings of the study and providing recommendations for future research. It emphasizes the need for continued research in this area and the importance of staying up-to-date on the latest developments in the field.

LEWIS L. ORIARD

Blasting Operations in the Urban Environment

INTRODUCTION

In recent times there has been great emphasis placed on pollution of the environment, on the quality of life, on the search for a refuge from daily urban stress, and on efforts to isolate the individual from intrusions of noise and vibration. Unfortunately, blasting operations produce unwanted sounds and vibration along with their beneficial effects. Because people are so sensitive to these sounds and vibrations, complaints and damage claims quite commonly arise within the range of perceptibility of these effects, even where no actual structural damage is done. The situation is likely to become even more critical in the future.

In some states, in the past, a plaintiff had to prove negligence to recover for a blast damage claim. The need to prove negligence is quickly disappearing and, in most instances, the explosives user is now held totally responsible for actual damages; he may be sued additionally in some states for punitive damages. With the present strong emphasis on environmental pollution, future explosives users will likely be subject to nuisance claims as well as structural damage claims.

In addition to the problems of blasting effects, the mere sale and use of explosives is becoming more and more restrictive. Manufacturers and users can expect demands for increased accounting for the location and ultimate use of all explosive items.

To face these various problems, explosives users should control all physical effects of blasting operations to prevent hazards either to structures or to people, and to reduce annoying effects to as low levels as possible.

Lewis L. Oriard is an Associate and Consulting Geophysicist with Woodward-Lundgren & Associates, Oakland, California.

Handwritten text at the top of the page, possibly a title or header.

Handwritten text, possibly a date or reference number.

Handwritten text, possibly a name or subject.

Handwritten text, possibly a date or reference number.

Main body of handwritten text, consisting of several lines of cursive script.

Second section of handwritten text, continuing the cursive script.

Final section of handwritten text at the bottom of the page.

VIBRATION CRITERIA

For several decades, various agencies, researchers, and consultants have gathered data from conventional blasting operations to study the effects of moderate vibration levels on typical structures. In addition, the author has observed the effects of unusually high vibration levels caused by blasting very close to a variety of structures. As a result, conservative levels can be established below which no hazard exists to structures. Above these levels, damage prediction for any particular structure is difficult, owing to the many static (non-vibratory) forces which may have developed stresses in it, and owing to the difficulty in ascertaining the exact strength of the structure or the various components of the structure.

In dealing with the problem, vibration criteria customarily are established for typical residential structures, or other relatively weak structures. Such levels then have a large factor of safety for engineered structures with greater strength.

The three most commonly measured or calculated quantities relating to vibration are displacement, particle velocity, and acceleration. Of these three, velocity appears to be most closely related to damage, in the frequency range of typical blasting vibrations. Consequently, velocity is most commonly used as a criterion in establishing vibration limits.

In recent years, a vibrational particle velocity of 2 inches per second has generally become accepted as a conservatively safe level for residential structures. For residential structures subjected to typical blasting vibrations, the writer would suggest the criteria shown in figure 1. This figure shows that minor damage may be expected above 4 inches per second and major damage above 8 inches per second.

At higher vibration levels it becomes more difficult to generalize, and it becomes increasingly important to analyze not only the strength of the structure in question but also to estimate the manner in which it is likely to respond to the type of vibration that will be imposed.

It is the writer's opinion that no single value of either displacement, velocity or acceleration can be used indiscriminantly as a criterion for limiting blasting vibrations, even though the use of particle velocity serves a useful purpose in the routine monitoring of blasting vibrations at low levels. Particle velocity appears to

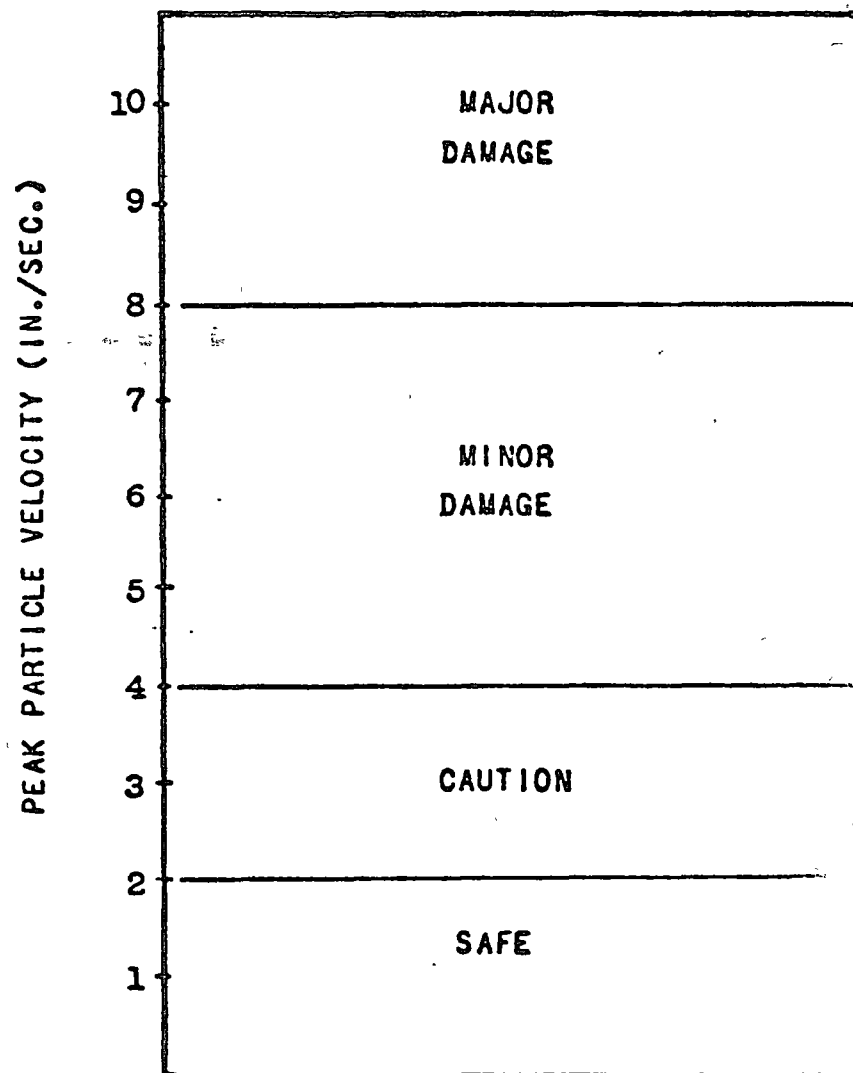


FIGURE 1. Recommended vibration criteria for residential structures

be more closely related to structural damage over a wider frequency range than does either displacement or acceleration. However, when we are dealing with high levels of shock and vibration, the time history of the motion and the characteristic response of the structure in question to the type of imposed motion becomes increasingly important. As an example, we might refer to some



structure with a slow response, such as a tall chimney or water tower. A vibration with large amplitude, low frequency, and long duration would come closer to the resonant response of the structure and would be more harmful than one with small amplitude, high frequency, and short duration, even though they might have the same acceleration or the same velocity. Because of the dependence of response on frequency, it appears that there is a need to accept conservative limits when applying single values of velocity or acceleration as criteria for different types of structures subjected to different kinds of motion. It is hoped that further research will result in the development of acceptable, simple field methods for refining the criteria under various conditions. Research efforts might reveal, for example, that some other function of vibration data could be used to express a single value that would be related best to the susceptibility to damage of a given structure over a wide frequency range. In support of this possibility, we might consider the structural effects of air-borne shock waves. Although intuition might suggest that damage would be a function of peak pressure, it is more closely related to impulse. Impulse is related not merely to peak pressure but to the factor of time over which the stress level is acting. This shows that the structure needs time to respond before damage can occur.

If additional research continues to support the concept of velocity criteria for blasting vibrations, it is suggested that the criteria can be refined by demonstrating the nature of the dependence on frequency.

In regard to engineering decisions that must be made now regarding close-proximity blasting, we can be more liberal with our criteria when we are dealing with low amplitude shocks and vibrations, with frequencies much higher than those of the structure or its components. As one example, the author is familiar with the case of an intake structure to an underground powerhouse in New Zealand which was undamaged although it was subjected to a high-frequency vibration with a particle velocity of 27 inches per second.

If a similar evaluation is made of high and low frequencies versus acceleration, it becomes even more obvious that an acceleration criterion becomes unacceptable over a wide range of frequencies. No harm need be expected at accelerations of many times

gravity in the range of very high frequencies. This can be confusing in the light of cases of severe damage that have occurred during earthquakes where accelerations at low frequencies may have been only a small fraction of gravity. For this reason, the author recommends that acceleration units not be used to express blasting vibration limits.

VIBRATION CHARACTERISTICS

With these preceding comments in mind, we can see considerable significance in several different characteristics of a vibration, not merely its velocity or acceleration. This is true of both structures and people. Thus, there is considerable value to correctly predicting the type of vibration that will be generated, and to controlling the vibration to some desired level and some desired characteristic.

Most vibrations recorded near typical blasting operations fall in the frequency range of 5 to 60 hertz. The type of vibration depends on such factors as the size of the mass set into vibration, the size of the explosive charge, the attenuation characteristics of the medium, and the distance from the blast. A small explosive charge generates a vibration with relatively high frequency and relatively low amplitude. A large explosive charge generates a vibration with relatively low frequency and relatively high amplitude. The waves attenuate with distance--the higher frequencies being better maintained in a dense rock medium. An unconsolidated medium quickly attenuates these waves and is characterized by the lower frequencies. Duration is increased with increasing size of charge, "softer" geology, and increasing number of intervals in the blasting pattern.

With only this much information, we can control the character and intensity of the vibration. Fortunately, control is easier near the source where motions are stronger, before the attenuation characteristics of the medium have exerted their full influence. This is quite important when dealing with either structures or the human occupants of structures. If a vibration can be designed to avoid the frequency range that includes the resonant frequency of a given structure, the vibration can be allowed to take place at a higher intensity with no fear of damage. A similar design can be



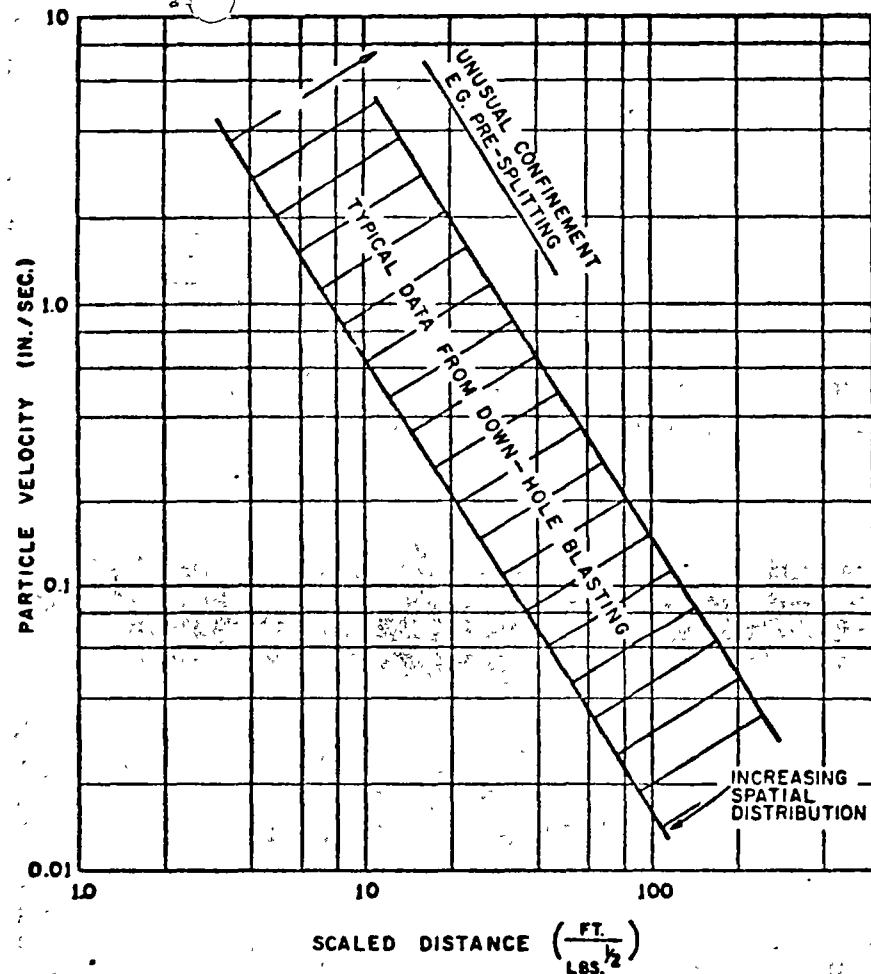


FIGURE 2. Ground response to blasting

used to reduce unfavorable public response. The writer has observed that people will react more unfavorably to large-amplitude vibrations of long duration than to low-amplitude, short duration vibrations of the same intensity. It is likely that this sensitivity is increased in the low-frequency range of 3 to 10 hertz, which coincides with typical whole-body resonant frequencies of humans.

Figure 2 illustrates typical response data gathered by the author (1970) from down-hole blasting operations. In this figure, peak particle velocity is plotted against scaled distance, where scaled distance is the actual distance in feet divided by the square root of

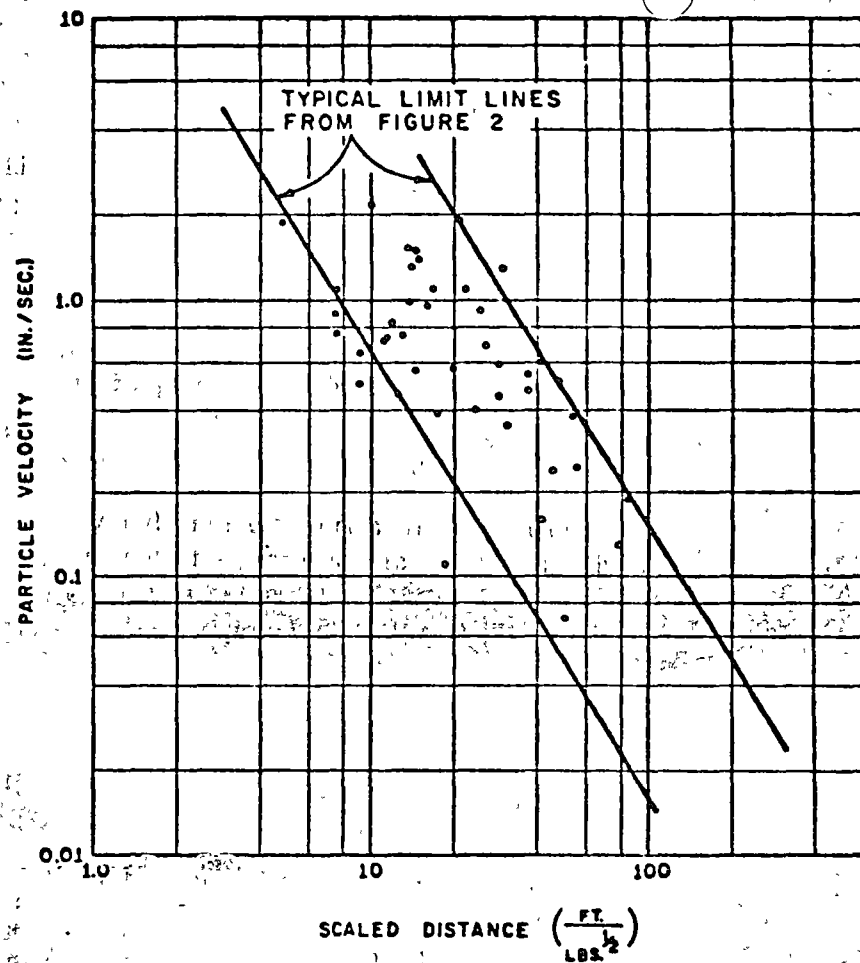
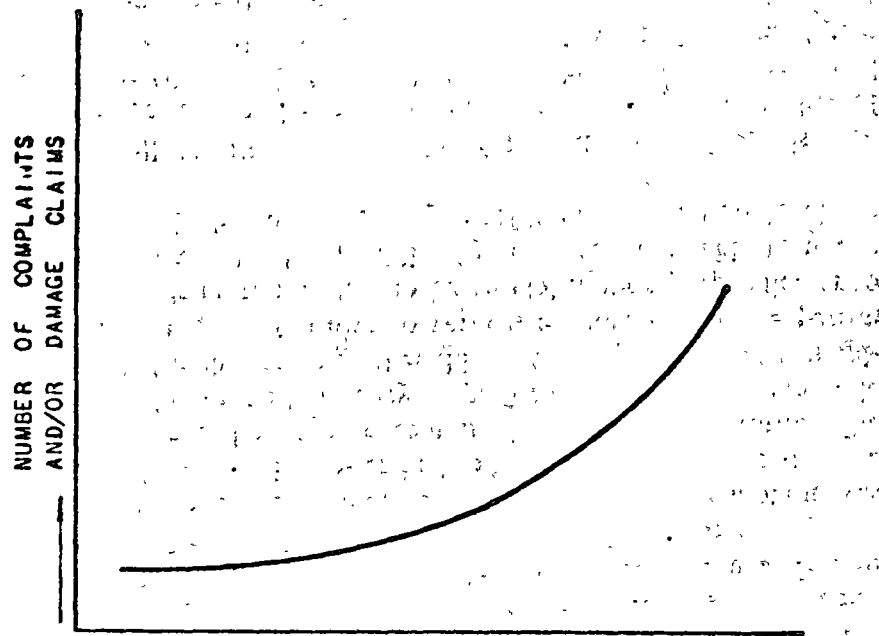


FIGURE 3. Vibration data from Highway Project

the charge weight per delay. The figure is based on data gathered over many years on at least a hundred projects where many different geological conditions existed and many different blasting methods were used. As an illustration of data scatter, data from a highway blasting project was selected to prepare the graph shown in figure 3. Rock varied from hard, dense, columnar basalt, to moderately dense, highly laminated, vesicular basalt to light, rip-pable, scoriaceous basalt. Depth of blast holes varied from 3 to 45 feet. Charges per hole varied from a fraction of a pound to about 125 pounds. Charges per delay varied from 30 pounds to





- A) INCREASING LEVEL OF PERCEPTIBLE PHYSICAL EFFECTS
(VIBRATION, NOISE, SECONDARY SOUND EFFECTS)
- B) INCREASING DURATION OF PROJECT
- C) INCREASING FREQUENCY OF BLASTS

FIGURE 4. Public response to blasting operations

about 1200 pounds. Plotted on the graph are the results of 44 seismograms obtained on the project. Although conditions on this project were highly variable, such variations are not rare on highway projects.

Figures 2 and 3 both show at least one order of magnitude scatter in the data. Rare conditions could produce even greater scatter. This scatter suggests other variables besides distance and charge per delay. Experience in observing the effects of the many variables involved in typical blasting operations makes it possible not only to predict the effects more accurately, but to control them as well. Normally, the factors of distance and geological environment are beyond the control of the explosives user, but several characteristics of the blast design can be controlled.

VIBRATION CONTROL

At first thought, a simple solution to blasting-vibration control might seem to be merely to set off smaller blasts, if we could ignore the increased cost of this procedure. Actually, this solution often is not satisfactory. The writer is familiar with cases where this approach yielded an increase in complaints and damage claims, apparently because many more individual blasts had to be detonated over a longer period of time. Experience of this type leads to the conclusion that the duration of a project and the frequency of occurrence of the blasts are nearly as important as the level of the physical effects, as illustrated in Figure 4. Ideally, we should try simultaneously to reduce the level of vibrations and yet increase the size of the blasts so that fewer blasts are detonated. These two goals might seem to be mutually exclusive, but even when electric blasting caps are being used and the number of delays is restricted, the blasting pattern can usually be arranged so that some form of time dispersion or spatial dispersion is involved, thus allowing the number of charges to be greatly increased. The simplest arrangement would be a repeating sequence of delays in a single line proceeding away from the point to control. Owing to the difference in travel times, there would be virtually no additive effect at the control point from pulses generated simultaneously at different distances.

The four most important variables which can be used in limiting ground vibrations, and the factors used in controlling these variables, are as follows:

Ground Vibration Control

- 1) Time Dispersion
 - conventional delay sequence
 - dispersive delay sequence
 - firing time scatter
 - travel time scatter
- 2) Spatial Dispersion
 - orientation
 - geometry
- 3) Charge Concentration
 - drill size



Depth of lift
charge distribution

- 4) Charge Confinement
burden
spacing
powder factor

The occasional danger to structures near blasting operations can be obviated technically without too much difficulty. On most major projects today, the specifications customarily require the monitoring of the blasting and the adherence to conservatively safe levels of vibration. Under such circumstances, damage is unlikely.

HUMAN RESPONSE

A simple statement regarding the potential hazard of vibrations to structures does not begin to describe or satisfy the overall problem of blasting in a populated area. Paradoxically, the more serious part of the problem is not structural, although it is thought to be by the community at large. The chief difficulty is the sensitivity of people to sounds and vibrations and their lack of knowledge of the normal static (non-vibratory) physical forces which are involved in their daily lives and act on the structures in the community. Consequently, we must devote at least as much time to the study of people as we do to the study of structures.

One of the earliest studies of human response to motion was made by Reiher and Meister in 1931. They produced steady-state vibrations in a 4 foot \times 6 foot freely suspended platform. The vibrations fell in the frequency range 3 to 70 hertz at an amplitude of 0.00004 inch. Among other things, they observed that a standing person is more sensitive to vertical motion, and that a person lying down is more sensitive to horizontal motion perpendicular to the long axis of his body. All subjects were easily able to notice a motion which would be only 1/100 of the caution level for structures.

Crandell (1949) reviewed this data and summarized his conclusions regarding the response of humans compared to that of structures (figure 5). He concluded that the average person would consider a vibration to be "severe" at about 1/5 the level that might damage structures.

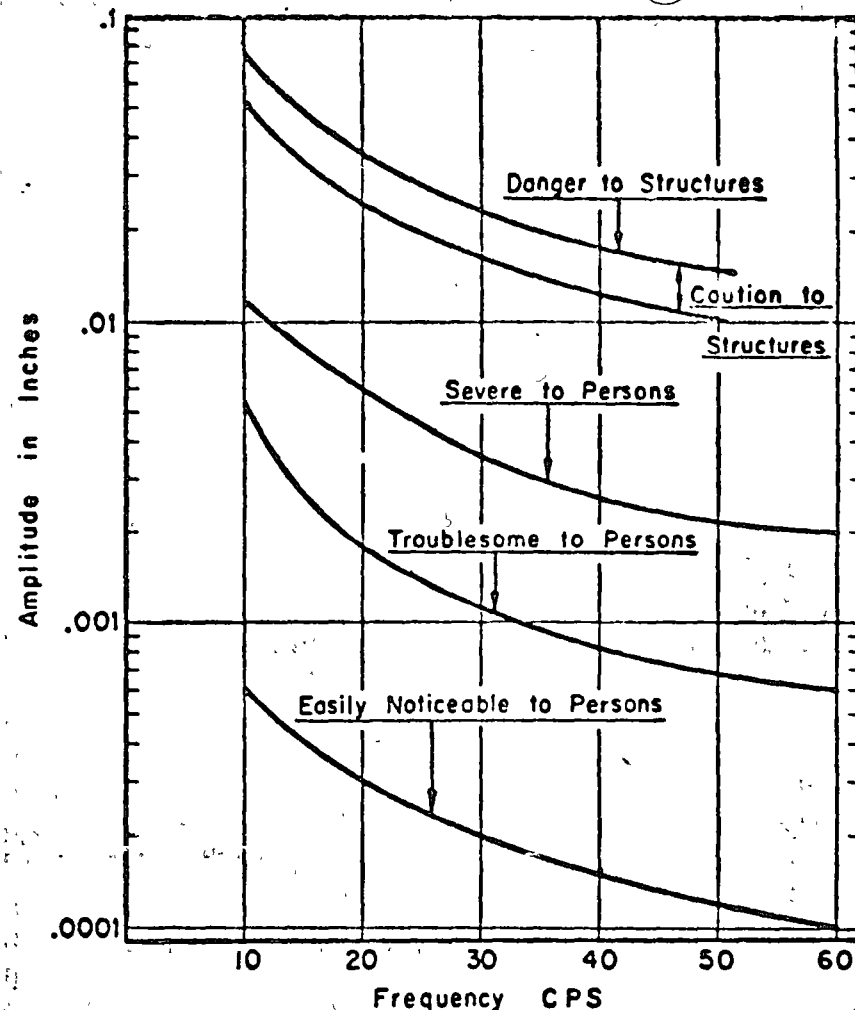


FIGURE 5. Level of human response to vibration (After Crandell)

More recently, Rathbone (1963) presented three categories of human response to vibration after a study of several sources of information. Bollinger (1970) discussed the subject further. Figure 6 shows the portion of Rathbone's data which falls in the frequency range 5 to 60 hertz.

In this frequency range, Rathbone's data shows a nearly constant velocity for the "Perceptible" level, whereas the "Disturbing" and "Intolerable" levels are frequency dependent.



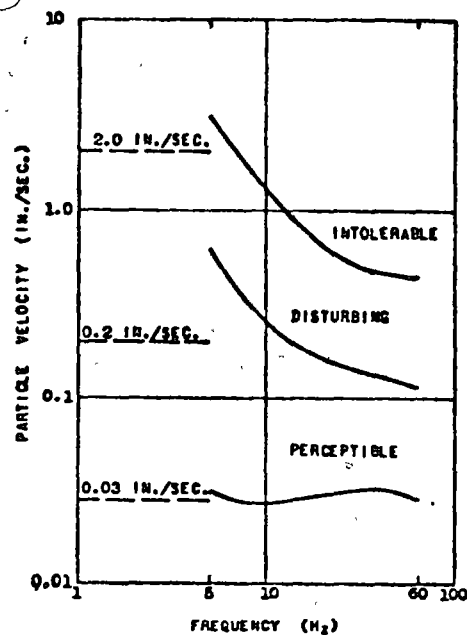


FIGURE 6. Human response to vibration (After Rathbone)

Crandell's presentation of the Reiher and Meister data shows values for the "Easily Noticeable" curve that would give a constant particle velocity of 0.038 inches per second in the frequency range 10 to 60 hertz. Similarly, the "Severe to Persons" curve would give a nearly constant value of about 0.7 inches per second.

In the frequency range of typical blast vibrations of very short durations, the threshold of perceptibility to the motion does not appear to vary much with frequency, but it does vary considerably between individuals. In the case of small blasts, it varies considerably with duration. Although time dependence seems evident to an experienced observer of blasting phenomena, a quantitative relationship has not yet been established by controlled experiment. Moreover, such experiments would not be especially fruitful in the solution of blasting problems, because other complex factors accompany the judgment of the observer. However, the results of tests with steady-state vibrations are of some benefit to the inexperienced observer. With motion alone, the results of experiments in response to steady-state vibrations are somewhat conservative. Depending on time duration of the transient vibration, the response may vary

from about one-half of the response level to steady-state vibrations up to a level about equal with that to steady-state vibrations.

Thus, people are about half as sensitive to a motion of very short duration as to a steady-state motion, if the motion is not accompanied by sounds or other effects that could influence the human physiological or psychological response.

An objective response of a volunteer human to soundless, steady-state motion is not of sufficient help to explain the apparent extremes of sensitivity exhibited by subjective homeowners responding to both motion and sound effects in their own homes from nearby blasting operations.

In actual practice, all rules for predicting motion response fall apart when sound effects accompany the motion and the motion is of short duration. In such instances, the average person forms a judgment based largely on his psycho-acoustic responses and is usually unaware of the important distinction between the characteristics of the motion alone and the sound effects that might accompany that motion. One type of sound effect is produced by a blast which generates a very loud noise at the source of the explosion. Such a blast is often regarded as severe and damaging even when damage did not occur and when motion was not perceptible. To the average layman, the loud noise itself is sufficient to prove severity. Similarly, a blast may be accompanied by an inaudible air wave that has sufficient energy to cause loose windows and doors to rattle. Motion may be imperceptible, but the building occupant can be expected to judge the intensity of the blast by what he heard. Simply stated, he thinks the building was subjected to strong vibrations because he heard the sounds of the vibrating parts of the structure. He may be completely unaware that he actually felt no motion, and may conclude that the motion was severe. When the listener judges that the house was shaking violently, he often concludes that damage must have been done and proceeds to examine the house carefully for some sign of the expected damage. Ground vibrations, independent of air waves, may also cause similar sound effects in a building, and even an experienced observer may be unable to say whether the creaks and rattles were the result of ground vibrations or air waves. These sound effects vary considerably from one structure to another. An old frame building with loose doors and loose, double-hung windows may be very noisy;



adjacent masonry structure with tight doors and tight basement windows may not rattle at all. Thus, observers in these buildings probably would react quite differently to the same blast, even though the ground motion and overall structural motion at the two locations might be the same.

Another type of sound effect is commonly heard where small blasts are being detonated nearby, and where the rock is covered with only a shallow overburden. The sound then is a high-frequency vibration passing through the nearby rock and arriving at the structure. The generated sound is that of an impact often described as sounding as though some heavy object struck the building violently. Even when the observer is outside the structure, he may hear the sound being carried through the rock and soil beneath his feet. These various sound effects usually influence a person's judgment even more than the precise intensities of motion that might have occurred.

In an effort to provide a summary of the preceding experience in a graphical form, the writer presents in figure 7 a simplified guide for predicting the human response to vibrations and blasting effects. Normally, responses to the various blasts on a project will range widely, and any blast, no matter how small or how remote, may bring on a damage claim. It would be ideal if blasting could be held at a level that no one would regard as potentially harmful. In a heavily populated area, this does not seem possible. Even if the explosives user were to try to operate below a normally perceptible level, the cost of his effort often would be prohibitive. Damage claims, moreover, have been made even before the first blast has been detonated. When a building occupant feels a motion or hears a sound that causes him to think damage may have occurred, or even thinks erroneously that blasting has taken place, he is likely to examine his house carefully for signs of damage, and frequently convinces himself that damage did indeed occur. This happens because he lacks knowledge of the exact condition of his house prior to his inspection. A person who may have been cleaning, painting, or repairing his own home should have a fair idea of the location and size of plaster and concrete cracks and other defects, but experience indicates otherwise. Pre-blast surveys soon indicate that it is a rare person indeed who has more than the remotest idea of these defects. Even after defects have been located and measured,

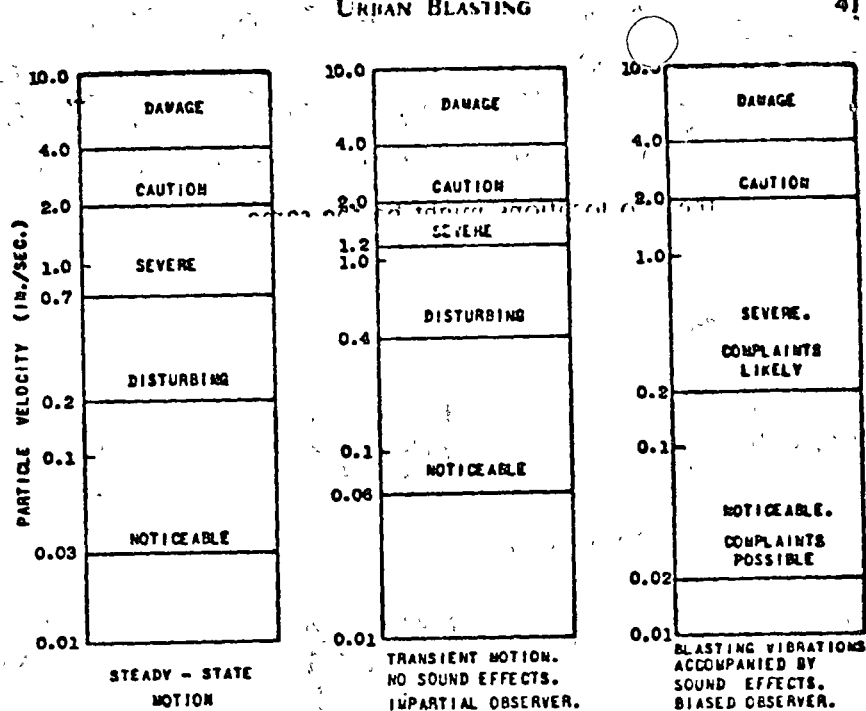


FIGURE 7. Recommended simplified guide for predicting human response to vibrations and blasting effects

they may appear to the owner to grow and may have to be re-measured to discover that no change has occurred.

Another frustration involved in dealing with observation of structures, especially if a long time interval is involved, is that other forces are at work on the structure, and cracks continue to appear and grow from causes other than blasting. Even in the absence of blasting, a 30-year-old building is expected to have more cracks than a 10-year-old building, which in turn is expected to have more cracks than a new building. Careful study of buildings shows that many cracks not only appear and grow as the building gets older, but that many cracks expand and contract on a relatively short-term basis with changes in temperature and humidity. As one example, the writer once noted small changes in widths of cracks accompanying morning and afternoon temperature changes in a plaster applied over a new type of insulation.

The human response problem is not easily solved, but certain measures help considerably. A pre-blast survey alerts the building occupant to the actual condition of his building before blasting



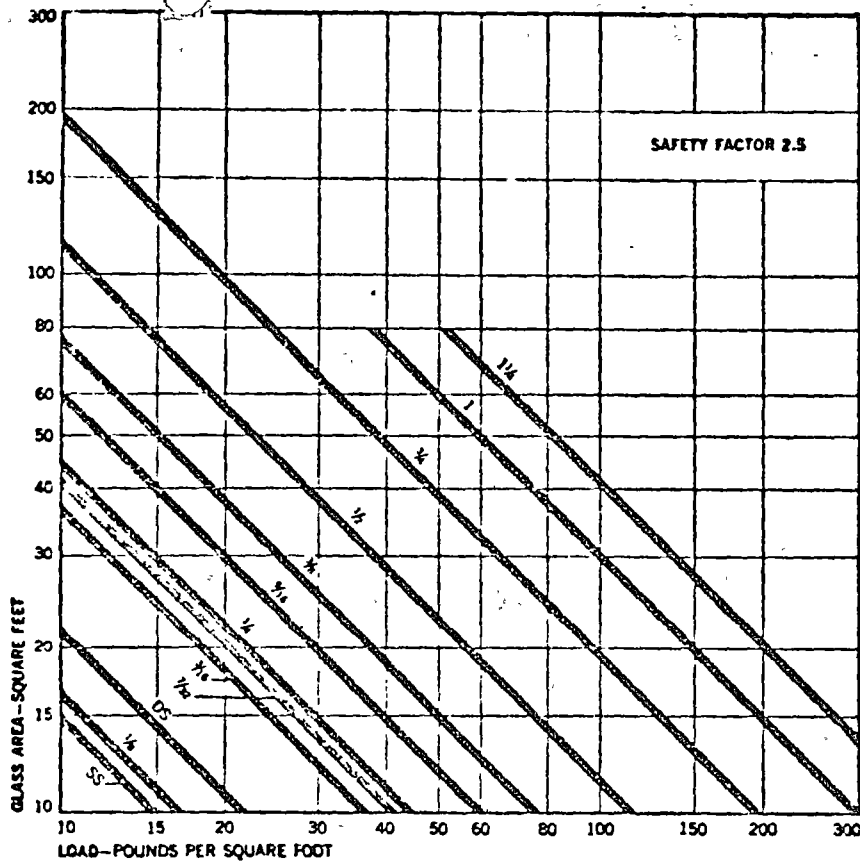


FIGURE 8. Plate and window glass to meet wind load requirements
(From PPG Industries TSR-101)

begins, and helps protect the blasting contractor from unwarranted damage claims. This time can also be spent in good public relations, in disseminating a few simple facts—such as regulations governing vibration limits, job specifications, vibration monitoring, and the like—and in setting to rest some of the honest concerns that might exist.

Further, the contractor could take advantage of developments in the art of blasting and in vibration control procedures to make the effects as acceptable as possible within the framework of the job specifications and reasonable cost (p. 35). In turn, it is the responsibility of the engineer to inform all bidders what limits and general procedures will be enforced and what scale of effort is

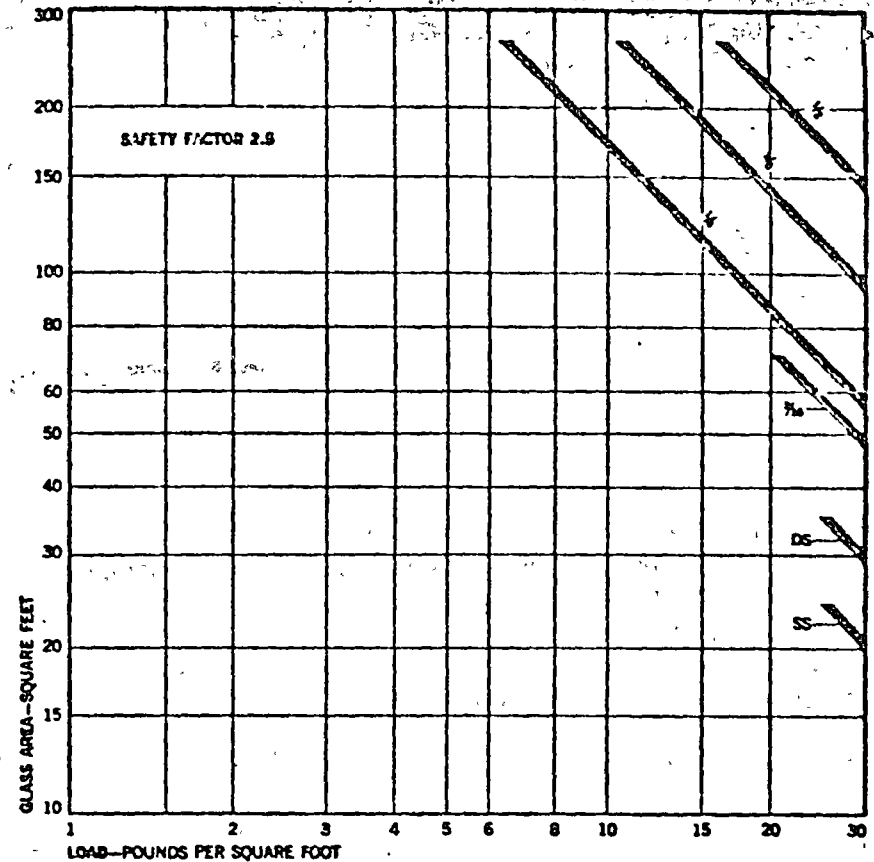


FIGURE 9. Plate and window glass to resist sonic boom
(From PPG Industries TSR-101)

anticipated for the blasting operations. In this way, all bidders will be in the same position with respect to competitive bidding, yet the public will be given as much consideration as is economically and physically reasonable.

AIR WAVES

In typical down-hole blasting operations, air waves are not likely to endanger any structures. Occasionally, however, such a hazard may exist. Examples are operations where surface charges are detonated, where large quantities of primacord are exposed at the



surface, where no stemming is used (such as tunnel rounds), or where demolition is above-ground. Such operations have broken windows. Estimates of the strength of window panes to resist such forces are given by PPG Industries (figures 8 and 9). More conservative limitations are suggested in the Federal Aviation Agency SST Report NO-65-18 (1965).

Although no structural hazard from air waves normally exists, the explosives user on a long-term operation in a highly-populated area should consider the influence of air waves on the general public response. Good public relations can be maintained by planning the blasting operations in accord with the most favorable conditions to reduce air wave pressures.

The most important factors used in the control of air waves are as follows:

Air Wave Control

- 1) **Weather**
 - Regional
 - Local
 - Try to avoid
 - a) Isotherms
 - b) Temperature Inversions
 - c) Wind Shears
 - d) Unfavorable Wind Directions
- 2) **Time**
 - Time of Day
 - Avoid night-time and other "quiet" hours
 - Day of Week
 - Avoid week-end; holidays
- 3) **Product**
 - e.g., electric initiation versus primacord
- 4) **Stemming**
 - Increase in stemming volume and quality reduces peak pressures
- 5) **Delays**
 - Increase in number of delays reduces peak pressures
- 6) **Barriers or Isolation Devices**
 - e.g., shaft covers, covering primacord lines, etc.

CONCLUSION

With the present state of knowledge regarding the effects of blasting, it is not difficult to establish conservative limitations to these effects so that the public will not be endangered and structures will not be damaged. Within that framework, however, much remains to be learned about the precise nature and behavior of some of these effects, the most appropriate means of controlling them, and the most suitable treatment of instrumental and theoretical data. When critical conditions exist in the field, the success of the operation still depends to a considerable extent on the skill and experience of the individual.

Codes, regulations, and laws are becoming increasingly restrictive to ensure the safety of the public and to prevent the unauthorized use of explosives. Restrictions may at times become excessive, owing to an overly strong reaction to some previous event. Public fears are expected to increase rather than decrease, and the explosives user can expect more damage claims and nuisance claims to arise.

Although people are very sensitive to the sounds and vibrations generated by blasting operations, they are very poor judges of what actually takes place. Experience shows that it is a good investment for an explosives user to conduct pre-blast surveys and try to prepare the public for the blasting operations before they begin. In addition, the wise explosives user will utilize blasting techniques which will make the blasting effects less noticeable to the public, as well as avoid structural damage.

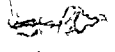
REFERENCES

- Blume, John A., and Associates, 1965, The Effects of Sonic Boom on Structural Behavior: SST Report NO-65-18, Federal Aviation Agency.
- Bollinger, G. A., 1970, Blast Vibration Analysis: Manuscript to Sprengnether Instrument Company.
- Crandell, F. J., 1949, Ground Vibration Due to Blasting and Its Effect Upon Structures: Journal, Boston Society of Civil Engineers.
- Oriard, L. L., 1970, Dynamic Effects on Rock Masses from Blasting Operations. Slope Stability Seminar, University of Nevada.
- PPG Industries, 1969, Glass Product Recommendations, Structural: PPG Industries Technical Service Report No. 101. Pittsburgh, Pa.



Rathbone, T. C., 1963, Human Sensitivity to Product Vibration: Product Engineering.

Reiher, H., and Meister, F. J., 1931, Die Empfindlichkeit des Menschen gegen Erschutterungen (Human Sensitivity to Vibration): Forsch. Gebiete Ingenieurw, V. 2, N. 11, p. 381-386.

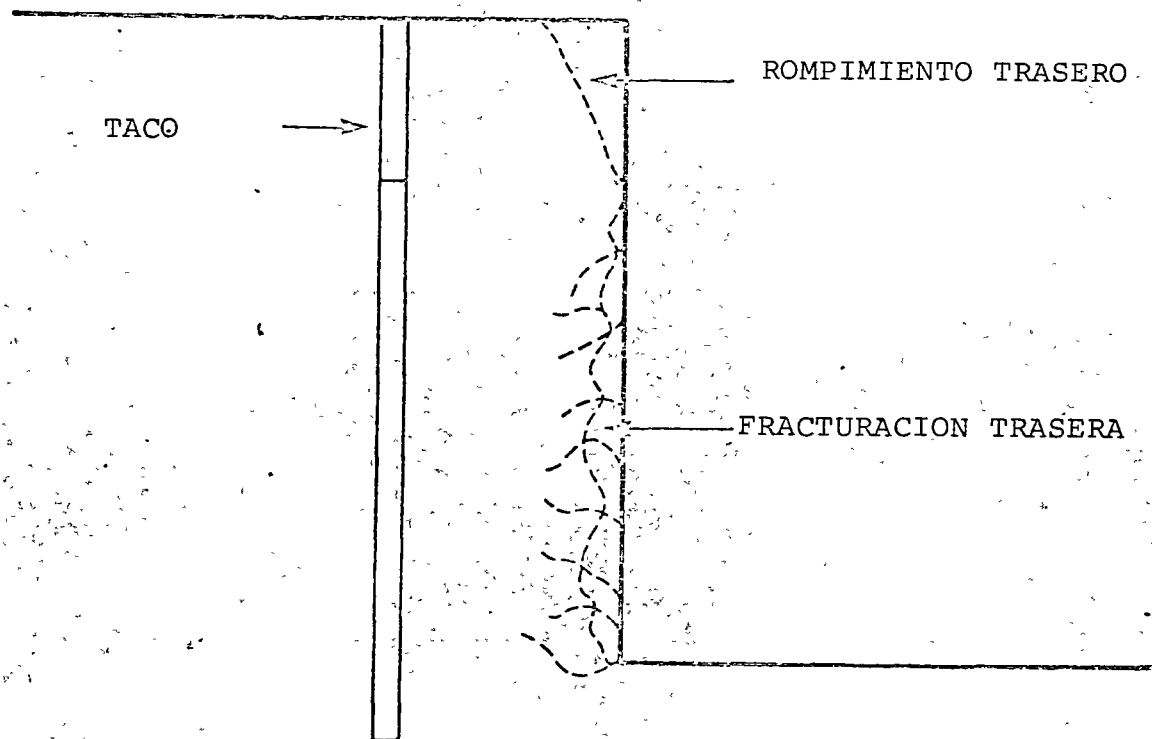


1950

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
57 SOUTH EAST ASIAN AVENUE
CHICAGO, ILLINOIS 60607



ROMPIMIENTO TRASERO-VS-FRACTURACION TRASERA





ABSTRACT

1910

DEPARTMENT OF THE INTERIOR

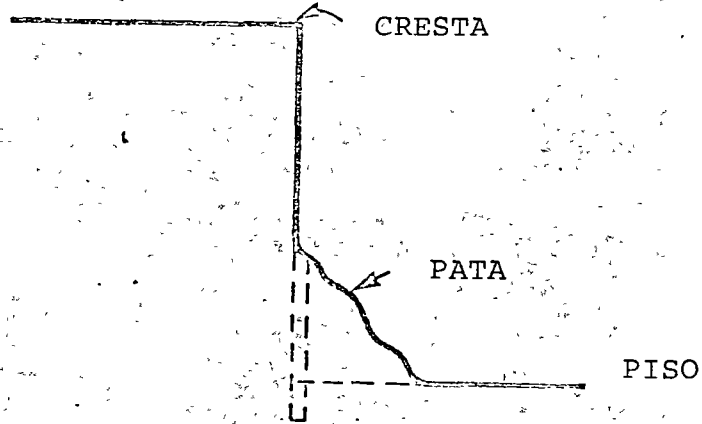
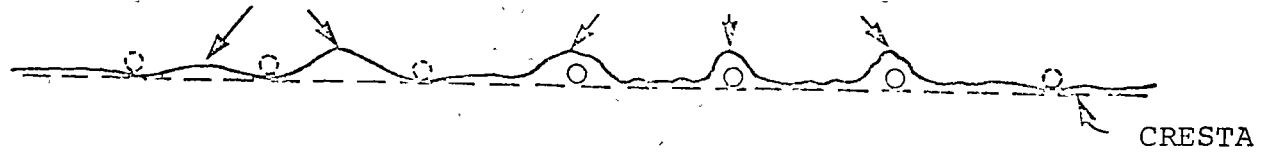
A. ISHMAN & CO. GEORGETOWN

1910

DOS TIPOS DE PATA

PATA ENTRE BARRENOS

PATA FRENTE A LOS BARRENOS





1941

1941

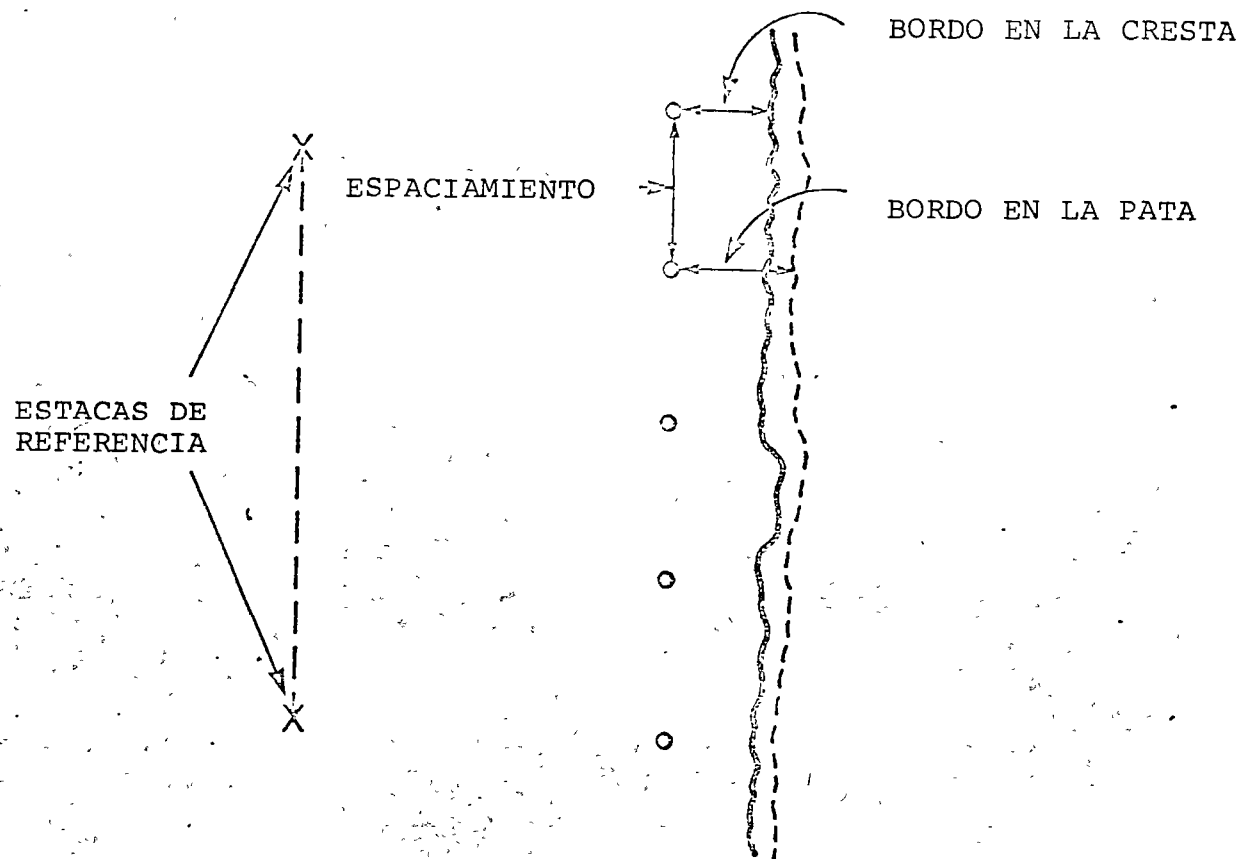
1941

1941

1941

1941

LA DIFERENCIA ENTRE EL BORDO DE LA
CRESTA Y DE LA PATA ES EL ROMPIMIENTO TRASERO



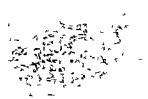


FOR THE DEPARTMENT OF

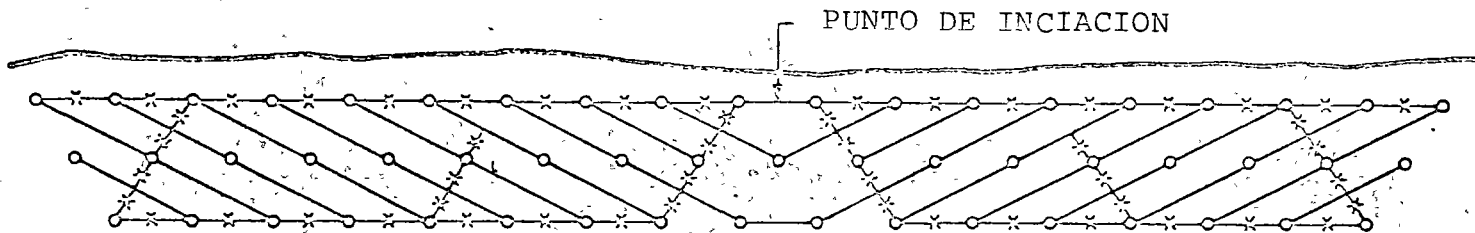
THE DISTRICT OF COLUMBIA

OFFICE OF THE ATTORNEY GENERAL
WASHINGTON, D.C.

FOR THE DEPARTMENT OF
THE DISTRICT OF COLUMBIA



USO DE CONECTORES DE RETARDO MS
PLANTILLA EN "V"
PATRON DE BARRENOS ALTERNADOS



x-[- Conectores de retardo





100

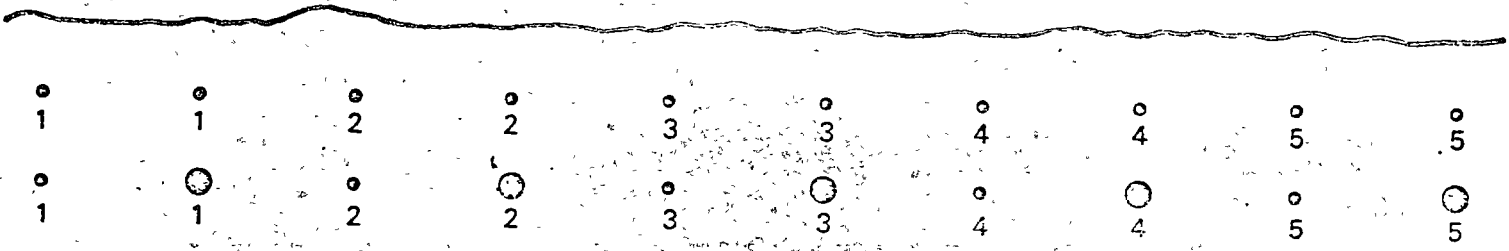
100

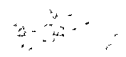
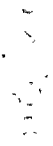
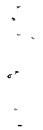
100

100

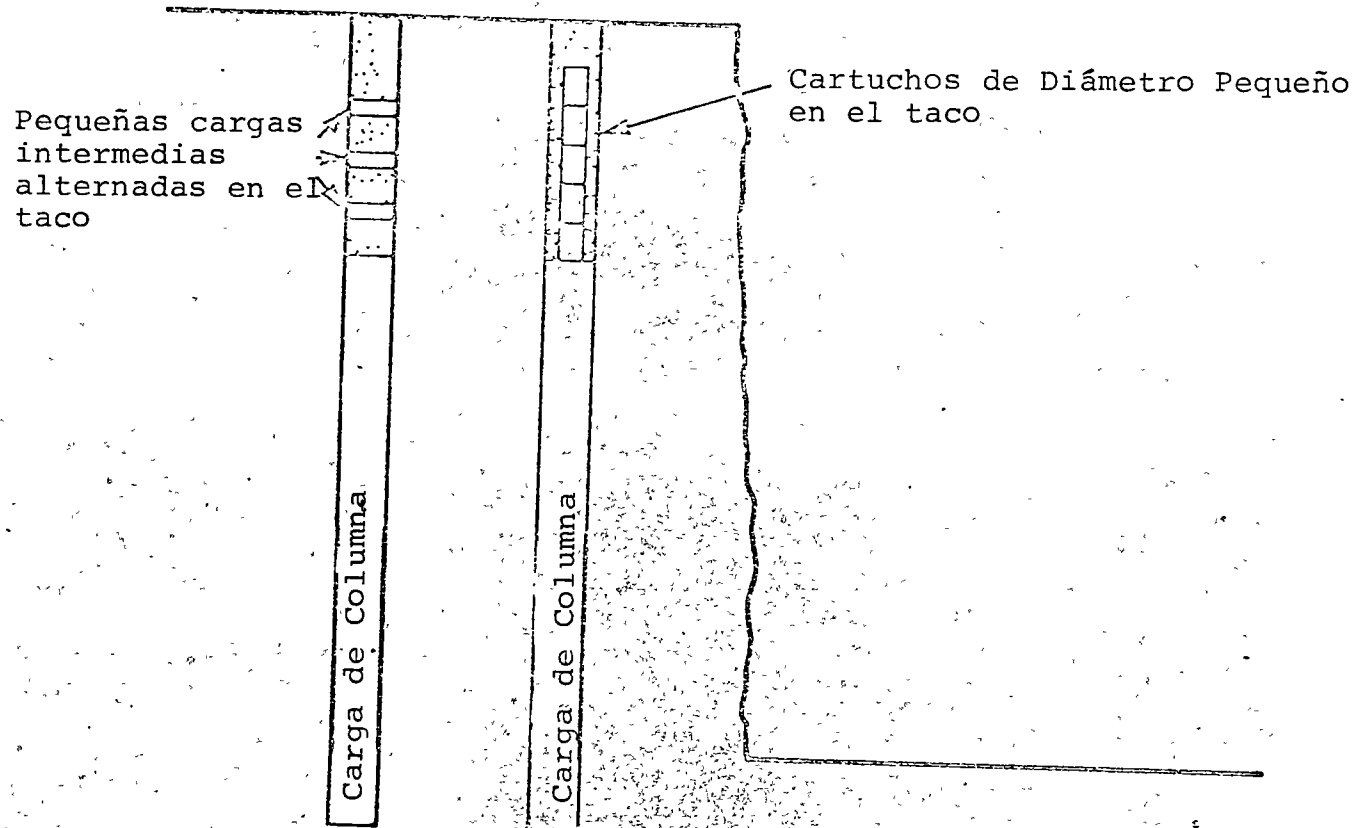


USO DE BARRENOS SATELITES





MEJORAMIENTO DE LA FRACTURACION SUPERIOR





1960

1961

1962

1963

1964

1965

1966

1967

1968

1969

1970

1971

1972

1973

1974

1975

FONDO - ALTO

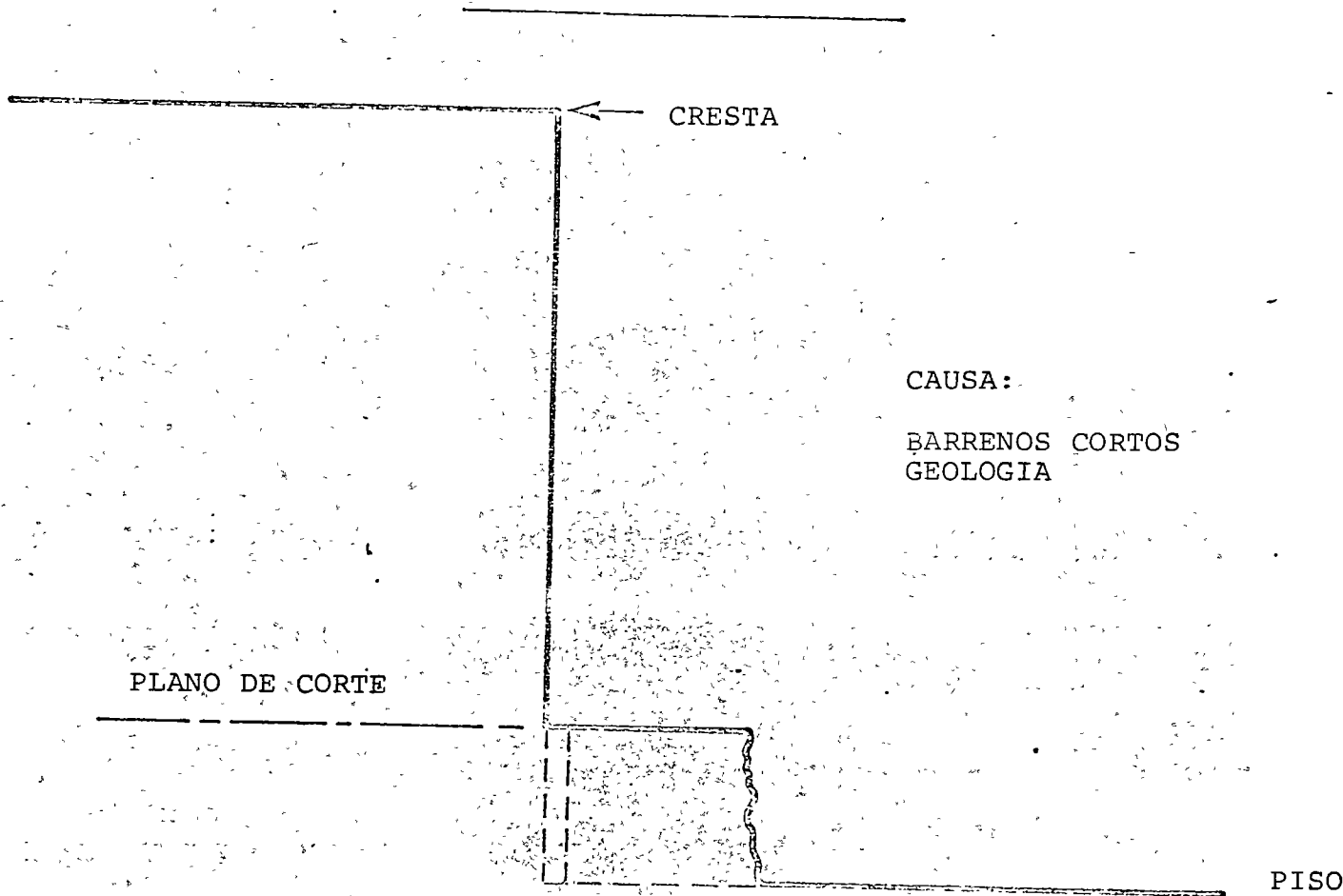
CRESTA

CAUSA:

BARRENOS CORTOS
GEOLOGIA

PLANO DE CORTE

PISO

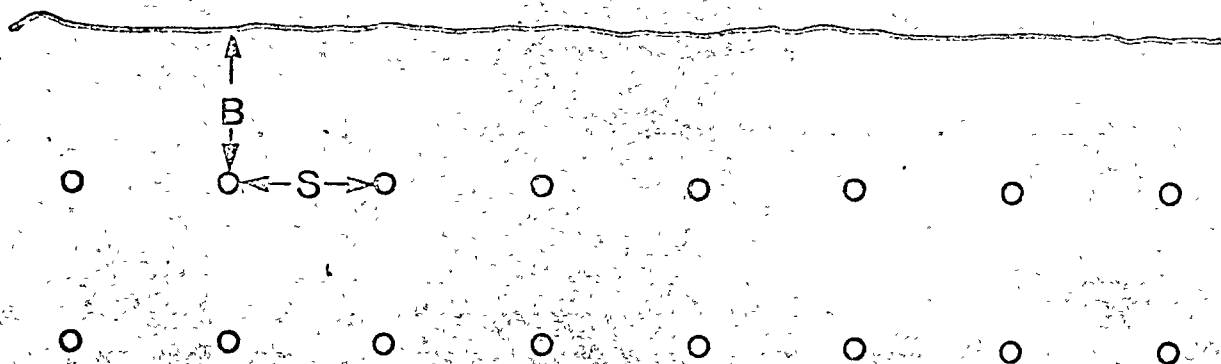




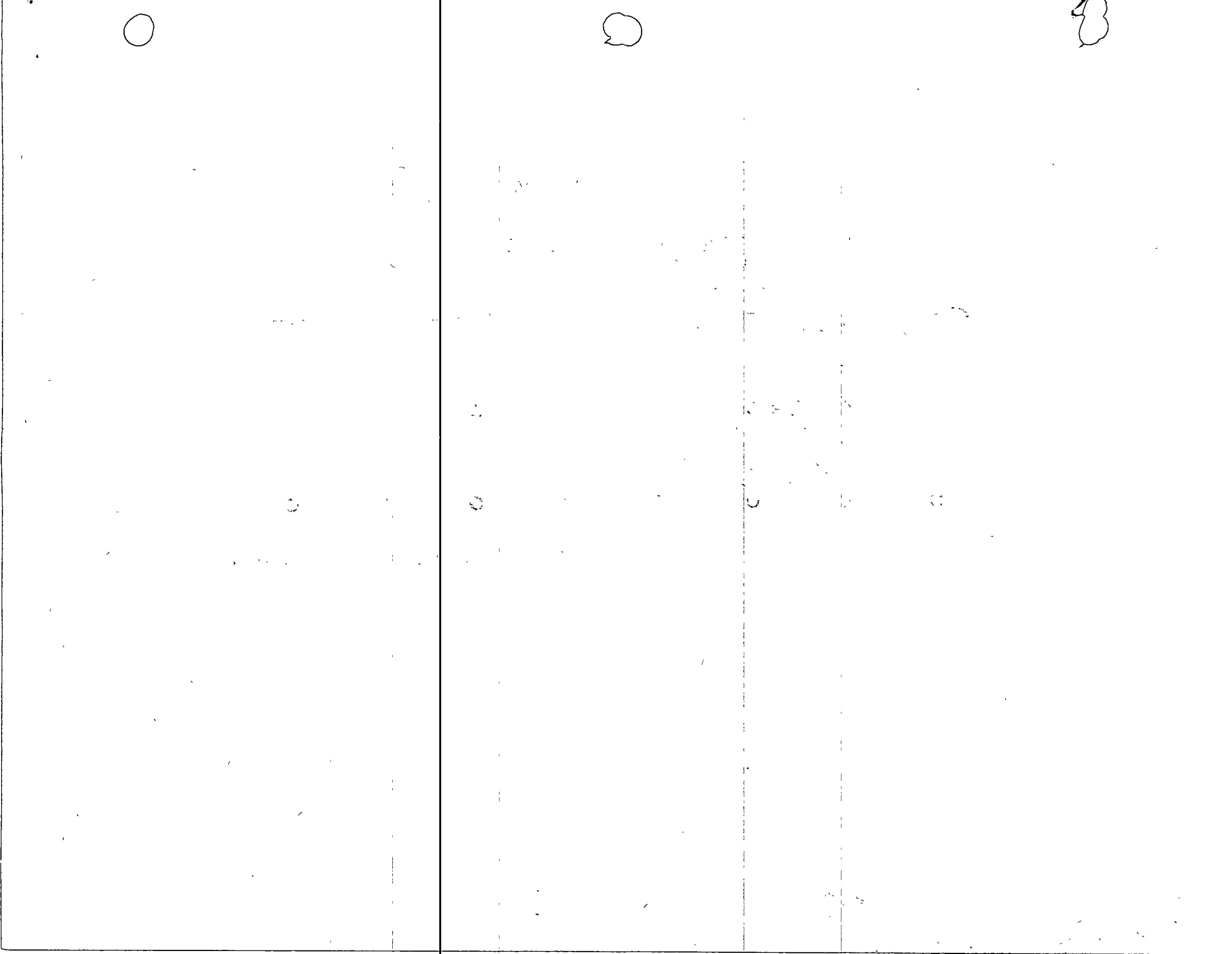
10.11



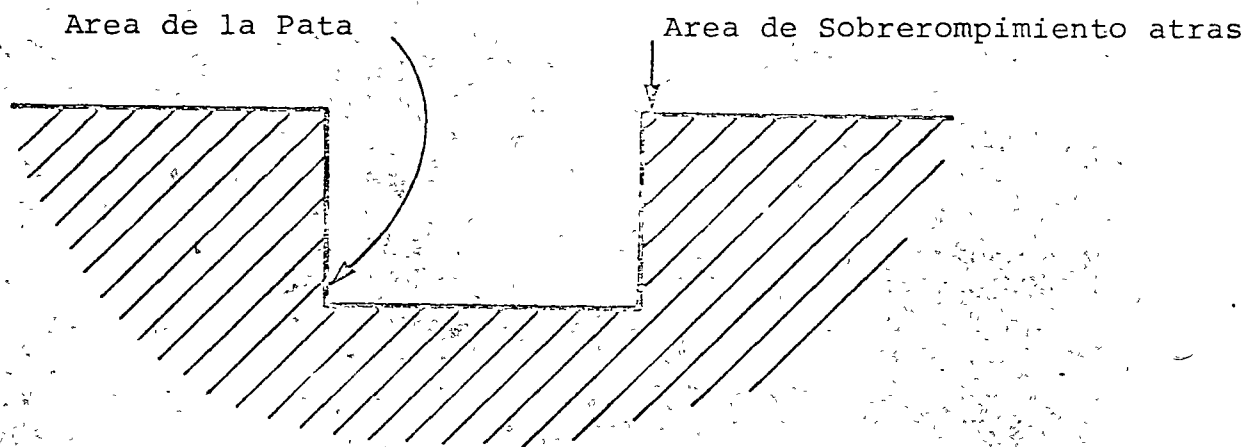
PLANTILLA CUADRADA



RELACION 1-1 DE BORDO - ESPACIAMIENTO



APERTURA DE CANTERA EN
FORMACIONES INCLINADAS



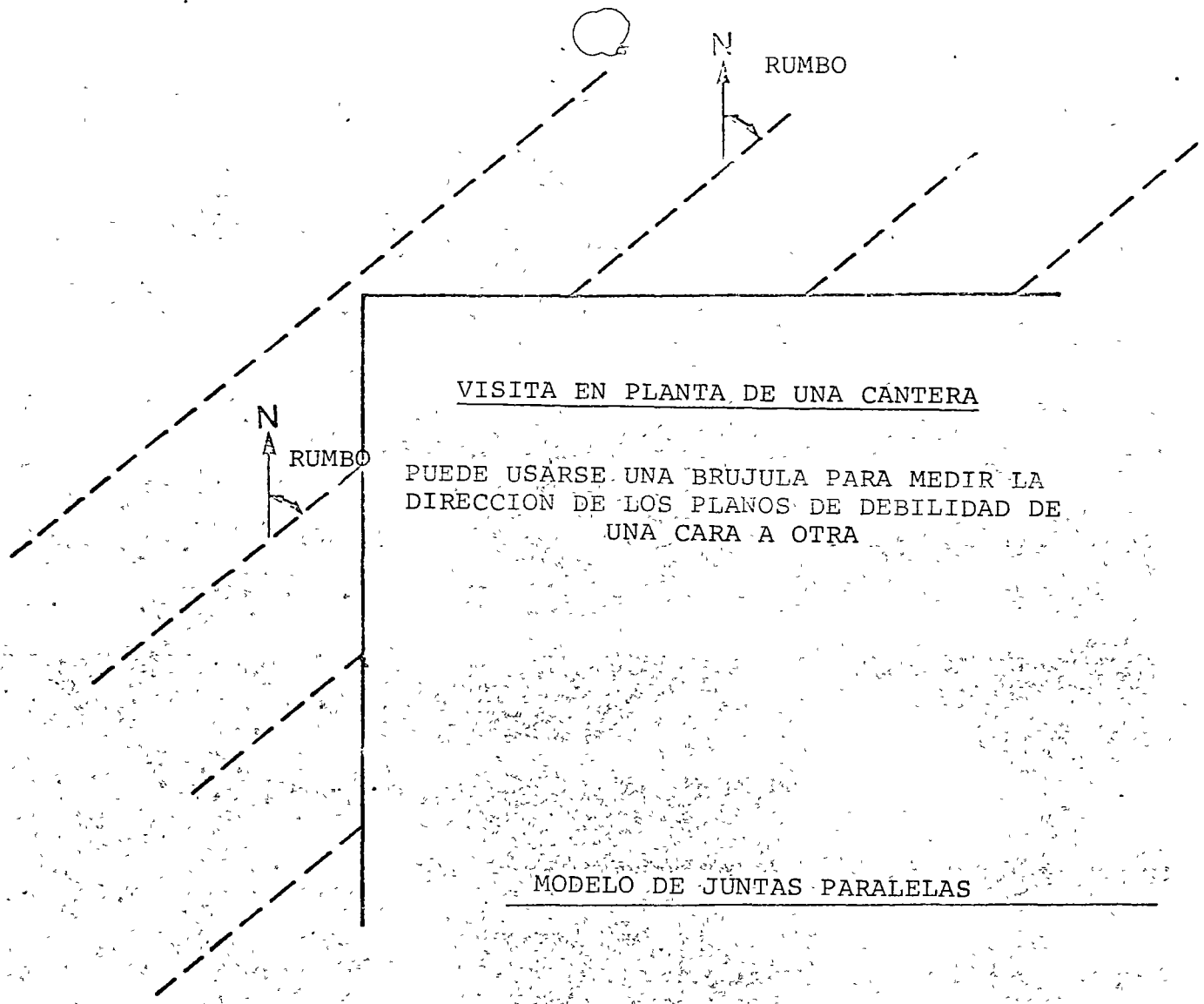


2 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112 113 114 115 116 117 118 119 120 121 122 123 124 125 126 127 128 129 130 131 132 133 134 135 136 137 138 139 140 141 142 143 144 145 146 147 148 149 150 151 152 153 154 155 156 157 158 159 160 161 162 163 164 165 166 167 168 169 170 171 172 173 174 175 176 177 178 179 180 181 182 183 184 185 186 187 188 189 190 191 192 193 194 195 196 197 198 199 200

201 202 203 204 205 206 207 208 209 210 211 212 213 214 215 216 217 218 219 220 221 222 223 224 225 226 227 228 229 230 231 232 233 234 235 236 237 238 239 240 241 242 243 244 245 246 247 248 249 250 251 252 253 254 255 256 257 258 259 260 261 262 263 264 265 266 267 268 269 270 271 272 273 274 275 276 277 278 279 280 281 282 283 284 285 286 287 288 289 290 291 292 293 294 295 296 297 298 299 300

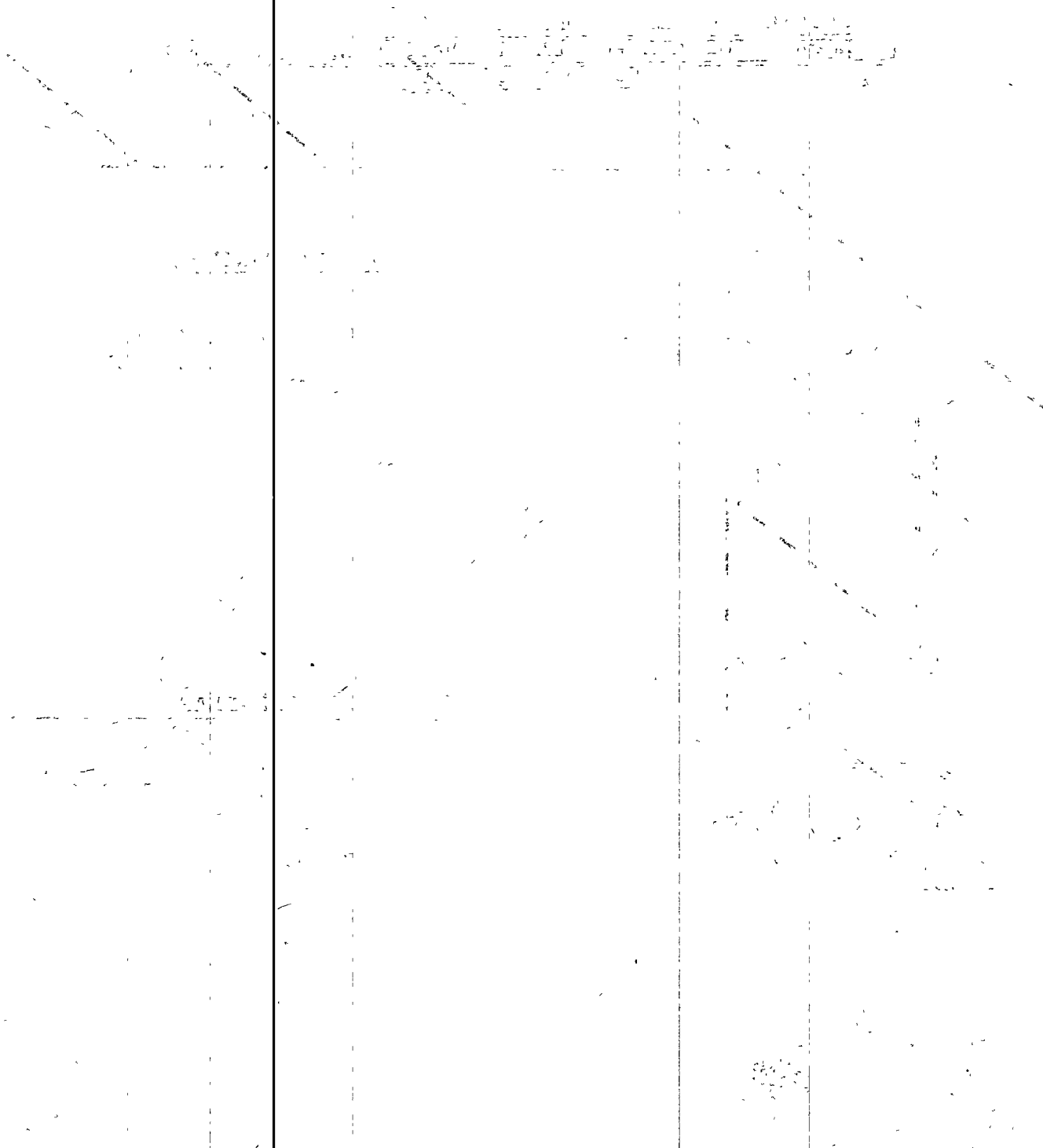
301 302 303 304 305 306 307 308 309 310 311 312 313 314 315 316 317 318 319 320 321 322 323 324 325 326 327 328 329 330 331 332 333 334 335 336 337 338 339 340 341 342 343 344 345 346 347 348 349 350 351 352 353 354 355 356 357 358 359 360 361 362 363 364 365 366 367 368 369 370 371 372 373 374 375 376 377 378 379 380 381 382 383 384 385 386 387 388 389 390 391 392 393 394 395 396 397 398 399 400



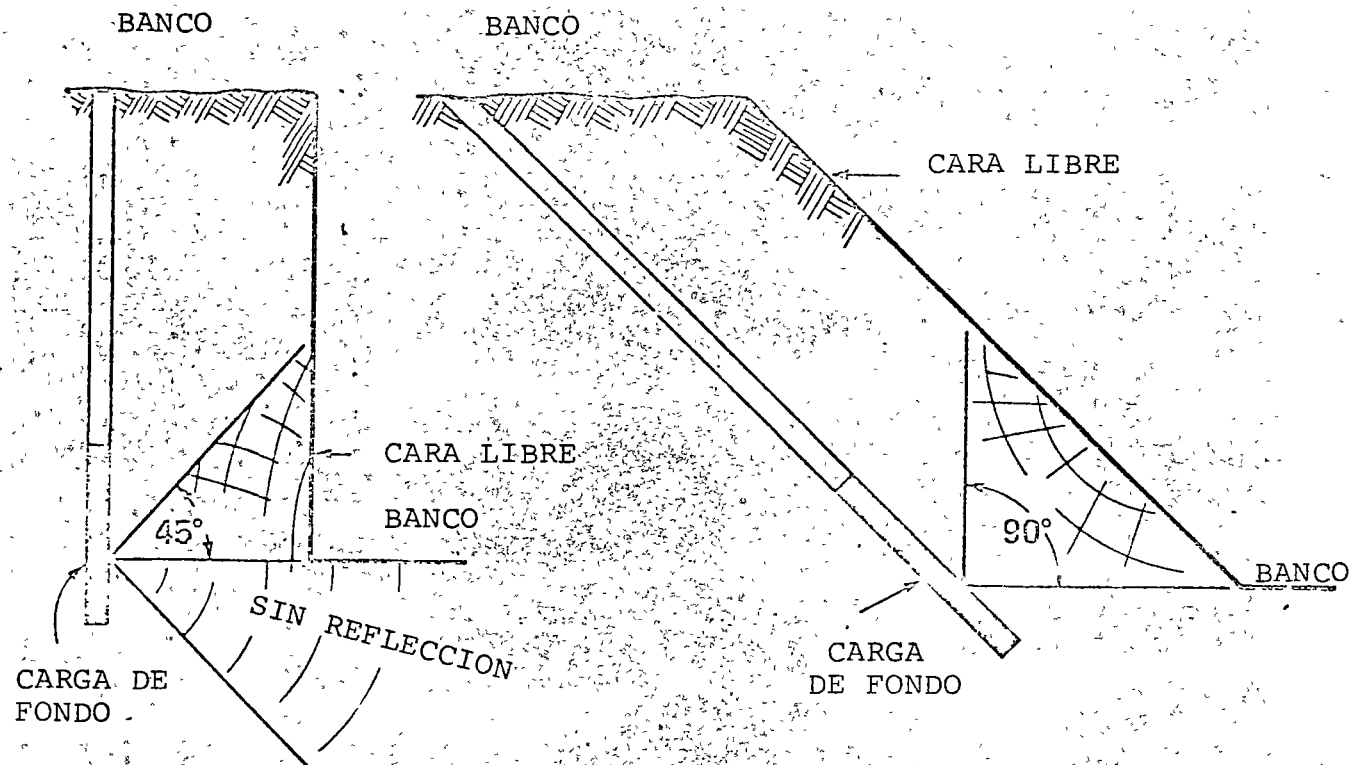
VISITA EN PLANTA DE UNA CANTERA

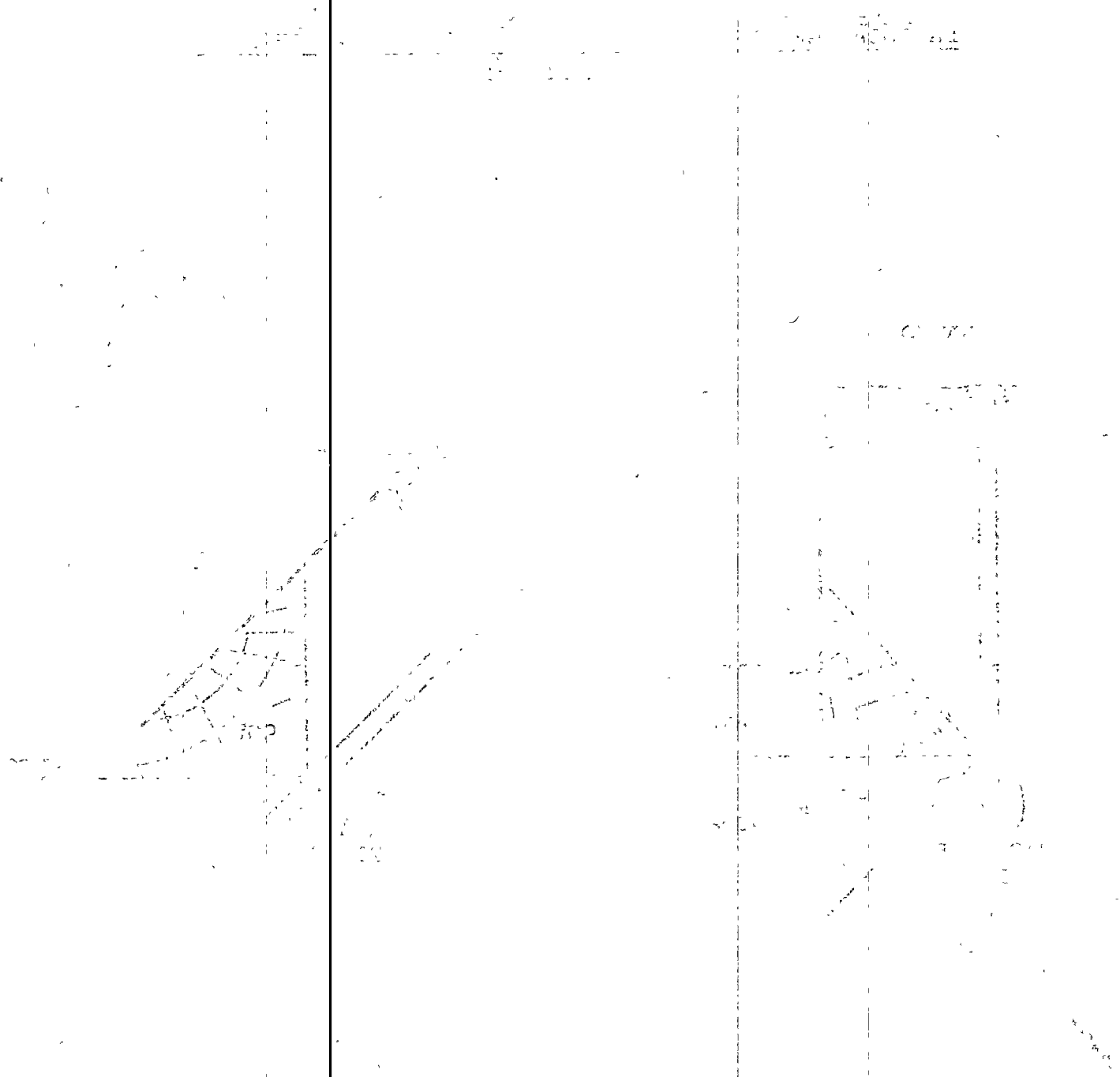
PUEDA USARSE UNA BRUJULA PARA MEDIR LA DIRECCION DE LOS PLANOS DE DEBILIDAD DE UNA CARA A OTRA

MODELO DE JUNTAS PARALELAS



PROPAGACION DE LA ONDA DE CHOQUE A TRAVES DE
LA ROCA, GENERADA POR LA DETONACION DE LA CARGA DE
FONDO DE LA PATA





DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE VOLADURA DE ROCAS (DEL
5 AL 9 DE JULIO DE 1976)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. JOSE ARAMBURU MUNGUIA Playa Caleta No. 269 Col. Reforma Ixtaccihuatl México 13, D. F. Tel: 5-79-72-58	COCONAL, S. A. Alce Banco No. 42 Naucalpan Edo. de México Tel: 5-76-08-22
2. ING. HUGO ARECHIGA DIMAS Retorno 812 No. 45 Col. Centinela México 21, D. F. Tel: 5-49-39-09	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 Col. Cuauhtémoc México 5, D. F.
3. GUMARO ARROYO DURAN 5 de febrero No. 23 Mitla, Oax.	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México 12, D. F. Tel: 5-30-01-54
4. MANUEL BAUTISTA HURTADO Casas Grandes No. 39-101 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-30-91-86	FONDO NACIONAL DE FOMENTO EJIDAL Alvaro Obregón No. 223-3er. Piso Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-11-25-05
5. ING. JORGE EFRAIN CASTILLA C. Agustín Melgar No. 1 Depto. N-1 Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-53-40-18	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Augusto Rodrín No. 265 Col. Noche Buena México 9, D. F. Tel: 5-63-37-00
6. ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO San Carlos No. 35 San Angel inn México 20, D. F. Tel: 5-48-32-76	FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL Ciudad Universitaria México 20, D. F. Tel: 5-48-96-69

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE VOLADURA DE ROCAS (D.M.
5 AL 9 DE JULIO DE 1976)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
7. ING. RAFAEL CHAVIRA RUBIO Ma. de Herodoto No. 29 Col. Los Olivos México, D. F. Tel: 5-49-42-62	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14-9o. Piso México, D. F. Tel: 5-53-77-35
8. ING. RAMON G. DURON RIOS Paris No. 141 Col. Valle Dorado México, D. F. Tel: 5-65-69-68	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Sierra Gorda No. 23 Lomas de Chapultepec México 10, D. F. Tel: 5-20-72-46
9. ING. CAMERINO ESCAMILLA BRITO Conocido Wadley, S. L. P.	CIA. MINERA Y REFINADORA MEXICANA, S. A. Conocido Wadley, S.L.P. Tel: 2-51-46
10. ING. SAMUEL FERNANDEZ CASTAÑEDO Poblado Benito Juárez Minatitlan, Colima Tel: 2-08-20	CONSORCIO MINERO BENITO JUAREZ PEÑA COLORADA Pánuco No. 38-1er. Piso México, D. F. Tel: 5-35-66-67
11. ING. MARIO FLORES DE HOYOS Apdo. Postal 538 Querétaro, Qro.	CIA. MINERA LA NEGRA Y ANEXAS, S.A. Apdo. Postal 538 Querétaro, Qro.
12. ING. LEON GARDUÑO DELGADO Prol. Guadalupe Victoria 155 Col. Industrial Morelia, Mich. Tel: 2-56-13	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Conocido Apaxtla, Gro.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE VOLADURA DE ROCAS (DEL
5 AL 9 DE JULIO DE 1976)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
13. ING. GUILLERMO GOMEZ 3a. Pte. Sur 321 Tuxtla Gutiérrez, Chiapas	COCONAL, S. A. Alce Blanco No. 42 Naucalpan Edo. de México
14. LORENZO EUSEBIO GUERRA V.	EXPLOSIVOS MONTERRAY Av. Insurgentes No. 1373 Col. Sta. María Monterrey, N. L. Tel: 47-36-30
15. ING. GERARDO HERNANDEZ ISAIAS Hotel de Solteros 2 Depto. 6 Loma Bonita Int. Gpo. Pemex Poza Rica, Ver. Tel: 2-05-60 Ext. 28-82	PETROLEOS MEXICANOS Edificio Administrativo Pemex Int. Gpo. Poza Rica, Ver. Tel: 2-05-60 Ext. 25-83
16. RIGOBERTO LIZARRAGA RUIZ Apartado Postal 111 Tecomán, Colima	INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
17. ING. ANGEL LING ESPINOSA Aldama No. 200 Pánuco, Ver.	INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
18. ING. MODESTO MALACARA CORONADO Morena No. 405 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-36-42-42	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México 12, D. F. Tel: 5-30-01-54

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE VOLADURA DE ROCAS (DEL
5 AL 9 DE JULIO DE 1976)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
19. ING. ERNESTO MENDOZA SANCHEZ Av. 5 No. 290 Col. Escuadrón 201 México 13, D. F. Tel: 5-81-36-82	FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL Ciudad Universitaria México 20, D. F. Tel: 5-48-96-69
20. ING. EDMUNDO MORENO GOMEZ Magisterio Nacional No. 90 Tlalpan México 21, D. F. Tel: 5-73-36-22	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Augusto Rodín No. 265 Col. Noche Buena México 19, D. F. Tel: 5-63-37-00
21. AMADOR MURILLO CH. Piedras de Lumbre Mich. Mpo. Jungapeo	CALIZAS DE MICHOACAN, S.A. Piedras de Lumbre Mich. Mpo. Jungapeo
22. RICARDO NAJERA ESQUIVIA Berlioz No. 128 Col. Ex-Hipodromo de Peralvillo México 2, D. F.	COCONAL, S. A. Alce Blanco No. 42 Naucalpan, Edo. de México Tel: 5-76-08-22
23. ING. SERGIO OCHOA OCHOA Palmas 324 El Rosal, Contreras México 20, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Augusto Rodín No. 265 Col. Noche Buena México 19, D. F. Tel: 5-63-37-00
24. ING. JOSE LUIS PEREZ CONDE Calle 16 No. 303 Cazones Poza Rica, Ver. Tel: 2-37-14	PETROLEOS MEXICANOS Marina Nacional No. 329 Col. Anáhuac México 17, D. F. Tel: 5-45-74-60 Ext.34-86

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE VOLADURA DE ROCAS (DEL
5 AL 9 DE JULIO DE 1976)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
25. RAUL RAMIREZ ARANDA Galicia No. 37-Bis Col. Alamos México 13, D. F. Tel: 5-19-93-72	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Augusto Rodín No. 265 Col. Noche Buena México 19, D. F. Tel: 5-63-37-00
26. ING. ANTONIO RAMIREZ AVILA Juan de Oñate No. 6 Circuito Fundadores Ciudad Satélite Edo. de México Tel: 5-62-77-05	CORPORACION DE INGENIERIA Y CONSTRUCCION, S. A. Emerson No. 316-3er. Piso Col. Polanco México 5, D. F. Tel: 2-50-38-33
27. ING. JOSE RAMIREZ CASAS Calle Carnicería No. 111 Zacatecas, Zac. Tel: 2-17-83	CIA. MINERA AUTLAN, S. A. DE C.V. Mariano Escobedo No. 510 México, D. F. Tel: 2-50-19-77
28. ING. EZEQUIEL REYES GARCIA	PRESTFORZADOS NACIONALES S.A. Insurgentes Sur 1877-103 Col. Guadalupe Inn. México 20, D. F. Tel: 5-50-41-00
29. BENITO RODRIGUEZ E. Apdo. Postal No. 111 Tecomán, Colima	INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
30. JORGE LUIS SANCHEZ DEL TORO Cobre 29 Otongo, Edo. de Hidalgo	CIA. MINERA AUTLAN Otongo, Edo. de Hidalgo

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE VOLADURA DE ROCAS (DEL
5 AL 9 DE JULIO DE 1976)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|--|
| 31. ING. JOSE LUIS TERAN PEREZ
Centro Residencia Morelos
Edificio "C" 14-101
Col. Doctores
México 7, D. F.
Tel: 5-88-32-63 | SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
Sierra Gorda No. 23
Lomas de Chapultepec
México 10, D. F.
Tel: 5-20-27-58 |
| 32. ING. LEONARDO TRIAY CISNEROS
Privada Almacenes No. 15
Col. V. de Quiroga
México 14, D. F.
Tel: 781-51-77 | SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
Xola y Av. Universidad
México 9, D. F. |
| 33. ING. LUIS GUILLERMO UTRILLA R.
Colima No. 246
Col. Roma
México 7, D. F.
Tel: 5-14-48-32 | P.Y.A.S.A. INGENIEROS CIVILES
Insurgentes Sur No. 1877
Col. Guadalupe Inn.
México 20, D. F.
Tel: 5-48-95-20 |
| 34. ING. MACARIO VEGA PEREZ
Faja de Oro No. 277
Col. Petrolera
México 16, D. F.
Tel: 5-61-00-23 | SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
Paseo de la Reforma No. 45-110. Piso
México 1, D. F.
Tel: 5-92-37-99 |
| 35. C. MIGUEL VIURQUEZ MIRA
Gildardo Cómez No. 57
Tecomán, Colima | INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A.
Minería No. 145
Col. Escandón
México 18, D.F.
Tel: 5-16-04-60 |