CURSO DE TUNELES

Es un gran honor para mi, el haber sido invitado para encomendarme la introducción al Curso Intensivo de Túneles, del Centro de Educación Continua de la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.

El Diccionario de la Lengua Española, de la Real Academia de la Lengua, toma la palabra del Inglés y lo define así: "Paso subterráneo abierto artificialmente para establecer una comunicación a través de un monte, por debajo de un río u otro obstáculo".

De acuerdo con la definición anterior, no existirían túneles naturales; sin embargo, existen. Ustedes seguro que han visto, cuando menos en fotografías, los túneles provocados por la erosión del mar en la parte blanda de rocas que las atraviesan de un lado a otro, como pueden observarse frente a Cabo San Lucas y establecen indudablemente una comunicación.

Los túneles en las Islas Baleares Españolas, se tienen algunas para entrar en la marea baja hacia lagunas interiores, como era el caso que Julio Verne citaba en el Nautilius.

En las cercanías de Monterrey, debido a la erosión eólica en estratos verticales de calizas, se han abierto agujeros en las zonas altas y desde luego éstos son túneles, ya que comunican de un lado a otro a través del obstáculo.

Tenemos un ejemplo notable en el caso de las Grutas de Cacahuamilpa: son túneles irregulares que atraviesan la montaña, en una longitud de más de seis kilómetros y los ríos Manilaltenango y San Jerónimo, que han provocado otras grietas de solución en las calizas, recorren subterráneamente la montaña hasta unirse a la salida aguas abajo en el lugar llamado Dos Bocas, para formar el Río Amacuzac. Indiscutiblemente que éstos son túneles naturales, ya que comunican de acuerdo con la definición, y además, permiten el paso del agua. Existen muchos ejemplos de túneles naturales que hacen aparecer como que los ríos se pierden subterráneamente y vuelven a aparecer en un trecho más o menos largo.

Si nos remontamos a épocas prehistóricas, en el Paleolítico y el Neolítico, existían cavernas naturales en donde el hombre primitivo habitó y dejó testimonio de su actividad en las propias cuevas. Es el caso de las Cuevas de Altamira, en España, por ejemplo, se tienen las pinturas rupestres.

El hombre se encontró con estas maravillas naturales desde la prehistoria; empezó a tratar de imitar a la naturaleza construyendo cavernas y túneles para su habitación y protección principalmente. Pero en los tiempos históricos, digamos de seis mil años hacia nuestros días, veamos lo que ha ocurrido: así es desde esos tiempos, el arte de tunelear fue entendido y los primeros pobladores de la tierra deben de haberse encontrado con la misma paradoja que los tuneleros modernos confrontan continuamente, en donde los túneles son fáciles pocas veces son necesarios o raras veces son necesarios y donde son necesarios raramente son fáciles.

La corteza de la tierra consiste de suelo y rocas; el suelo es - - fácilmente excavable; las montañas son hechas de rocas. Sin embargo, los antiguos se encontraron en suelos o tobas que podían realizar los -- túneles con relativa rapidez y facilidad y en las mismas rocas podían - - realizar estos túneles, usando para su excavación de piedras de mayor-- dureza. Por supuesto que los avances eran muy pequeños, el trabajo -- muy lento, pero efectuándolo con tenacidad lograban su propósito.

En el siglo VIII, antes de Cristo, cuando Zacarías era poderoso y se había derrumbado el Imperio por la pérdida de las Siete Tribus de -- Israel, el pequeño reino de Jehová vió la posibilidad de la destrucción de Jerusalem. El abastecimiento de agua de la ciudad estaba afuera de las - murallas, entonces el Rey resolvió salvaguardar el abastecimiento excavando un túnel que partía de un pozo en una curva amplia bajo los mu-- ros de la ciudad, hasta el almacenamiento de Siloa que primeramente estuvo fuera de las murallas y que finalmente quedó dentro por la ejecu- - ción de una nueva fortificación. La distancia era solamente de unos pocos metros y por supuesto que el terreno era suave, pues los pueblos antiguos sorprendentemente también eran capaces de perforar roca y ésto está discutido por Herodoto en una de las obras más notables del siglo -- VII, antes de Cristo, en el Valle de la Isla de Samos. Era un túnel de - dos bocas en la base de una colina, de una longitud de un kilómetro, de 2.50 m. de alto y 2.50 m. de ancho; en toda su longitud tenía un pequeño canal de 90 cms. de ancho, en donde el agua escurría de un manan-- tial a la población de Samos; el diseñador del trabajo era Opalinos, hijo de

Nanostropus. Este túnel fue descubierto por los arqueólogos modernos en 1881 y tiene aproximadamente un kilómetro de longitud. Es incuestionable que al hacer esta obra con cincel y martillo debe haberse llevado varias décadas y lo más notable es que fue abierta en dos frentes, que para los medios con que se contaba entonces, nada más guiados por el sonido de los cinceles o martillos, pudieron hacer la construcción por medio de correcciones que hacían en el trazo para efectuar la unión por medio de alguna curva inversa.

Pero retrocedamos todavía un poco más: el túnel de Semiramis, bajo el Eufrates. Este túnel era desconocido puesto que no queda ningún trazo, ninguna traza de él o ningunos restos. Construído bajo el reinado de Semiramis de Babilonia para conectar su palacio con el Templo de Marduk; la forma de hacerlo era que en el tiempo de estiaje o en que el caudal del Eufrates baja considerablemente, se le desviaba a un lado el cauce, se abría una zanja a la cual se recubría con muros de tabique recocido, construyéndose la bóveda; se volvía a rellenar y se desviaba el río hacia esta parte ya construída para repetir la operación en el otro tramo del río, justamente como se hacen algunas obras modernas y así podía tener comunicación todo el año al templo, desde el palacio por un conducto seco y al río pasando sobre él.

Para apreciar lo grande de esta obra de la antigüedad, deberemos darnos cuenta que hasta el Siglo XIX de nuestra era, se construyen túneles y sifones de características semejantes. Se supone que este túnel fue hecho en el Siglo II, antes de nuestra era, que en ese tiempo era to-

davía poderosa Babilonia. El no encontrarse restos de él, se debe a que el cauce del Río Eufrates ha sido siempre sumamente divagante en la parte - baja, por lo que puede haberse perdido sin remedio.

Vamos a ver algunos túneles para los Faraones muertos. Estos -- túneles se hacían en roca desde mil quinientos años antes de Cristo, para formar cámaras grandes en donde se enterraban a los Faraones. De acuerdo con esto y con algunas pirámides encontradas en el Alto Nilo, en tiempos de Ramsés II, se excavaron grandes cavernas en las que había estatuas colosales de los Faraones.

Si seguimos con el mundo antiguo, se puede encontrar en la historia un relato muy detallado de los Qanats del Irán o Persia. Estos túneles se usaban para captar agua en las zonas de la sierra donde había in- - filtraciones en los abanicos aluviales y llevarla hasta las planicies áridas- con fines de obtener abastecimiento de agua y de irrigación.

Es increíble pensar que todavía hasta hace poco tiempo estos túneles, de los cuales voy a tratar de hacer una figura explicativa, son más económicos que la perforación de pozos. Se han realizado más de 250,000 - - Kms. de estas perforaciones, que como pueden ustedes ver, eran en tobas o en conglomerados más o menos cementados. Es evidente que actualmente con el descubrimiento del petróleo y siendo en el de Irán un combustible - relativamente barato, se recurre a pozos operados con bombas con motores diesel. Aún en la actualidad, el 75% del agua de irrigación y potable, se -- obtiene con los Qanats.

En forma semejante, los pueblos antiguos, como los Nubios del Nilo

Superior, aún los Aztecas en el Nuevo Mundo y los Hindúes, se tienen datos de templos excavados en las rocas.

Pero veamos ahora cuál es el objeto de los túneles; para qué se realizan los túneles. Podemos clasificarlos en túneles de distintas clases. Los primeros que se realizaron fueron con el objeto de obtener minerales, principalmente hierro, cobre, algunas veces oro y plata.

También como ya lo hemos visto, se han realizado túneles para el transporte de agua potable y por ende una vez usadas estas aguas -- había necesidad de eliminarlas, en muchos casos por medio de conductos que se excavaban en túneles desde tiempos muy remotos.

Refiriéndose a las minas, el mejor tratado escrito por el año de 1527, por Georgius Agrícola, en su libro denominado de Red Metálica, - publicado en 1556, un año después de su muerte, explica los métodos increíbles que se usaban para la explotación de minerales en túneles y galerías subterráneas. Los métodos que usaban para desaguar empleando la rueda con canjilones de madera o metálicos, para ir extrayendo el -- agua a distintos niveles hasta su expulsión fuera del área donde se trabajaba. Algunas veces era por medio de animales que eran movidas estas -- ruedas para la extracción del agua.

Los acueductos romanos son bien conocidos por todos los historiadores durante el Imperio Romano, inclusive varios siglos antes de -- Cristo, se construyeron muchos acueductos, ya que era una de las preocupaciones principales de los emperadores el abastecer de agua a Roma.

Se tiene la obra de Frontinius, llamada de Acuis Urbis Romae, - escrita durante su término como Curato Oraquarum después del año 97 - al 104. De acuerdo con Frontinius, las aguas para los romanos eran tomadas del Tíber, así como de pozos y de manantiales y 440 años antes de nuestra era.

El año del primer acueducto público fue completado por el Censor Apius Claudius Secus, que había sido preparado ingenierilmente en la -- Vía Apia, de la Compuerta de Copena Acapua, al Este de Nápoles. La toma del acueducto de la Vía Apia, era en el Estado de Lucuyán, al Este de Roma y corre enteramente bajo tierra por aproximadamente 16 Kms. Solamente 100 metros pasan en estructuras arriba del suelo, justamente fuera de la ciudad se unía con el Acueducto de Augusto y continuaba enteramente -- por túneles por otros diez kilómetros, hasta el pie de Clinus Publici. El- acueducto de la Vía Apia llevaba aproximadamente 2.00 M3/Seg. de agua - hasta dentro de la ciudad. El área de agua dentro del túnel, era de 1.50 m. por 60 cms.

Al siguiente acueducto completado 40 años después, fue dado el - nombre de Anio Betus y captaba manantiales arriba, en la Montaña de Las Sabinas y tenía una longitud de aproximadamente 60 Kms., de los cuales 40 estaban en túnel. El costo de construcción fue financiado por la pro-- pia población y éste servía a la parte Este de la ciudad. En esta forma tenemos una serie de ejemplos de acueductos que se hacían para llevar agua a la Roma Imperial.

Los túneles también se usaron para el desarrollo gigantesco de las comunicaciones por agua. Si pensamos que un caballo fuerte es -- capaz de transportar a lomo aproximadamente unos 125 kilos; si nosotros lo hacemos que arrastre un carro de ruedas, puede tal vez transportar - hasta dos toneladas; pero si lo ponemos a jalar una lancha o una barcaza en el río, podrá jalar hasta 30 toneladas y quizá si la pendiente es baja, puede llegar a jalar hasta 50 toneladas.

Estas cifras dan la explicación de la cantidad de canales que se -- construyeron en la Edad Media y hasta a lo que se llamó la explosión de - construcción de canales en toda la Europa. Estos eran unas arterias antes de que apareciera el ferrocarril, magníficas para la transportación, - por lo que se unieron cantidad de canales y ésto se constituyó en una cosa común tanto en Holanda, como en Italia, como en Alemania y Francia y algunos ríos fueron conectados atravesando para ello los parteaguas por medio de túneles.

En la cabecera de la Liga Anciática se conectaron aproximadamente por 60 Kms. de canales, incluyendo alrededor de 10 Kms. de canales - superiores, con compuertas para la navegación; esto ocurría en el Río -- Elba por los años de 1400. Para este tiempo la construcción de canales se volvió rutina entre los Milaneses después de Federico Barbarrosa, que -- había dominado la ciudad por el año de 1167, ellos trataban de encerrar a la ciudad de Milán para mayor seguridad, algo así como 10 años después, se construyó un canal de 45 Kms. para fines de irrigación del Río Ticino, hasta un depósito justamente fuera de la ciudad. En el año de 1696, este canal fue ampliado hasta 60 metros, pero ya que el nivel del agua bajaba

hasta 40 M. de un extremo a otro, se tuvo que proveer con numerosas - exclusas de navegación. Cuando ésto se completó, se convirtió en el famoso Naviglio Grande, la mayor construcción llevada a cabo en Italia desde los días de los romanos.

Cuando empezó la construcción de la Catedral de Milán, al final de la siguiente centuria, el sistema Naviglio Grande fue ligado por medio de un canal para que permitiera que las barcazas cargadas con materiales de construcción pudieran llevarse hasta el lugar de la construcción - de la catedral.

Esto presentaba algunos problemas hidráulicos, ya que el nivel - del otro canal se encontraba algunos metros arriba del canal principal. - Simplemente se le proveyó al canal con unas compuertas que permitían - que se podían elevar por medio de poleas y cuando la compuerta era elevada, el agua en el canal era detenida hasta elevar el nivel para que se igualara. Es decir, como las exclusas actuales. Debido al bajo nivel del agua en que las barcazas podían tocar el piso, en 1438 se construyó una segunda compuerta en el Canal de liga; ésto fue la primera exclusa construída - en Europa. Una cuestión semejante se había construído en el canal por - los años 984 después de Cristo, para unir los Ríos Amarillo con el Yang -- Tse; aquí las compuertas fueron colocadas 80 M. de distancia aproximadamente una de otra.

Seis años después, la primera exclusa construída en Europa. Los ingenieros fueron Filipo de Modena y Fiorabante de Boloña. Durante el -- resto del siglo, la construcción de canales en Lombardía, procedía a una -

velocidad grande de acuerdo con el Ing. Bertola de Novatti, que proveía sus canales con doble compuerta del tipo abatible que hemos visto antes y cuya muerte en 1475 privó a Milán y a Europa del constructor más grande de canales de aquel tiempo.

Seis años después, en 1481, Ludovico Esforza, Duque de Milán, recibió una de las más interesantes cartas de aplicación o de solicitud de trabajo que se hayan escrito nunca. El escritor aseguraba que no existía ningún problema en las artes y ciencias que él no pudiera resolver; él podía construír toda clase de puentes, fortalezas, máquinas de destrucción, túneles, minas, construcciones campestres, morteros y máquinas de arrojar fuego, es decir, cañones. También conocía cómo construír vagones que aseguraba ser indestructibles, que él podía entrar con sus piezas dentro del enemigo y confundirlo severamente con la infantería siguiendo atrás sin oposición. El escritor remarcaba en repetir que él podía esculpir también en bronce, terracota y mármol. Estaba también fuera de duda que era el mayor pintor vivo. Contrario a su esperanza, su Alteza, el Duque, no estaba en necesidad inmediata de los servicios mencionados; sin embargo, quien ponía la carta agregaba que también conocía cómo conducir el agua de un lugar a otro en canales. Dada la redacción de la carta ofreciendo los servicios en estos tiempos, se pensaría que la persona estaba loca e inmediatamente se tiraría al cesto de los papeles, o bien podía circular en la oficina para diversión de todas las personas. Sin embargo, el Duque Ludovico lo único que hizo fue trasladar al que enviaba la carta y le dió el trabajo de Ingeniero del Ducado, así que además de otras distinciones, el Duque podía agregar el crédito de haber empleado a la persona más

brillante de la época. Era indiscutiblemente el genio de Leonardo de Vinci.

No podemos referirnos a la capacidad enorme del Gran Leonardo. Es suficiente decir que estuvo ocupado en la extensión del sistema de canales de la Lombardía el llamado Naviglio Interno, es decir, de navegación interna alrededor de Milán y él vió que dejaba mucho que desear lo que se había hecho, debido a que el agua escurría en forma intermitente y con poca regularidad, así que Leonardo construyó una serie de compuertas, una cerca de San Marcos, justamente abajo del depósito del canal que traía el agua al canal de conexión.

El Canal de San Marcos era una compuerta de mampostería de 30 metros de largo y de seis metros de ancho y Leonardo proveyó y le llamó compuertas maestras. Cada una de estas compuertas se abatían dentro de un hueco; en la mampostería en el fondo de la mitad de cada compuerta estaba una pequeña compuerta ocupando aproximadamente un sexto del total del área de la compuerta para controlar el escurrimiento del agua. Esta pequeña compuerta podía ser abierta quitando un tope que se tenía en el lado del canal.

Leonardo ha fascinado a generaciones posteriores con su riqueza científica, así como ideas técnicas, desde anatomía, física, hasta cañones, hasta cómo volaban los pájaros. Diseñó numerosos proyectos de canales, incluyendo uno en que se consideraba un túnel de kilómetro y medio a través de la montaña, separando dos valles de ríos. Esto no eran especulaciones técnicas, simplemente porque no podían serlo, ellos eran algo así como ciencia ficción para esos tiempos; pero sus invenciones y construc-

ción actual del tipo de compuerta abatible, es suficiente para colocar a Leonardo aparte del común de los ingenieros. Este tipo de compuerta abrió nuevos horizontes a los constructores de canales y con gran eficiencia en el ahorro de tiempo para usarlos. Pocos años antes de la muerte de Leonardo, ahora en el servicio del Rey de Francia, Francisco I, estuvo metido en una empresa que excedía cualquier cosa que se había intentado en la Lombardía. Era un proyecto de canales interiores desde el Atlántico hasta el Mediterráneo, un canal de los dos mares conectando el Río Gerona y el Loira; como siempre ocurre, estos planes no se llevaron a cabo. Leonardo murió y lo hizo también su patrón. Extrañamente de estos planes, el canal de Languedoc que ha preocupado a los grandes genios del tiempo sin aún contar con una topografía tosca, vino a ser realizado por un Colector de Rentas que se había tornado en ingeniero amateur en la edad media; él pudo hacer los planos con grandes detalles y construyó un modelo de lo que sería el esquema del canal con las subsecuentes modificaciones y se convirtió por lo tanto en el trabajo más grande de ingeniería civil desarrollada al Norte de los Alpes. El nombre del promotor ingeniero y constructor de los 220 Kms. del Canal Languedoc, fue Pierre Paul Riquet que era de 58 años. Murió en 1682, él envió los primeros planos a Corbert que era el Ministro de Finanzas de Luis XIV, la idea le pareció curiosa al Ministro de las Finanzas. Sin embargo, se interesó por el esquema en detalle. Los planos fueron aprobados, pero se tuvieron ciertas dudas acerca de la posibilidad de pasar aproximadamente cinco kilómetros de la parte alta de los valles. Para probar lo correcto del esquema, Riquet a su propio gasto, construyó 43 kilómetros de canal de seis metros de ancho y tres metros

de profundidad en un tiempo extremadamente corto, de mayo a octubre de 1665. El trabajo de construír el canal empezó en 1666 y tres años después ocho mil hombres fueron empleados. Fue declarado abierto el canal por - Luis XIV, en 1681, pero mucho del trabajo tenía que hacerse todavía y el canal no fue terminado sino hasta 1692.

El canal de Languedoc empieza en Garona, en Toulouse y se eleva 60 metros en una distancia de 50 kilómetros hasta la cima, para vencer la diferencia en elevación se emplean 32 compuertas, después de correr por 3 millas a lo largo de la cima que encierra la alimentación de aguas en el canal para mantenerlo navegable y desciende al Mediterráneo en una distancia de 160 Kms., con una diferencia de elevación de 200 Mts., formados por 74 exclusas. Diez kilómetros aguas arriba de la escalera de exclusas, en Peciers, Riquet encontró una dificultad con la Comisión que ordenaba tomar otra ruta, pero Riquet tenía sus propias ideas; puso la orden de la - Comisión en su bolsillo, despachó sus excavadores a otra sección y con una cuadrilla selecta, subrepticiamente excavó un túnel en Malpas. Este túnel tiene 150 metros de longitud, 6 metros de ancho y 9 metros de altura. No fue colocado el arco de mampostería sino muchos años después. Este es - el primer túnel de canal que se haya construído en ninguna ocasión y parece ser que es el primero en que se usó la pólvora. Claro que existieron - muchos después, particularmente en Inglaterra, pero esta solución tan -- ingeniosa para una obstrucción topográfica, nunca había sido ensayada previamente.

El canal de Languedoc fue una de las obras de ingeniería civil en - grande escala y para el tiempo de su terminación, en 1692, la ingeniería -

hidráulica había llegado a la madurez.

El Curator del Agua en Roma, Julius Frontinius, que ha sido ya mencionado, construyó un número grande de canales militares mientras servía como Gobernador en Bretaña en el reino del Emperador Vespaciano. Uno de ellos es el Dique Fose que conecta el Río Tren con Lincoln y que ha sido usado hasta nuestros días. Algunos canales simples o quizá más acertadamente zanjas, fueron excavados en tiempos de Elizabeth de Inglaterra.

Decíamos que podíamos tener los túneles para los siguientes fines: obtención de minerales de todas clases, comunicación para canales de agua, transporte de agua y transporte de aguas residuales o aguas negras o aguas de lluvia que pueden causar daños.

Tenemos túneles para ferrocarril. Es evidente que los primeros que se construyeron fue cuando resultó una necesidad para las comunicaciones ferroviarias.

Tenemos también túneles carreteros con objeto de acortar la distancia y las elevaciones de operación en las carreteras.

Túneles para los ferrocarriles subterráneos. Túneles para los servicios públicos. La ordenación del subsuelo a las grandes ciudades. Túneles para los transportes colectivos en las ciudades. Túneles para las plantas hidroeléctricas, que son protegidas en esta forma de cualquier destrucción y sobre todo en climas fríos y avalanchas de nieve, etc.

Por último, túneles para la construcción de refugios contra bombas atómicas.

Los túneles, desde luego, se pueden dividir de túneles en roca, túneles en terreno suave, túneles arriba del nivel de las aguas o túneles subacuáticos para cruzar ríos, bahías o estrechos de mar.

Richard Trevithick, fabricante de la primera locomotora de vapor, trató de hacer un túnel piloto abajo del Támesis.

Marc Isambard Brunel, que nació en 1769, concibió el primer escudo para túneles consistente en tres pisos de celdas de hierro fundido, de 2.00 x 1.00 M. que empujaba con gatos mecánicos. La idea le vino del Teredo Novalis que destruye los pilotes en los muelles. Admirado de la adaptación efectiva, Brunel concibió un instrumento gigantesco para tunelear como no había en ninguna máquina parecida. En noviembre 28 de 1825, empezó a utilizar el escudo con los 36 marcos de hierro fundido.

1825 BRUNEL - TUNEL DE MONT - CENIS.

Según los italianos es Monte Fréjus, para conectar el ferrocarril entre Turín en Italia y Chambery en Francia.

Fue un contratista en 1838, Joseph Médail, el que primeramente sugirió el túnel bajo el paso del Monte Fréjus.

HENRY MAUS - JEFE DE INGENIEROS BELGAS.

El ingeniero Belga, Jefe de los ferrocarriles del Piamonte, se interesó por el túnel y el Profesor Angelo Desimonda, distinguido Geólogo de la Universidad de Turín, fue consultado y dió su opinión de que el túnel era posible. Pensaban ellos que el túnel podía construírse en 35 a 40 años.

El calor era uno de los principales problemas por el espesor del techo. No se tenía un compresor de aire, se usaba pólvora negra que producía un humo espeso, grasoso y opaco, aún en campos abiertos de batalla. El método de perforación seguía siendo como se hacía cientos de años antes, es decir, barrena golpeado con marro. Se pretendía de acuerdo con Maus, por medio de aire comprimido, efectuar la perforación nada más con aire. Un científico brillante de mediados del siglo pasado, fue el Profesor Daniel Colladón, de la Universidad de Ginebra, en Suiza. Experimentaba con aire comprimido y consideraba la posibilidad de usarlo en la construcción de túneles y aún sugirió a Brunel que lo usara para conservar el agua fuera del túnel en el Támesis. El Gobierno del Piamonte le dió seguridades de patente y pudo producir en dos años un dispositivo para transmitir el aire comprimido desde fuera del túnel sin pérdida de presión. El aire tenía varias funciones: control de temperatura, ventilación y limpia de las perforaciones y fuerza para la perforación.

Una coincidencia fortuita, un trío de ingenieros de la Universidad de Turín, estaban trabajando en un martillo neumático para operar un dispositivo estacionario para proporcionar potencia extra a locomotoras en pendientes grandes. El jefe del trío era Germain Somellér y asociado a Maus Bartlet se le ocurrió a Somellér que su martillo podía operar una perforadora.

El Parlamento del Piamonte aprobó entusiastamente la máquina de Colladón y Somellér. Esto fue en 1857, y se construirían en Bélgica las máquinas, pero no se hicieron hasta enero de 1861, con el ciclo de:

1.- Perforar,

2.- Cargar y detonar,

3.- Ventilar,

4.- Rezagar.

El túnel se efectuaba excavando primero la parte central inferior, bajo un espacio de la parte superior, luego las partes laterales.

Las condiciones eran desastrosas por la falta de ventilación y por el humo que producía la pólvora, pero las cosas cambiaron notablemente con otro hito en la historia.

En 1863, Alfred Novel había demostrado la efectividad de la nitroglicerina como agente explosivo. Para 1867 tenía el explosivo convenientemente empacado, en forma de dinamita. Fue lo más importante para disminuír los gases y humos a la que se le llamaba "pólvora sin humo". La longitud del túnel es de 13,444 metros.

En el lado Americano, por el año de 1820, se hacía el primer túnel para canales en Pennsylvania y se tenía otro proyecto de los comerciantes de Boston aproximadamente en el mismo tiempo para el túnel de Monte Hoosac. El túnel sería de 6 a 8 kilómetros de longitud y por fin se logró hacer el túnel para ferrocarril que se terminó en veinticuatro años.

ALFRED BEACH.

Construyó el primer subterráneo en Nueva York en 1868, montado por aire. Alfred Beach fue el editor por muchos años, hasta su muerte, de la revista Scientific American.

Túnel de San Golhard o en los Alpes Suizos para unir a Zurich - con Milán. 15 kilómetros de longitud.

TUNELES DEBAJO DEL HUDSON.

El Coronel Haskins usó por primera vez el aire comprimido para - puentes, para las pilas. Por primera vez se usó en el túnel la mezcla de la rezaga de arcilla con agua y se bombeaba en tubo de 6" hasta la superficie.

JAMES HENRY GREATHEAD, INVENTOR.

Aunque fue Alfred Beach el primero que usó un escudo cilíndrico con aire comprimido este Sur-Africano. Sin embargo, Peter Barlow decía haber inventado en 1864 un escudo cilíndrico que usaba en los túneles -- del Támesis en la Torre de Londres y gatos mecánicos y en el Río Támesis lograron hacer estos túneles.

DR. E. W. MOIR.

Encuentra las razones de las enfermedades causadas por el aire - comprimido, 3-1/2 atmósferas.

Marzo 11 de 1904. Después de 30 años, se terminó el túnel del - Hudson para ferrocarril. Se llamaba Túnel McAdoo.

Túneles de Loetschberg, en Suiza, en Berna y el Túnel del Simplón de 15 Kms.

En 1830, Lord Cochrane, inventó y obtuvo la patente para introducir aire comprimido en excavaciones subterráneas; es decir, inventó la campana de buzos, permitiendo a los trabajadores hacer las operaciones ordinarias de excavación, hundimiento y mineo y pasar desde el espacio encerrado, aire comprimido hasta la presión atmosférica.

Este procedimiento está basado en un Principio Elemental de Física, de que una almósfera es igual a 10.4 metros de agua.

El uso de explosivos, como la pólvora en las minas, no se introdujo hasta el siglo XVII y no fue generalmente aplicado hasta 100 años después; en algunos países hasta el siglo XIX y sin embargo, se asegura que la pólvora fue usada en China, hace tanto tiempo como en el año 80, después de Cristo.

Un salto grande en la perforación de túneles, se dió con el invento de la perforadora de roca. Las primeras fueron operadas por máquinas de vapor, Joseph Fowle's patentó en 1849 una máquina de percusión para perforar roca, que no era muy práctica y económica, pero los principios establecidos permitieron el desarrollo posterior. Mejoras notables al invento de Fowle's fue hecho por G. A. Gadner, quien patentó una máquina en 1871. Lo mismo hizo con algunas mejoras Simons Ingersoll, que fundó la Ingersoll Rock Drill Company, quien compró las patentes de - - - - Fowle-Burleigh.

Las dificultades de algunos tipos de máquinas, era la remoción del polvo que quedaba en el agujero al ir perforando; este problema se eli-

minó con la invención de la perforadora con un aqujero en el centro y -- conectando en todo lo largo; en esta forma el aire comprimido se podía aplicar hasta el fondo de la perforación para remover el polvo. Esto fue la contribución de J. G. Leyner's, histórica en 1890 que se aplicó en las minas y desde entonces las innovaciones han sido insignificantes, excepto una cosa, que en el agujero podía también meterse agua para que el polvo no perjudicara a los mineros o perforistas, sino que al mezclarse el aqua salía en una forma de lodo que no hacía daño.

Para hacer perforadoras ligeras, provistas de una pierna de aire alimentadora, se supone que fue introducida en 1930 por un fabricante - alemán, pero el arquetipo es la R H 656, diseñada por Erik Ryd, de la compañía Atlas Copco.

PEQUEÑOS GRANDES INVENTOS

Las cosas han progresado tanto a partir de 1950, que prácticamente se ha causado una revolución en los bastos trabajos de excavación subterránea, que se ha dado en llamar ciruqía geográfica. Un ejemplo de ésto es el descubrimiento del carburo de tungsteno, que permite tener la punta de la barrena mucho más dura y penetra en las rocas de mayor dureza, -- como el granito, como si fuera queso.

El carburo de tunqsteno nació después del colapso de 1918 de Alemania. La Fábrica de Lámparas Incandescentes en Berlín, la Osram, se - encontró repentinamente que no tenía diamante industrial esencial para - el eslirado del filamento de tungsteno que emite la luz. El gerente ordenó-

una investigación para encontrar un sustituto a los diamantes y se conocía que el carburo era extremadamente duro y resistente al desgaste. El trabajo empezó con el carburo, con la idea de hacerlo menos quebradizo. Varios años se gastaron en intentos vanos para mejorar las características del material y el cuerpo de investigadores estaba por abandonar el trabajo, cuando una noche el limpiador del laboratorio le añadió polvo de hierro a la carga. Su falta de cuidado abrió un nuevo camino de investigación y se observó que agregando hierro a los cristales de carburo se cementaban y el material era mucho más resistente y menos quebradizo. Una investigación posterior llevó a la conclusión de que el cobalto era el mejor material cementado y el grupo de la Osram había desarrollado un nuevo material con características excelentes, o sea, el carburo de tungsteno cementado.

La crisis de los diamantes se acabó, la compañía volvió a usarla y fue la empresa Krupp que ofreció las facilidades para manufacturar el metal hecho por el hombre. Así en 1926 se empezaron a usar los carburos cementados y las operaciones de perforación habían hecho posible el aumentar la posibilidad 5 veces. Esta máquina mágica era desconocida en Inglaterra y en los Estados Unidos cuando empezó la guerra,

Las fuerzas aliadas se dieron cuenta que Romel's, en el Africa Corps, estaba abasteciendo con armas y municiones que tenían carburo de tungsteno. Solamente el diamante es más duro que el carburo de tungsteno, tiene un punto de fusión de 2,800°, y por lo tanto, puede tomar calor que puede fundir aleaciones de acero, pero en su composición original

el material era tan quebradizo que solamente en el transporte podía romperse.

La investigación continúa alrededor de lo mismo y se trata de producir metales más duros con una lechada de óxido de tungsteno, en presencia de gas hidrógeno, en donde el tungsteno metálico se obtiene con un polo gris. Las dimensiones de los granos de metal de .5 a 8 micras, pueden controlarse variando la temperatura y el gas hidrógeno, de tal manera que el cuello de botella en la perforación de túneles o minas que era la perforación, se redujo a que se tuvieran que inventar nuevas máquinas para el rezagado del material de excavación, ya que entonces se convirtió en el cuello de botella.

Los grandes túneles del siglo pasado, terminaron a principios de este siglo, con la apertura del túnel del Simplón, pero después de la explosión de la primera bomba atómica en Hiroshima y posteriormente la de Nagasaki, hicieron que Suecia, un país cuya energía eléctrica en 95% proviene de plantas hidroeléctricas, con objeto de proteger estas plantas de bombardeos masivos, se empezó la construcción de plantas subterráneas. El suelo de Suecia es generalmente granito masivo bastante regular que facilita estas operaciones, de tal manera que así se ha avanzado en la construcción de estas plantas, hasta llegar a dimensiones gigantescas. En México también ya se han realizado, como en el Infiernillo, en la Angostura, etc. y después de los túneles con escudo y aire comprimido, llegamos a la excavación rápida con máquinas para tunelear, y ahora se

emplean lo que se llama los topos o teredos, con objeto de reducir la mano de obra y aumentar los avances al máximo y tener las obras lo más -- pronto posible, y a la larga, que sean más económicas.

El caso de la ciudad de Chicago; el crecimiento rápido de Chicago, llevó a que se hiciera una solución más satisfactoria al problema de - las comunicaciones que deberían ser subterráneas, principalmente cables de teléfonos y telégrafos, ya que constantemente estaban abriendo - las calles para poner nuevos cables. La compañía Illinois Telephone and Telegraph, propuso construír túneles bajo las calles, suficientes para - que pudieran colocarse todos los cables que se instalarían en el futuro. Como muchas ideas ingenieriles de ahora, el proyecto parecía que no tenía importancia y después de construír 30 kilómetros de túneles en 3 --- años, de 1900 a 1903, la compañía quebró, pero de las cenizas de su primer negocio, dice una autoridad británica en túneles, como el ave fenix, brotó una nueva idea. Los túneles fueron vendidos a la compañía Illinois de Túneles, y en 1903 se obtuvo una franquicia que permitía que los tú-- neles fueran usados para el transporte de mercancías y paquetes.

La extensión de los túneles en un sistema coherente, que comunicaba grandes edificios comerciales entre uno y otro y con las terminales de carga de ferrocarriles, tomó varios años. El tuneleo se hizo con baja - presión, digamos de .3 a .7 de atmósferas, pero sin escudo, ya que andaban aproximadamente a 12 metros de profundidad, en la resistente arcilla azul. En forma de óvalo, de 1.50 de ancho y 2.35 de altura, dentro del re

vestimiento de concreto, se pusieron vías de kaubil de 2 pies, o 60 cms. de ancho. En la actualidad se tienen aproximadamente 150 locomotoras - eléctricas que jalan aproximadamente 3,000 carros en los 95 kilómetros- de túneles; a diferencia de los metros, estas líneas están totalmente en - un solo nivel, sin intención de evitar intersecciones, de las cuales hay- cientos, pero la línea opera por un sistema de señales regular y nunca - ha tenido un accidente. Los trenes son despachados con un sistema tele- fónico y toma cargas solamente dentro de los edificios, ya que muchos -- rascacielos están equipados con elevadores capaces de levantar los carros hasta la parte superior o a pisos intermedios. Además de mercancía y -- abastecimientos, muchos edificios reciben carbón y eliminan las cenizas gracias a este ferrocarril subterráneo.

Estos ferrocarriles son especialmente útiles cuando se construye un nuevo edificio o se tira uno antiguo. Una rama de la línea es tunelea da hasta el sitio y los desperdicios del edificio se palean mediante un tubo de bajada hasta la vía y entonces es acarreado subterráneamente hasta un punto donde es necesario un relleno. Para el observador que pasa, tiene un efecto extraordinario que los trabajadores palean toneladas de tabique, mortero y cemento en un pozo en la tierra.

BIBLIOGRAFIA

1. - THE HISTORY OF TUNNELLING. Gösta E. Sandström. Barrie and Rockliff. 1963.

2. - TUNNEL ENGINEERING. Rolt Hammond. Heywood & Company LTD. 1959.

3. - TUNNELS AND TUNNELLING. C.A. Péquignot, B. Eng., Assoc. I.C.E. Hutchinson Scientific & Technical. 1963.

4. - RAPID EXCAVATION-PROBLEMS AND PROGRESS, Donald H. Yardley. The Guinn Company Inc. 1970.

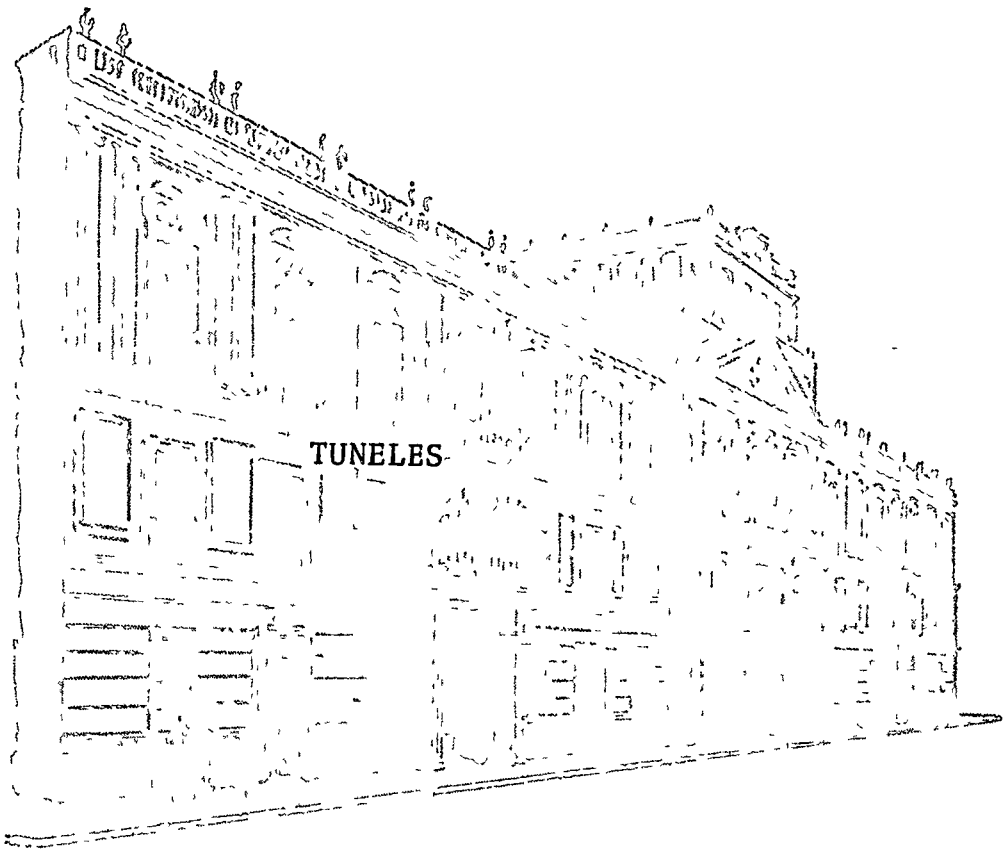
5. - PRACTICAL TUNNEL DRIVING. Harold W. Richardson and Robert S. Mayo McGraw-Hill Book Company, Inc. 1941.

6. - ADVENTURE UNDERGROUND. Joseph Gies. Doubleday & Company, Inc. 1962.

7. - THE ART OF TUNNELLING. Károly Széchy. Akadémiai Kiadó Budapest. 1966.

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

COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO



Marzo de 1977

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D F. Tels: 521-40-23 521-73-35 5123-123

INFORMACION TECNICA

EN ESTOS APUNTES ENCONTRARAN SUFICIENTE INFORMACION TECNICA - SOBRE PROCEDIMIENTOS PARA LA EXCAVACION DE GALERIAS SUBTERRANEAS, COMO LUMBRERAS, TUNELES Y CAVERNAS ASI COMO TAMBIEN SOBRE SISTEMAS DE ADEMADO PROVISIONAL Y DE REVESTIMIENTO DE CONCRETO DE LAS MISMAS.

LOS APUNTES FUERON TOMADOS DE LAS CONFERENCIAS DICTADAS POR LOS SEÑORES INGENIEROS VICTOR M. HARDY, ING. ARNE SAMUELSON Y DE LAS MIAS.

EL ING. VICTOR M. HARDY (Q.E.P.D.) DEDICO UNA GRAN PARTE DE - SU VIDA PROFESIONAL A LA EXCAVACION SUBTERRANEA Y FUE CONSIDERADO DE LOS PRIMEROS EN DICHA TECNOLOGIA, PARA MI FUE UN GRAN COMPAÑERO Y AMIGO, QUE DESCANSE EN PAZ.

EL ING. ARNE SAMUELSON DE NACIONALIDAD SUECA VINO A MEXICO ENVIADO POR LA CIA. WIDMARK AND PLATZER COMO ASESOR DE LA CIA, - ICA EN LOS TRABAJOS DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DE LA CIUDAD DE MEXICO Y DEL PROYECTO HIDROELECTRICO DE CHICOASEN CHIAPAS, INGENIERO DE GRAN EXPERIENCIA Y CONOCIMIENTOS.

POR LO QUE A MI RESPECTA, ES EL PRODUCTO DE LA EXPERIENCIA ADQUIRIDA DESPUES DE CASI CUARENTA AÑOS DE TRABAJAR EN EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.

GLOSARIO DE TERMINOS PECULIARES DE LAS OPERACIONES DE VOLADURA DE USO COMUN EN MEXICO

A CARRAL (Loading)	Forma de cargar la dinamita en una columna contínua dentro del barreno.
ADEME DE POZO (Cauding)	Protección que se le dá a las paredes de un pozo para evitar derrumbes.
ALAMBRES COLECTORES (Bus Wires)	Alambres que comunican entre sí varias series de estopines.
AMACHICIA	Excavación hecha a un nivel inferior del piso del túnel que se utiliza para la carga de los botes de rezaga.
AL TRESBOLILLO (Staggered)	Disposición de los barrenos en filas paralelas cruzadas en diagonal.
ARTIFICIOS (Blasting Supplies)	Accesorios empleados en una voladura, tales como cápsulas explosivas, mecha, etc.
ATACAR (Tamp)	Acción de apretar o apelmazar los explosivos en el barreno.
ATACADOR O FAUNERO (Tamping Pole)	Palo que se usa para atacar los explosivos.
BARRENACION Ó TANDA (Round)	Conjunto de barrenos que se dispara en una sola voladura ó tronada.
BARRENO ATRASADO (Delayed Shot)	Barreno cuya carga explosiva estalla después del tiempo calculado para ello.
BARRENOS DE POZO (Well Drill Holes)	Barrenos de diámetro grande (mayor de 5 cm).
BARRENOS DE EMPAREJE (Trim Holes)	Barrenos de pata, de tabla y de cielo que le dán figura al corte.
BARRENOS DE PATA	Barrenos perforados en la parte inferior de una voladura ó tronada.
BARRENOS DE TABLA	Perforaciones que se hacen en los lados derecho e izquierdo, siguiendo el perímetro de una voladura.
BARRENOS DE CIELO Ó CLAVE	Perforaciones siguiendo el perímetro de la voladura en la parte superior.
BARRENOS DE CUÑA (Cut Holes)	Perforaciones que se hacen generalmente en la parte media de la voladura, las cuales tienen una inclinación hacia el centro formando una piramide ó cuña.

BARRENO QUEMADO (Burn Cut)	Perforación ó perforaciones de diámetro grande a las cuales no se les pone carga explosiva.
BARRENOS QUEDADOS (Misfires)	Barrenos cuya detonación falla total ó parcialmente.
BARRENOS ROBADOS (Cut Offs)	Barrenos que han sido cortados por el adyacente, pudiendo dejar parte del explosivo sin detonar.
BANDERILLA	Barra de perforación que queda trampada en el frente.
BARRENOS SECANTEADOS ó SECANTE. (Sprung Holes)	Barreno cuyo fondo ha sido ensanchado por una explosión preliminar, ésto se hace para dar mayor capacidad de carga .
BECERRO	Bomba para lodos de accionamiento neumático.
BOMBILLO	Cartucho de dinamita de tamaño estandar
BONIFICACION	Pago extra que se le hace al trabajador en proporción del avance obtenido en una semana
"BONI"	Bonificación en efectivo que se le entrega al trabajador por un mayor avance.
CALESA ó JAULA	Canastilla con la que se transporta verticalmente al personal, mediante el uso del malacate.
CARCAMO	Excavación hecha dentro del túnel para alojar la succión de las bombas.
CARGA DE FONDO	Colocación de una mayor densidad de carga por metro de barreno en el fondo de la perforación.
CAÑA	Huella dejada por un barreno que se manifiesta después de la voladura.
CARGAS SALTEADAS (Deck Loading)	Método de cargar un barreno dejando separadores entre cada bombillo ó cartucho.
CASTILLO	Estructura metálica o de madera que se coloca sobre las lumbreras y que sirve para el manteo de los materiales de rezaga.
CEBO ó ESPOLETA (Primer)	Bombillo en el cual se le coloca el detonador cuya finalidad es iniciar la explosión del resto de la carga.
CONTRA POZO ó CHIFLON (Raise)	Aberturas perforadas hacia arriba.

CORTE EN LADERA Ó BALCON (Sidehill Cut)	Excavación en la ladera de una montaña dejando pared en un solo lado.
CORTE EN CAJON (Thorough Cut)	Excavación a través de una montaña dejando una pared a cada lado.
COYOTERA (Coyote Blart)	Túneles de diámetro pequeño donde se colocan grandes cantidades de explosivos, se usa para derrumbar grandes volúmenes.
CRUCERO (Wing o Crosscut)	(Min) Frentes transversales a las vetas. (Constr) Cualquier túnel excavado en un ángulo respecto a la dirección general del túnel principal.
CUELE (Tunel Driving)	Avance en un túnel, pozo ó contra pozo, también se usa para indicar la profundidad del barreno.
CULEBRA, BARRENOS DE (Snake Holes)	Barrenos horizontales ó inclinados que se colocan al pie de una pedrera para ayudar a la barrenación vertical.
CUÑA (Cut)	Conjunto de barrenos que forman una abertura inicial, con objeto de que los barrenos adyacentes tengan salida.
CHOCOLONES Ó FUQUE (Bootlegs)	Parte de un barreno que queda en el frente, después de la voladura. También se le llama a cualquier excavación pequeña que se tenga que hacer dentro del túnel.
CHORREADERO	Parte por donde se tira la rezaga ó mineral.
DESENCAPE Ó DESCAPOTE (Stripping)	Quitar el material que se enquentra arriba de la roca, en minería es quitar o remover todo el material esteril que está sobre la veta.
DISPARO Ó TRONADA (Shot)	Acción de provocar una voladura ó también la voladura en sí.
DESTAPADOR Ó CUCHARILLA	Instrumento hecho de una varilla de bronce ó cobre que se utiliza para descargar un barreno.
DETONADOR ELECTRICO Ó ESTOPIN. (Electric blasting.caps)	Cápsula explosiva que se hace estallar por medio de electricidad.
ESTOPIN DE TIEMPO (Delay caps)	Cápsula explosiva cuya acción es retardada en determinado tiempo despues de emitida la corriente eléctrica, los tiempos se miden con milisegundos $\frac{1}{1000}$

EXPLOSOR	Máquina que suministra la corriente necesaria para los disparos eléctricos, hay de diferentes tipos siendo los más comunes las de condensador y de generador ó cremallera.
FRENTE (face)	Altura de una pedrera o tope de un túnel.
FULMINANTES (Basting caps)	Cápsula explosiva que se emplea con mecha
FUQUE	Fracción de barreno que queda en la frente después de la voladura.
GIRASOL	Aparato de topografía formado por un círculo graduado de 0° a 360° que va montado sobre un soporte en el que se puede deslizar, se utiliza para hacer secciones transversales de topografía mediante radiaciones.
GALVANOMETRO	Aparato con el cual se registra la continuidad de un circuito determinando si está cerrado ó abierto.
JUMBO	Estructura metálica que sirve de apoyo a las máquinas perforadoras, puede ser tubular ó de perfiles estandar, también puede ser un equipo mecánico montado sobre un vehículo.
LUMBRERA (Shaft)	Excavación vertical desde la superficie hasta el túnel, en minería cualquier excavación vertical que sale a la superficie.
MANTEO (Loading)	Operación de extraer el material de una tronada fuera del túnel, utilizando malacates.
MALACATE	Aparejo mecánico con un tambor y cable accionado con motor eléctrico, de combustión interna ó neumático que se utiliza para mantear ó en maniobras de equipo.
MARINOLA	Rueda montada sobre un aparejo que se inserta al lado de las vagonetas que al girar sobre una estructura metálica, provoca el volteo suficiente para el vaciado del material
MECHA DETONANTE (Prima Cord)	Es un cordón detonante con un corazón de explosivo de alta velocidad (6 kms por segundo).
MONEO (Secondary Blasting)	Voladura secundaria para romper piedras de gran tamaño que no caben en el boto de la rezagadora.

PLASTA	Procedimiento para romper rocas sin haber hecho un barreno, se coloca la carga sobre la roca, cubriéndola con lodo.
PERRERA	Depósito para explosivos montada sobre ruedas con capacidad para una carga y media, debe tener dos compartimentos una para los estopines y otro para los explosivos.
POBLADOR	Persona que carga los barrenos, se encarga de conectar los circuitos y hacer el disparo.
POLVORIN	Caseta para almacenar explosivos.
RETACAR	Encerrar el explosivo en un barreno con arena, arcilla u otro taco.
REZAGA	Material producto de la voladura ó tronada.
REZAGAR	Acción de cargar, extraer el producto de una voladura.
TARANGO	Estructura de metal ó madera que sirve de apoyo para los trabajadores.
TOLVERO	Encargado de la descarga de los carros a la tolva de manteo.
VOLTIOHMETRO	Es un instrumento que combina una voltímetro y un ohmetro, es decir determina intensidad de corriente y resistencia del conductor.

En los apuntes del Ing. Samuelson se dan varios tipos de cuñas que se han empleado en diferentes trabajos con resultados satisfactorios son por consiguiente muy confiables, la elección de ellas dependerá del tipo de terreno, de la disponibilidad del equipo y de la geometría de la sección transversal de la excavación, es decir son subjetivas por lo que es muy importante el criterio de quien los elija.

Recientemente en la excavación de los túneles del Acueducto - Río Colorado - Tijuana se ha seguido, para el diseño de las - cuñas, el criterio siguiente:

1o.- Se perforan los barrenos quemados con brocas de 76 mm, en número y disposición adecuada.

2o.- Se perforan los barrenos paralelos a los anteriores -- que deben ser cargados con explosivo, que se les denomina de cuña. ø 36 mm.

3o.- Se perforan los barrenos, ø 36 mm. que también debe cargarse, que provocan al explotar un hueco de mayores dimensiones a éstos se les llama "auxiliares de cuña."

4o.- Se diseña el diagrama de barrenación con base a la línea de menor resistencia y su diámetro.

5o.- La teoría para el diseño de la cuña es que el volumen - removido por la explosión del 1er. barreno sea inferior

al volumen de los barrenos quemados, el estopín eléctrico debe ser del número 1 (no es recomendable el -- uso del instantaneo pues el rango de variación de es - tos es muy amplio).

6o.- Con la explosión de este barreno, queda un hueco con una área igual a la suma de las áreas de los barrenos quemados y el área de influencia del propio barreno.

7o.- Considerando esta nueva área se localizan los siguientes barrenos cargados con el mismo criterio establecido anteriormente.

8o.- Se supone que el volumen removido por los barrenos de cuña es expulsado hacia afuera del frente de excava - ción, estableciendo así una cara libre para los demás barrenos, por lo que estos ya sea distribuyen como barrenos de banco con una sola cara libre y con los retardos lógicos.

Dependiendo del equipo con que se hagan las perforaciones se deberá tomar en consideración las desviaciones que estos sufren, evitando así, que ocasionado por estos, el volumen removido sea mayor que el calculado y por lo tanto se sinterice este dentro del hueco producido.

Una práctica también recomendable es la de profundizar los -

barrenos quemados, así como los de cuña un 8-10% más de la - profundidad de cuele de todos los demas barrenos. Es decir si el acero de barrenación es de 2.40 m, el acero de los barrenos de cuña deberá ser de 2.60, haciendo esto que los - fuques se reduzcan al mínimo y consecuentemente se logre una mayor economía. No hay que perder de vista que el costo de la barrenación es el 30% del costo total de excavación.

En mi criterio una de las cosas más importantes en un trabajo subterráneo es la ventilación.

Para ventilar una excavación subterránea se puede obtar por cualquiera de los procedimientos siguientes a) introducir - constantemente aire fresco del exterior, b) Extraer constantemente el aire viciado del interior del túnel c) Usar al - ternativamente estos dos sistemas, es decir introducir aire fresco durante las operaciones de perforación, y rezaga y - extraer el humo, polvo y aire viciado inmediatamente despues de que se haya efectuado la voladura.

Cada uno tiene sus conveniencias e inconveniencias, dependerá del criterio y condiciones de la excavación, su elección.

A continuación se dan algunas fórmulas para el cálculo del volumen de aire necesario y para calcular las pérdidas en - la conducción.

1o.- Fórmula para estimar el gasto mínimo necesario a instalar en una galería subterránea.

$$Qm = k\ q\ S$$

en la que:

Qm = Gasto mínimo a instalar m^3/seg

q = m^3/seg es gasto mínimo por metro cuadrado de la sección transversal necesario para la difusión del tapón de humo.

S = m^2 sección transversal de la galería.

k = Coeficiente numérico superior a 1, que depende de las condiciones de la tubería de ventilación, su hermetismo, su alineación y de las fugas.

Recomendaciones para elegir el valor del "gasto específico" 1.

El gasto específico mínimo puede variar de 200 ℓ/seg a 300 ℓ/seg; la elección de un valor intermedio de este, dependerá de la velocidad de salida requerida por el arrastre del humo, polvo y gases tóxicos por el interior del túnel.

Todos los ventiladores tienen sus curvas características, a semejanza de las de bombas, y suministran el gasto con una determinada presión que se mide en mm de columna de agua, o en centipiezes (1 cp = 1.02 mm de agua).

Esta presión se pierde a lo largo de la tubería de condi - ción por estas principales causas.

a) Pérdida de carga longitudinales.

c) Pérdidas de carga sistemática ocasionadas por singularidades.

d) Pérdida de carga ocasionales por singularidades.

Fórmula de Monnier para el cálculo de la pérdida de carga longitudinal.

$$J = k\frac{Q^2}{D^5} L$$

J = Pérdida de carga en mm de agua

L = Longitud de la conducción en metros.

Q = Gasto en m^3/n

D = Diámetro de la tubería en cms.

k = Coeficiente que depende del estado del interior de la conducción.

Si Q se tiene con m^3/seg y D en metros la fórmula queda, $k = 0.8\mu$ para lámina negra.

La fórmula queda:

$$J = 0.00109 \frac{Q^2}{D^5} L$$

Esta fórmula se puede simplificar si consideramos que

$$Q = V \frac{\pi D^2}{4}$$

y $$k' = k \frac{\pi}{4}$$

de donde $$J = k' \frac{V^2}{D}$$ fórmula más sencilla de retener.

De lo anterior se puede deducir que para un gasto dado, la pérdida de presión longitudinal es inversamente proporcional a la quinta potencia del diámetro.

Por ejemplo: si consideramos dos tuberías de conducción una de 600 mm de diámetro y otra de 400 mm, de diámetro para -- una misma distancia, las pérdidas longitudinales son casi ocho veces mayores en la tubería de 400 mm.

$$\frac{6^5}{4^5} = \frac{3^5}{2^5} = \frac{243}{38} \doteq$$

b) Pérdida de carga sistemáticas por singularidades.

$$J_s = \ell \left(P\ell + \frac{Ps}{\eta}\right) + \left(P + \frac{Ps}{H}\right)$$

ℓ y son las longitudes totales de las porciones de tubería con diámetros d y D.

P_ℓ = Pérdida de carga longitudinal en tubería de diáme - tro d.

Ps = Pérdida de carga sistemática en tubería de diámetro D.

h = Longitud de tubería con diámetro d.

H = Longitud de tubería con diámetro D.

Pc = Pérdida de carga longitudinal en tubería con diámetro D.

Ps = Pérdida de carga Sistemática con tubería con diámetro D.

Las pérdidas de carga sistemáticas son producidas por las -- uniones, las nervaduras de la tubería y de obstáculos sistemáticos excepcionales.

Las pérdidas de carga sistemáticas pueden esperarse que - - sean de 20% a 30% de las pérdidas longitudinales.

Cálculo de la pérdida de carga de una singularidad.

$$J = k_p \frac{V^2}{2}$$

J = Pérdida de carga en mm.

k = Coeficiente sin dimensión, característico de la singularidad.

P = Peso específico del fluído, en ton/m3.

V = Velocidad media, con m/seg.

Para el aire la fórmula puede simplicarse así.

$$J = k \frac{V^2}{16}$$

En el libro "Ventilation des Souterrain en Construction" de Paul Expilly de la Editorial Eyrolles pueden encontrar varios nomogramas de fácil uso que proporcionan estas pérdidas.

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

MANEJO DEL AGUA EN UNA EXCAVACION SUBTERRANEA

Ing. Raul Lopez Calvillo

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D F Tels 521-40-23 521-73-35 5123-123

E S T I M A R E L G A S T O

1. Tramo frente aguas abajo

El dren tiene que dimensionarse para manejar el gasto - que existe desde la lumbrera hasta el frente actual. Por lo tanto, el gasto está entre q_2 y q_1, según la figura de abajo.

II. El tramo con frente aguas arriba.

Se debe estimar el gasto que se espera tener que drenar del frente en sí y el gasto adicional desde la lumbrera aguas arriba que se aportará después de la conexión con el otro frente aguas arriba. Por lo tanto, el gasto entre q4 y q3, según la figura de abajo.

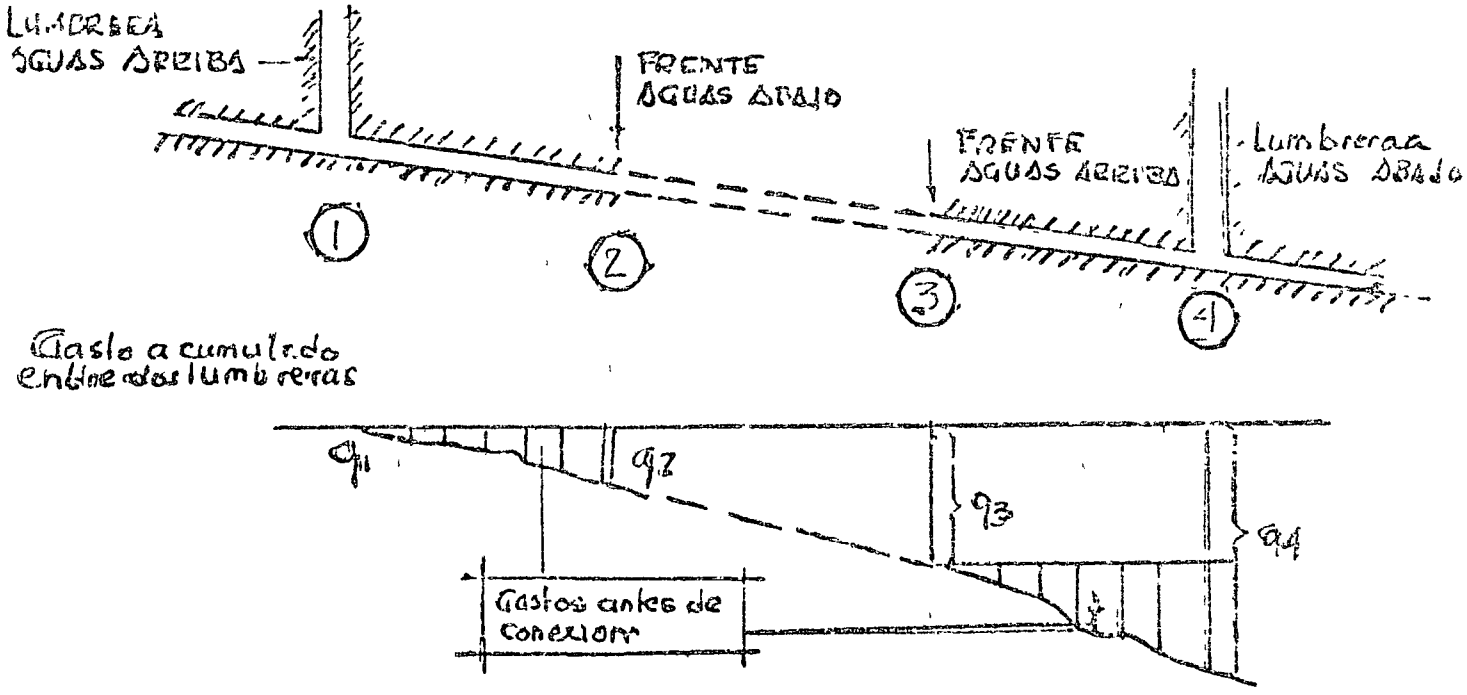
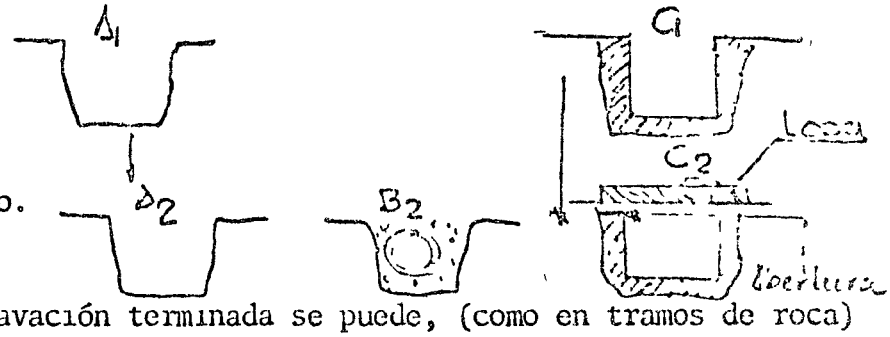


TABLA PARA SELECCIONAR EL TIPO DE ZANJA

Gasto q lt/seg.	TERRENO duro (roca)		TERRENO suelto	
	Fase de exc.	Fase de rev.	Fase de exc.	Fase de rev.
600				
500				
400	C_1	C_2		
300				
200			C_1	C_2
100				
50		B_2		
25				
12.5	A_1			
00		A_2	A_1	A_2

(1) Fase de excavación

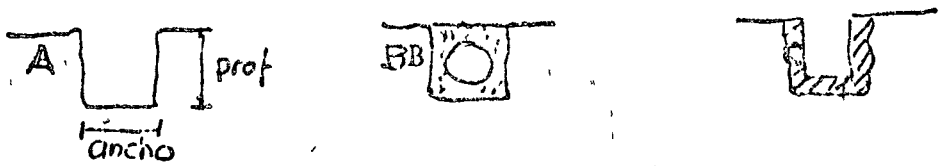
(2) Fase de revestimiento.



(*) En tramos con la excavación terminada se puede, (como en tramos de roca) colocar tubería de concreto (B2) en este trato para la fase de revestimiento en lugar de colocar la zanja de concreto.

TABLA PARA ESCOGER EL ANCHO Y LA PROFUNDIDAD DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ZANJA Y EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE CONCRETO.

q lts/ seg.	TIPO DE LA ZANJA				
	A		B	C	
	Prof.	ancho	diámetro	prof.	ancho
600	---		---	80	75
500	---		---	65	75
400	---		---	75	60
300	---		---	60	60
200	---		---	45	60
150	---		---	40	60
100	50	60	16" (40 cm)*	35	60
50	40	50	13" (38 cm)	25	60
25	30	40	10" (25 cm)	20	60
C 12.5	25	40	---	--	--



(*) El tipo B se usa solamente hasta el diámetro 16" de la tubería, correspondiente al gasto máximo de 100 lts/seg.

ANEXO 4

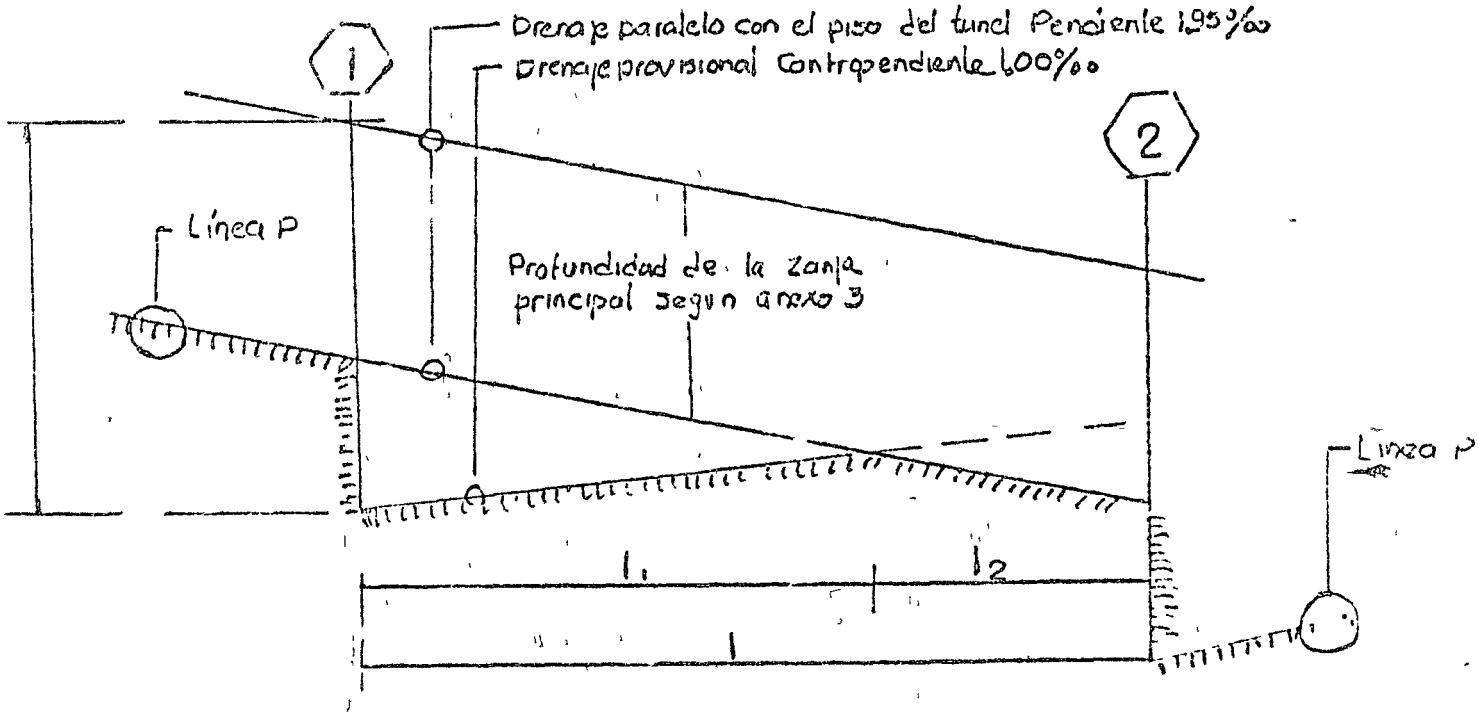
PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION DE LAS ZANJAS

I. Excavanado hacia aguas arriba:

Se excava el dren paralelo a la pendiente del túnel.

II. Excavando hacia aguas abajo:

Avanzando hacia aguas abajo se tiene que bombear el agua hasta la lumbrera 1 hasta que los frentes se - unan. Cuando se avance se mueven las bombas en tramos de 1 metros, entre los puntos 1 y 2, ver la - siguiente figura.



Para conducir el agua del frente a la estación de bombeo y también excavar lo mínimo del dren, lo mejor es excavar según la línea P, ver la figura anterior.

Procedimiento para la excavación de los drenes.

a). Empiece desde el cárcamo con una profundidad de d_1 mts.

b). Excave un tramo de l_1, metros con una contrapendiente de 1% (1:1000).

c). Siga después con el segundo tramo l_2 que es paralelo a la pendiente del túnel, hasta el próximo cárcamo.

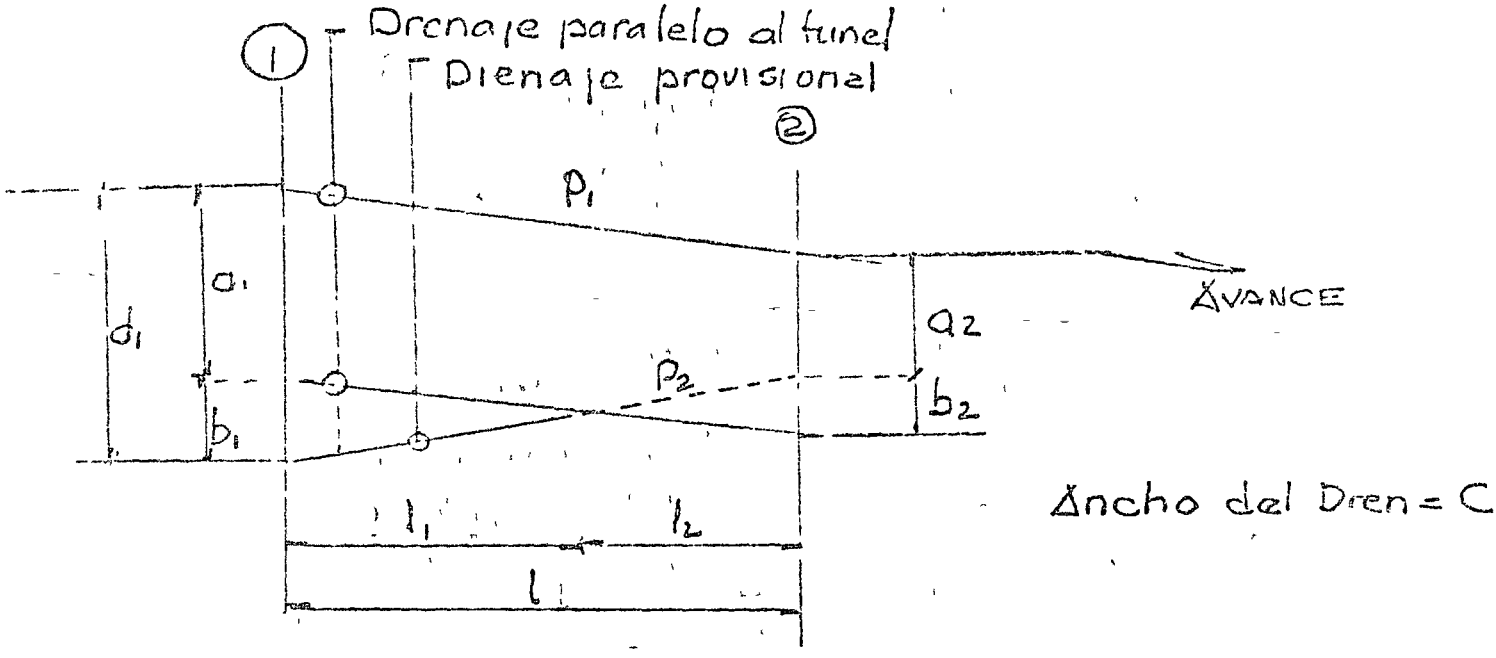
Las medidas d_1 y l_1 quedan indicadas en la tabla siguiente, para distancias entre los cárcamos de 100, 200 y 300 metros.

Tabla 2 - Datos para zanjas en contrapendiente

Gasto l/seg.	Profund. escogida de la zanja. m.	l = 100 m.		l = 200 m.		l = 300 m.	
		d_1 m	l_1 m	d_1 m	l_1 m	d_1 m	l_1 m
25	0.30	0.50	66	0.79	166	1.09	266
50	0.40	0.56	55	0.86	155	1.15	255
100	0.50	0.63	43	0.92	143	1.22	243
150	0.40	0.56	55	0.86	155	1.15	255
200	0.45	0.60	49	0.89	149	1.19	249
300	0.60	0.70	32	0.99	132	1.29	232
400	0.75	0.80	15	1.09	115	1.39	215
500	0.65	0.73	26	0.73	126	1.02	236
600	0.80	0.83	9	1.12	109	1.42	209

Si se tienen otras condiciones de las aquí indicadas arriba, se pueden calcular los datos con las fórmulas indicadas abajo.

DEDUCCION DE LOS VALORES DE LA TABLA ANTERIOR



Dado: a_1, a_2, l_1, P_1, P_2 y C

$b_2 = a_1 - a_2$

$b_1 = l\,(P_1 + P_2) - a_1 + a_2$

$d_1 = a_2 + a_1\,(P_1 + P_2)$

$l_1 = l - (a_1 - a_2)/(P_1 + P_2)$

$l_2 = (a_1 - a_2)/(P_1 + P_2)$

Volumen por excavar $V_1 = l \times (d_1 + a_2) \times C + l_2 b_2 \times C/2$

Volumen por llenar $V_2 = - l_1 \times b_1 \times c/2$

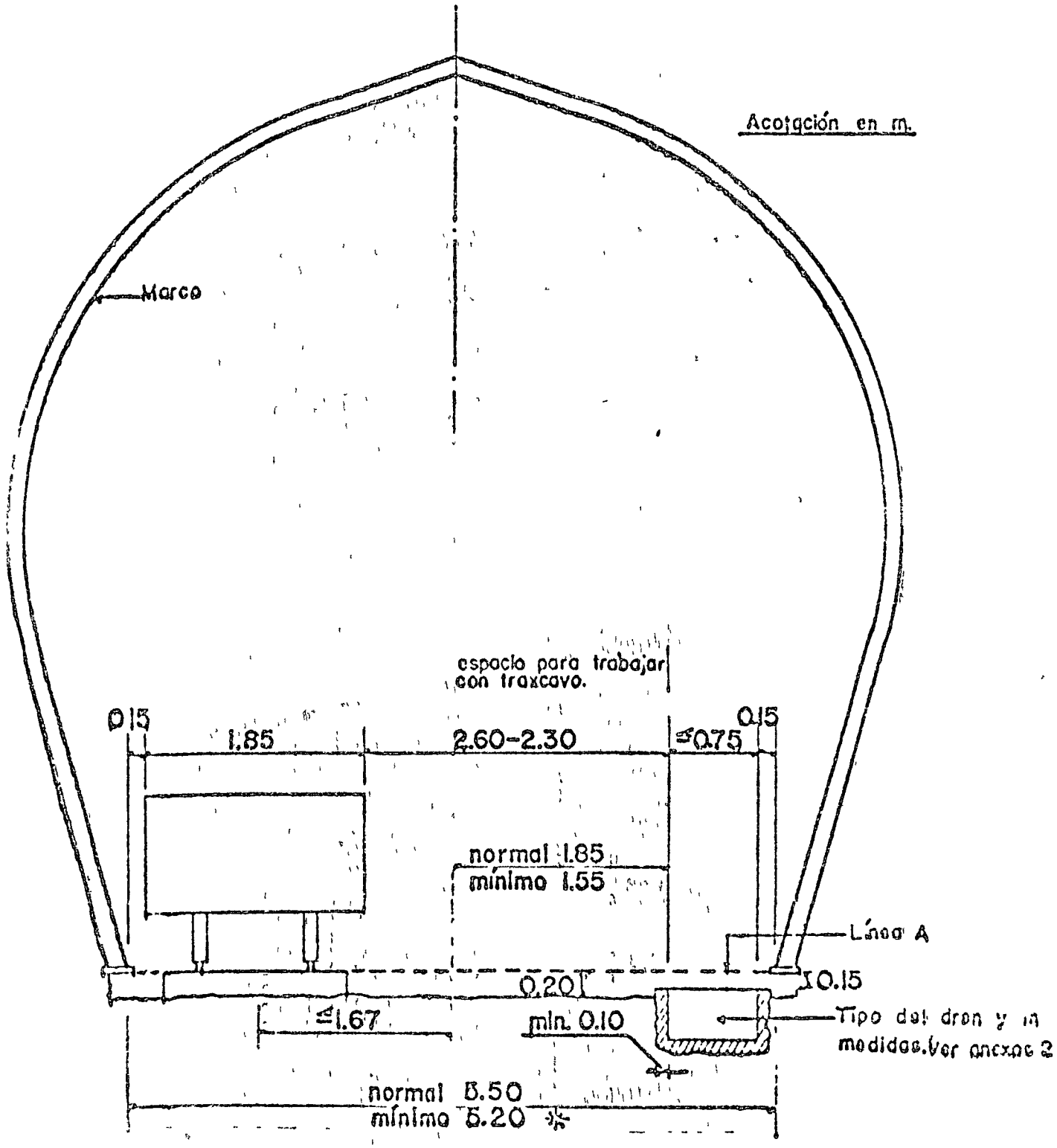
Si $a_2 = 2a_1/3$, $P_1 = 1.95\%$ $P_2 = 1.00\%$

$d_1 = 2a_1/3 + l \times 2.95/1000$

$l_1 = l - a_1 \times 1000/3 \times 2.95 = l - 113\,a_1$

EMISOR CENTRAL
LOCALIZACION DEL DRENAJE PRINCIPAL
FASE DE EXCAVACION

ANEXO 5 a.

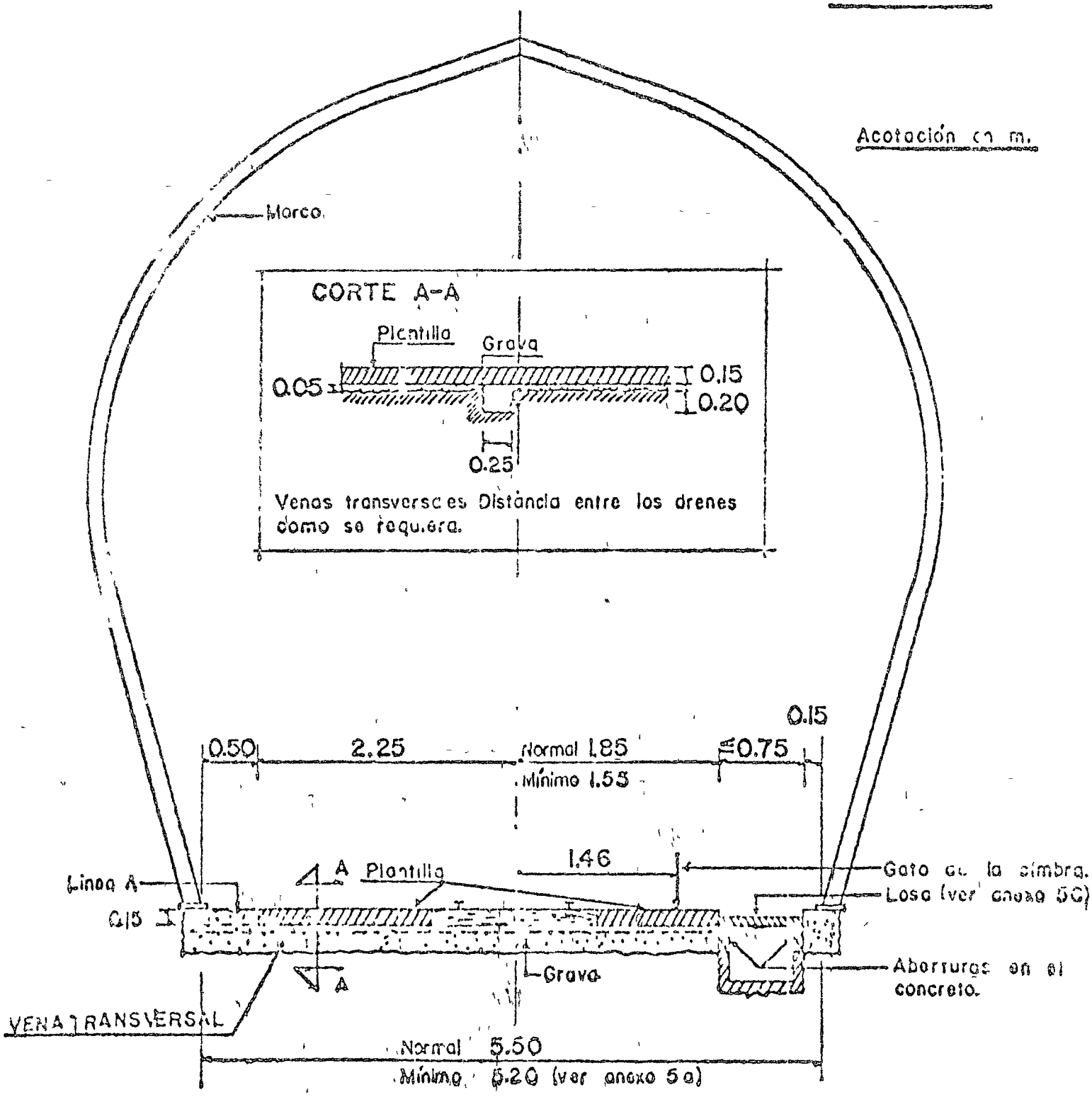


* Si es mínimo se tienen que hacer estudios especiales de la localización del dren.

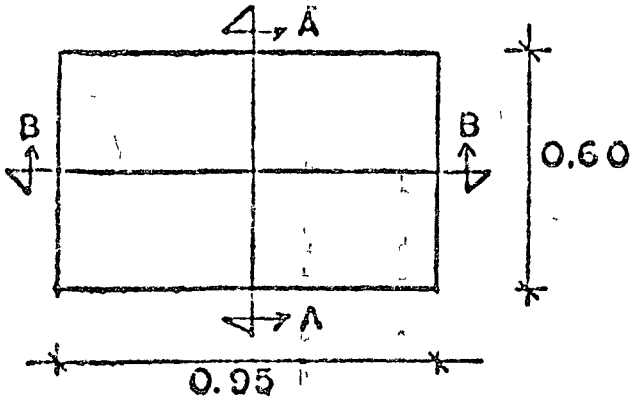
Esc. 1:50

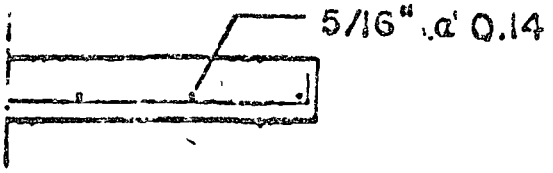
EMISOR CENTRAL
LOCALIZACION DEL DRENAJE PRINCIPAL
FASE DE PLANTILLA

ANEXO 5b

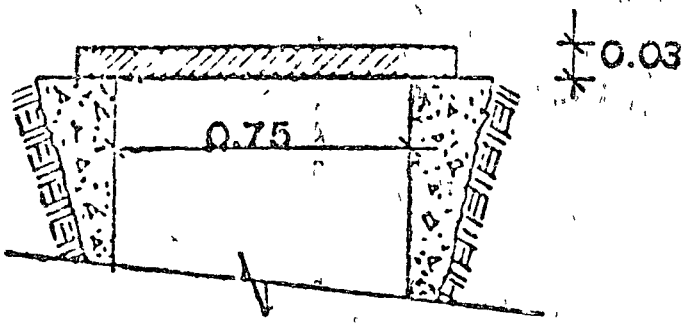


Esc. 1:50

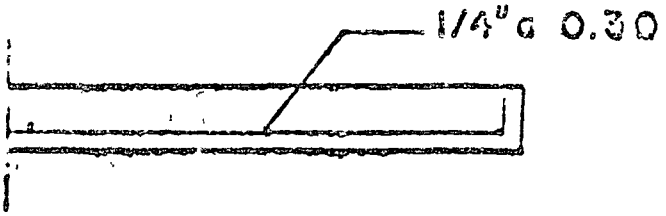




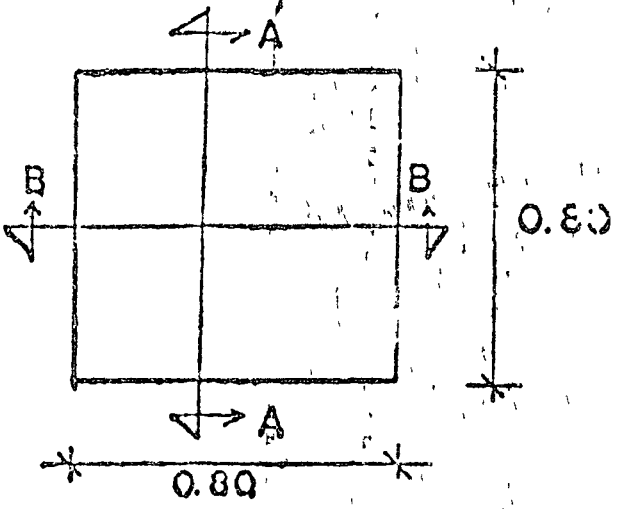
Corte A-A

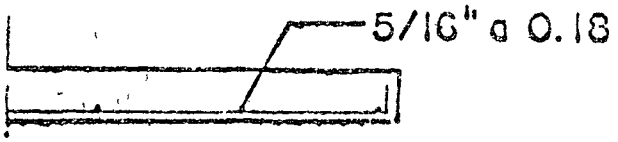


Corte B-B

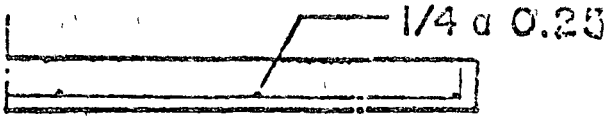


Corte B-B

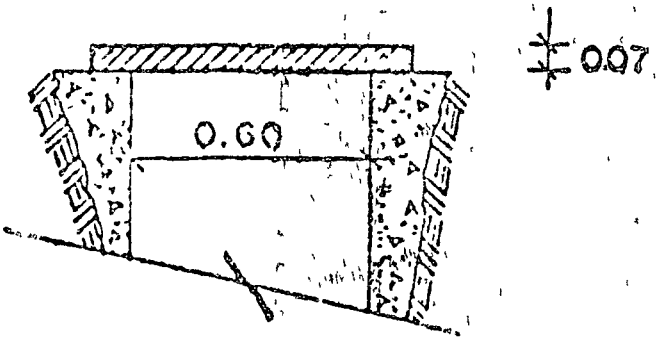




Corte A-A



Corte B-B



Corte B-B

CLASE DE CONCRETO
250 Kg./cm.^{2}

ESC 1:20

ESC 1:10

Excavación de la Lumbrera 14A

El terreno donde se excavó esta lumbrera está constituído por rocas basálticas, tobas conglomeráticas y basaltos vesiculares con alto coeficiente de permeabilidad, que aportarían un gasto grande de filtración. Para reducir las filtraciones durante la excavación, se hizo un tratamiento de impermeabilización a base de inyecciones de cemento y bentonita, para lo cual se formaron dos aureolas concéntricas de perforaciones de 6" de diámetro para introducir por ellos un tubo de "manguitos" por el cual se inyectó la solución, esta pantalla así formada se llenó hasta 12 m abajo del nivel de la plantilla del túnel.

La impermeabilización lograda fue exitosa.

a) Estudio geo-hidrológico del tramo correspondiente a la lumbrera.

Datos de la sub-cuenca

Area de estudio considerada = 690 km^2

Combuesta de:

Rocas volcánicas =	274 km^2
Formación Tarango =	336 km^2
Aluviones y depósitos fluviales =	80 km^2

b) Precipitación pluvial media anual 800 mm

c) Escurrimiento estimado de ES = $105 \times 10^6 m^3$

d) Los coeficientes de infiltración para cada uno de los tipos de roca, se estimaron en Rocas volcánicas = 13%, Formación, Tarango = 23% y Depósitos aluviales = 5%

e) El cálculo de la evapotranspiración fue de 570 mm anuales.

Con estos datos se estimaron los siguientes volúmenes:

Precipitación:

$690\ km^2 \times 800\ mm. = P = 552.0 \times 10^6 m^3$ (1

Escurrimiento:

$105.0 \times 10^6 m^3$ (2

Evapotranspiración

$690\ km^2 \times 570\ mm = E_v = 393.3 \times 10^6 m^3$ (3

Substituyendo estos valores en la ecuación general del ciclo

(1) $P = Es + E_v + I$

de donde:

$= 53.7 \times 10^6 m^3$ (A)

$= 1.7\ m^3/seg$

Calculando E a partir de los coeficientes de infiltración -

(d) se obtiene otro resultado.

Rocas volcánicas	$28.5 \times 10^6 m^3$	
Form. Tarango	$62.5 \times 10^6 m^3$	
Aluviones	$3.1 \times 10^6 m^3$	
=	$94.1 \times 10^6 m^3$	(B)

Comparando los dos resultados (A) y (B) se obtiene una diferencia de $40.4 \times 10^6 m^3$ que representa tan solo el 7.3% del volumen total de precipitación. Por no tener datos exactos sobre el escurrimiento, considerando un 20% más en los datos obtenidos en (B) o sea $94.1 \times 1.20 \times 10^6 m^3 = 112.92 \times 10^6 m^3$. Lo que da un valor promedio anual de 3.58 m3/seg.

El túnel a todo lo largo del área considerada debería tener una infiltración por segundo mayor que la calculada, ya que primeramente se debería abatir el nivel freático agotando los acuíferos recargados.

La excavación del túnel estableció un flujo continuo de oriente a poniente, que sumado al agua almacenada en los acuíferos de la Sierra, llegó a tener un gasto de 4 m^3/seg.

Manejo del Agua en la Lumbrera 14A

Durante la excavación de la lumbrera, debido a la impermeabi

lización lograda no se tuvo ningún problema en el manejo del agua, y así se pudo excavar una galería de bombeo a un lado de la lumbrera (fig.2).

Las dimensiones de esta galería fueron de largo 16.75 m, ancho 4.00, y un cárcamo de 16.75 x 2.50 x 3.5 m de profundidad en la que se instalarían 8 bombas Johnston 14 CC accionadas con motor de electricidad de 300 HP.

Cálculo de una bomba:

Datos:

Carga estatica	150.00 m.
Carga de velocidad	0.95 m.
Carga de fricción y aditamentos	6.60 m.
Carga por obstrucciones	7.45 m
Carga total =	165.00 m

Gasto probable que debería manejarse en esta galería.

Del programa de construcción se obtiene que a partir de la Lumbrera 14A se tendrían que excavar 187 metros hacia la Lumbrera 14 y 522 m hacia la Lumbrera 13, que deduciendo del estudio geo-hidrológico aportarían 650 lps.

De las curvas características de la bomba Johnston 14 CC y considerando una eficiencia de 83.3% y con una carga total de 165 m se calculó la potencia del motor necesaria para elevar un gasto por bomba de 650 ÷ 6.108 l.p.s.

$$HP = \frac{108 \times 165}{76 \times 0.833} = 280$$

El número de impulsores en la columna de succión, considerando que cada impulsor vence una carga de 15.9 m. es de 11.

Potencia que consumen los 11 impulsores.

$$11 \times 24.5 = 265 \text{ HP} < 280$$

Siguiendo la política fijada en la obra de estandarización del equipo, el motor instalado fue de 300 HP, con lo cual se podrá tener una reserva para el arranque de un 15%.

El reglamento de seguridad de la obra establecía la obligación de tener un 20% de reserva de capacidad de bombeo, por lo que se instalaron 8 bombas. (Fig. 1 hojas 1 y 2).

Para la instalación del equipo de bombeo se siguieron los los lineamientos que establece el Instituto de Hidráulica de EE.UU (Hydraulics Institute) fig. 3.6.1 y fig. 3

CARCAMO. Dimensiones $L = 16.75$ m

$b = 2.00$ m

$h = 3.30$ m

Separación lateral entre la pared y ℄ de la 1a. bomba 2.00 m, separación C.a.é entre ejes verticales 1.50 m.

Velocidad de llegada < 0.60 m/seg.

Nivel mínimo de bombeo = 2.00 m

Sumergencia = 1.13 m

CSPN disponible es mayor que CSPN requerido.

Desarenador:

A fin de evitar el azolvamiento del cárcamo y el excesivo desgaste de los impulsores, se excavó un desarenador que permitiera la sedimentación de sólidos menores de 1mm de diámetro.

$$Q = bhV \quad \therefore \quad b = \frac{Q}{hv}$$

Q = gasto en m^3/seg con que se alimenta la estación,

h = tirante en metros del tanque

b = ancho del tanque en metros

V = velocidad de flujo en m/seg.

El tiempo que tarda en recorrer horizontalmente la partícula debe ser igual al tiempo que tarda en sedimentarse.

Siendo w la velocidad de sedimentación

$$Th = Tv \quad \therefore \quad \frac{V}{L} = \frac{w}{h} \quad \therefore \quad L = \frac{Vh}{}$$

La velocidad V máxima permisible, según CAMP $V = \alpha\sqrt{d}$

d = diámetro de la partícula.

α = coeficiente que depende del diámetro de la partícula que para el caso es de 44.

$$V = 44\sqrt{05} = 31.2 \text{ cm/seg}$$

Con la gráfica de Rubey (fig. VI-3.3.1) determinamos la velocidad de sedimentación de una partícula de 0.5 mm de diámetro.

$$w = 6 \text{ cm/seg}$$

ancho del tanque $b = \frac{Q}{hv} = \frac{0.650}{1.00 \times 0.312} = 2.00$

$$L = \frac{Vh}{W} = \frac{0.312 \times 1.00}{0.06} = 5.20$$

Tomando en consideración que dentro del tanque desarenador se colocaría una rejilla para evitar la llegada de cuerpos flotantes al cárcamo y que esta disminuiría la velocidad -- del flujo, se redujo la longitud del desarenador a 9.00 - metros.

AFORADORES

Las condiciones contractuales fijaban que el bombeo se pagaría en base del volumen de agua extraída. Se tuvo la necesidad de construir estaciones de aforo consistentes en un vertedor de cresta libre, el tipo de vertedor más comun - mente utilizado en la obra fue el Cipolleti por ser en el que menos afecta la contracción lateral, la fórmula para - calcular el gasto fue $Q = CLH^{3/2}$ con un valor del coefi -- ciente C = 1.84, en la fig. VI-3.7.4 se muestra un plano - de un vertedor usado en la Lumbrera 14.

DRENES

La sección elegida para los drenes fué rectangular revestida de concreto de b = 0.75 m por 0.80 m de ancho, para el dren de aguas arriba se le dió la pendiente del túnel o -- sea 0.002 y para el dren de aguas abajo se le fijó una pendiente contraria a la del tunel de 0.001, esto nos indicó que la profundidad del dren sería variable entre 80 cms a

50 cm a los 200 metros, pero considerando que el gasto iba aumentando con el avance en la excavación con una variación prácticamente lineal, la sección hidráulica del dren sería suficiente. La fórmula para conocer la velocidad del flujo en los drenes fue la de Manning $V = \frac{1}{n} S^{1/2} \quad 2/3$
fijando para $n = 0.013$

Tuberías a Presión.

En la obra del Sistema de Drenaje Profundo, nunca se condujo el agua a presión, por considerar más económico el uso de bombas de traspaleo, es decir en los frentes aguas abajo se instalaban bombas con motor eléctrico de potencia suficiente para conducir el agua hasta una galería de bombeo vertical.

En un estudio hecho en la Obra de Chingaza para el manejo del agua de filtración del Tunel "Palacio - Río Blanco" está bien tratado el problema de tuberías trabajando a presión. Por esta razón no incluyo en estos apuntes este tema.

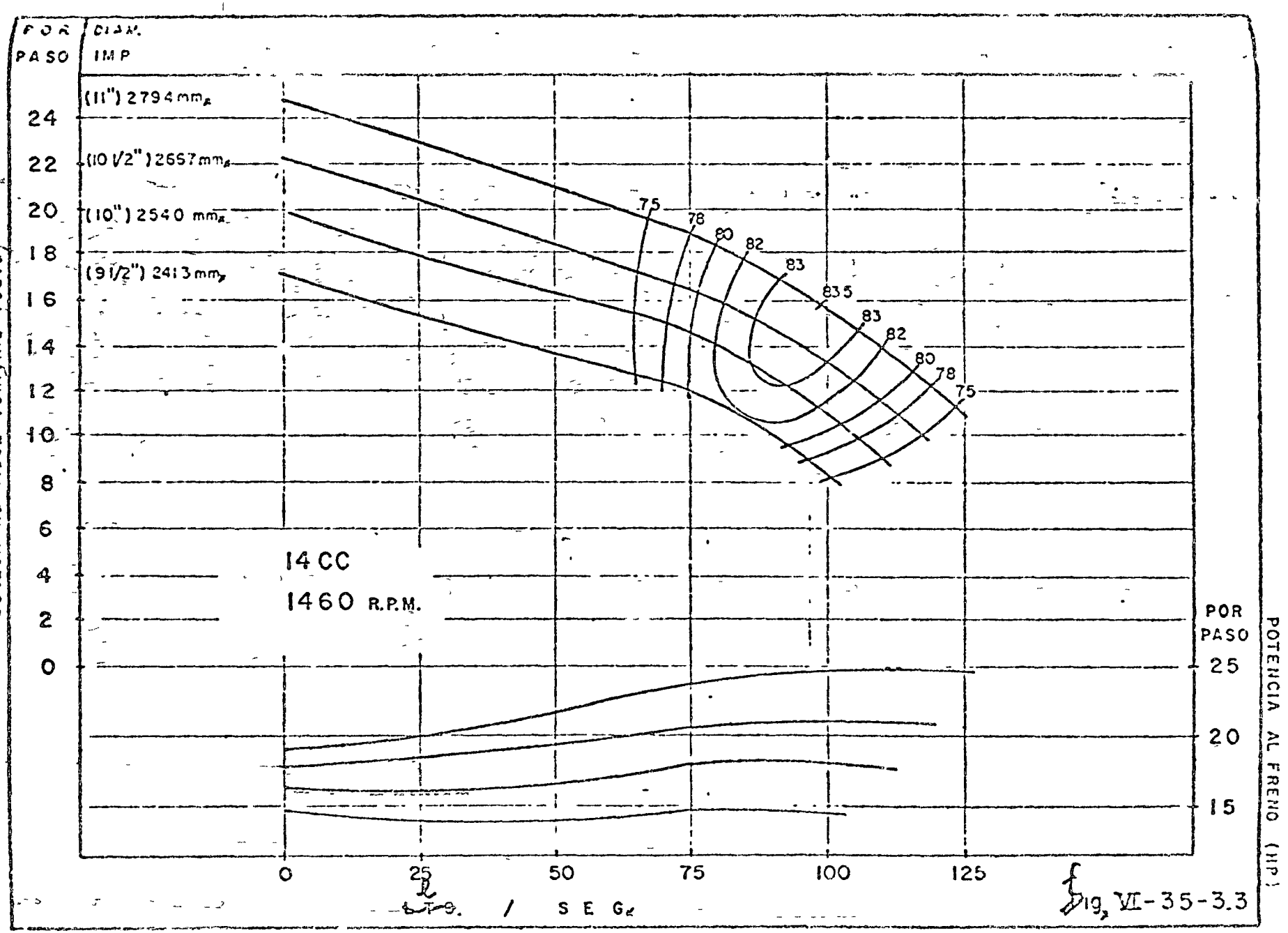

POR PASO
DIAM. IMP
(11") 2794 mm.
(10 1/2") 2667 mm.
(10") 2540 mm.
(9 1/2") 2413 mm.
CARGA DINAMICA TOTAL EN METROS
24
22
20
18
16
14
12
10
8
6
4
2
0
75
78
80
82
83
83.5
83
82
80
78
75
14 CC
1460 R.P.M.
POR PASO
25
20
15
POTENCIA AL FRENO (HP)
0
25
50
75
100
125
LTS. / SEG.

Fig. VI-35-3.3

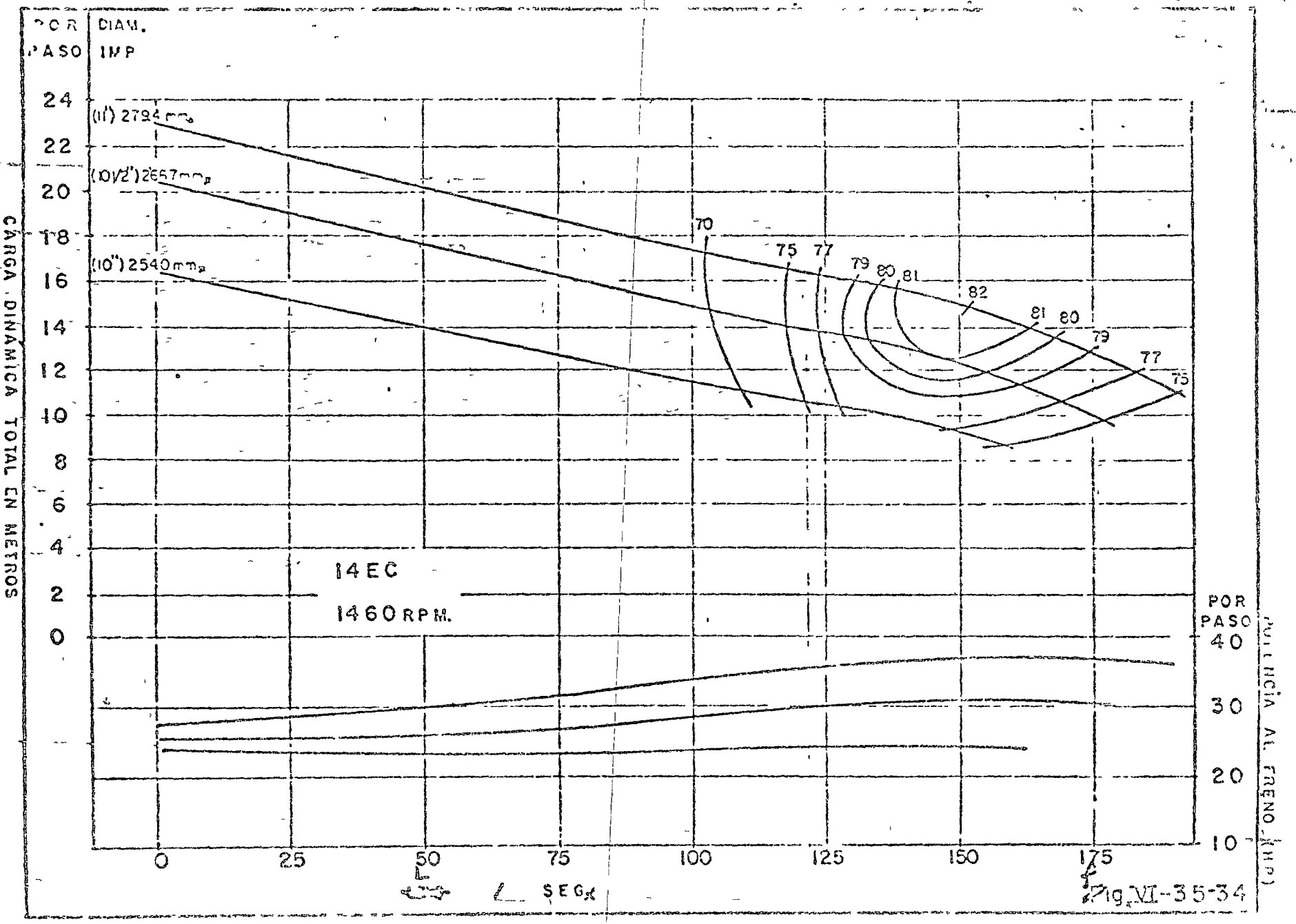
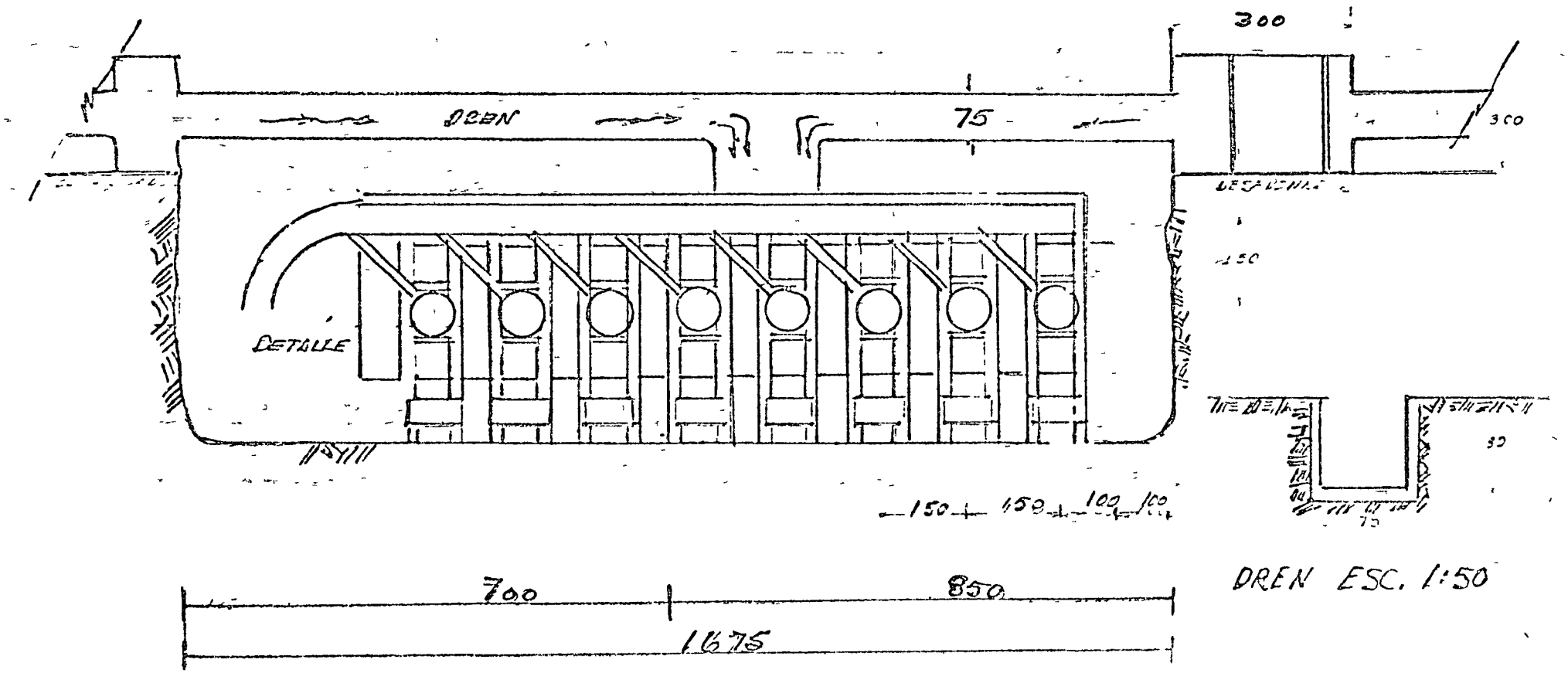

POR PASO
DIAM. IMP
(11") 2794 mm
(10½") 2667 mm
(10") 2540 mm
70
75
77
79
80
81
82
81
80
79
77
75
14 EC
1460 RPM.
CARGA DINAMICA TOTAL EN METROS
POR PASO
POTENCIA AL FRENO (HP)
SEG.

Fig. VI-35-34

GALERIA DE BOMBEO L-14 A

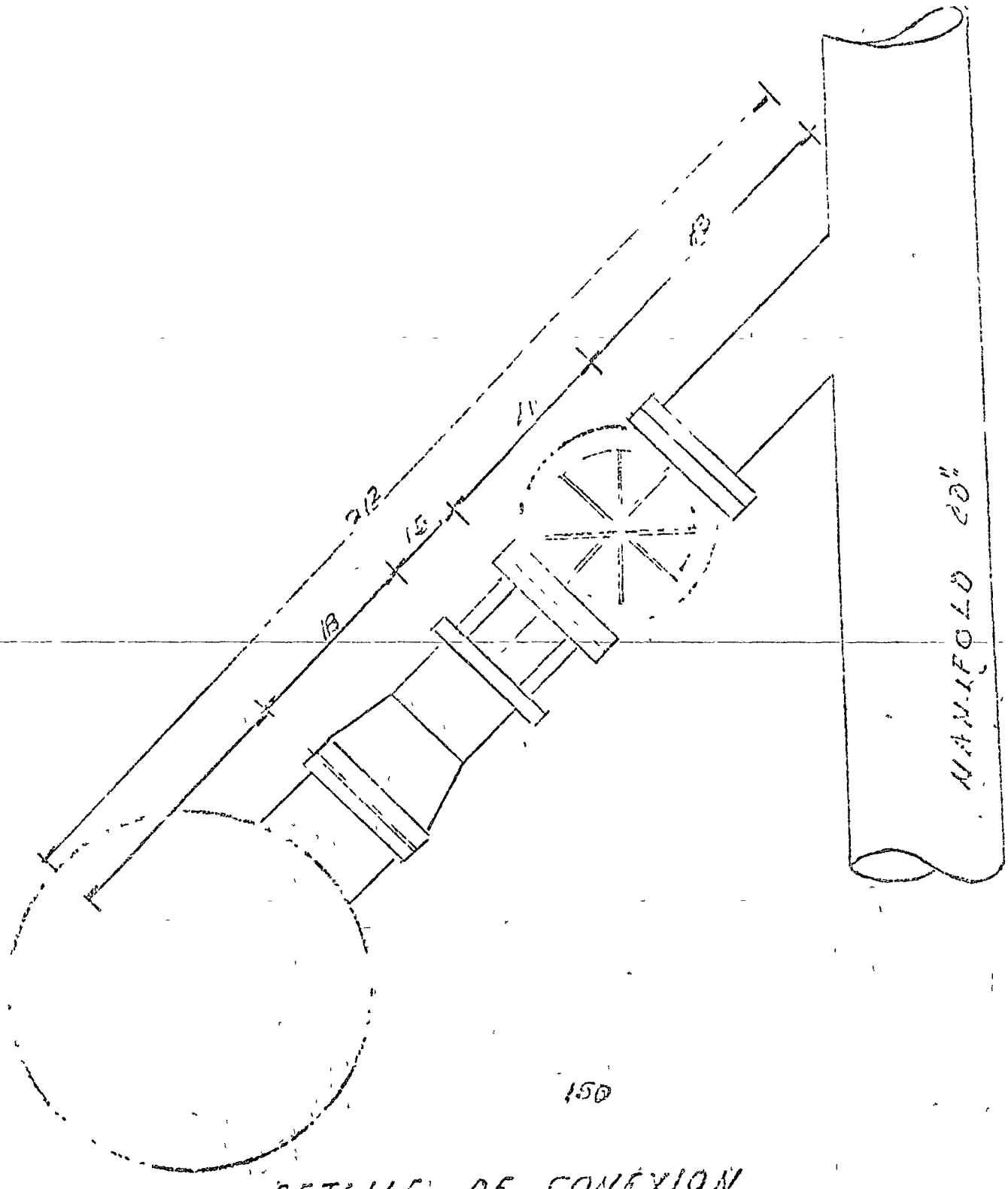


PLANTA

ESC 1:100

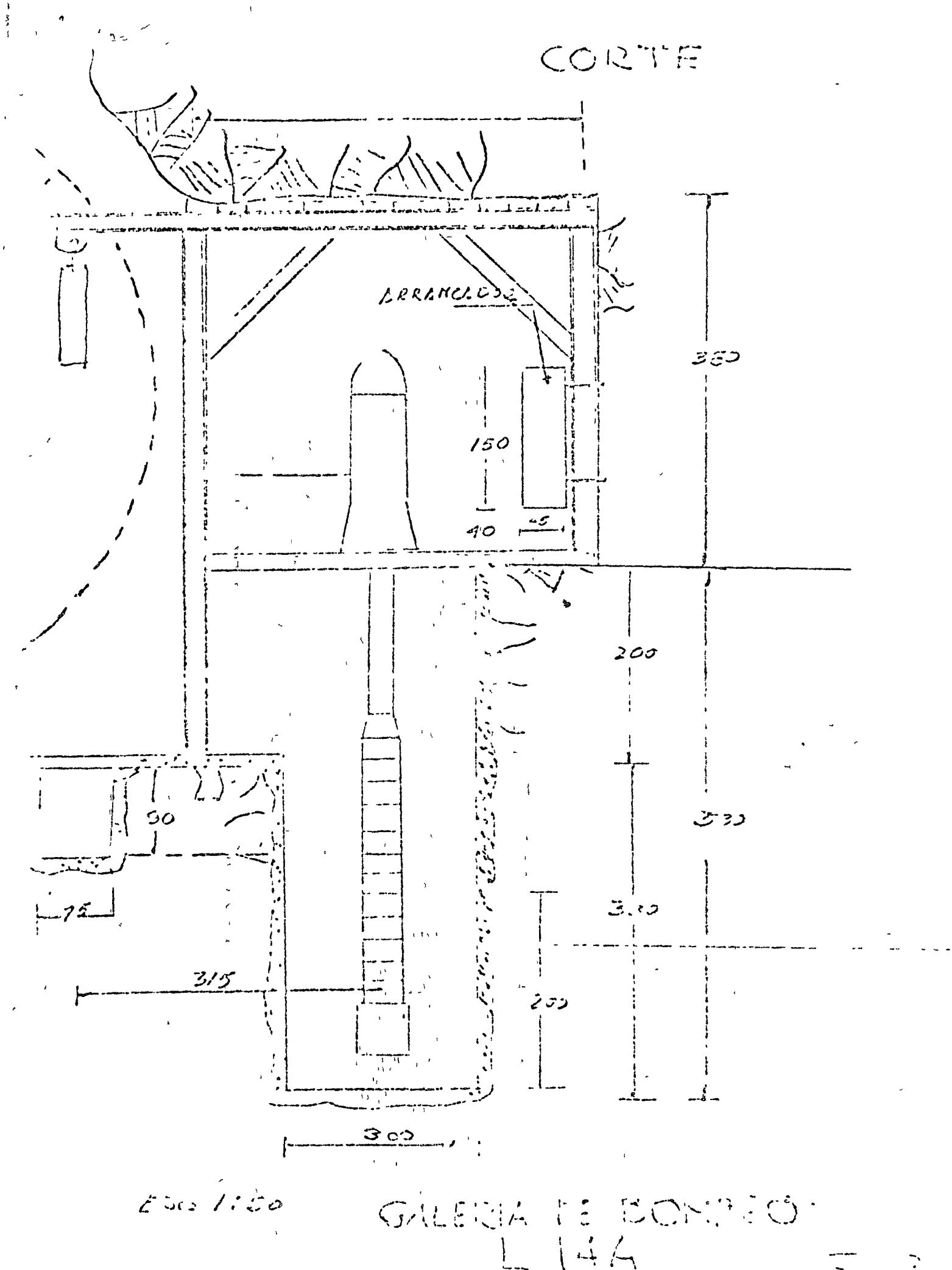
CROQUIS DE LOCALIZACION

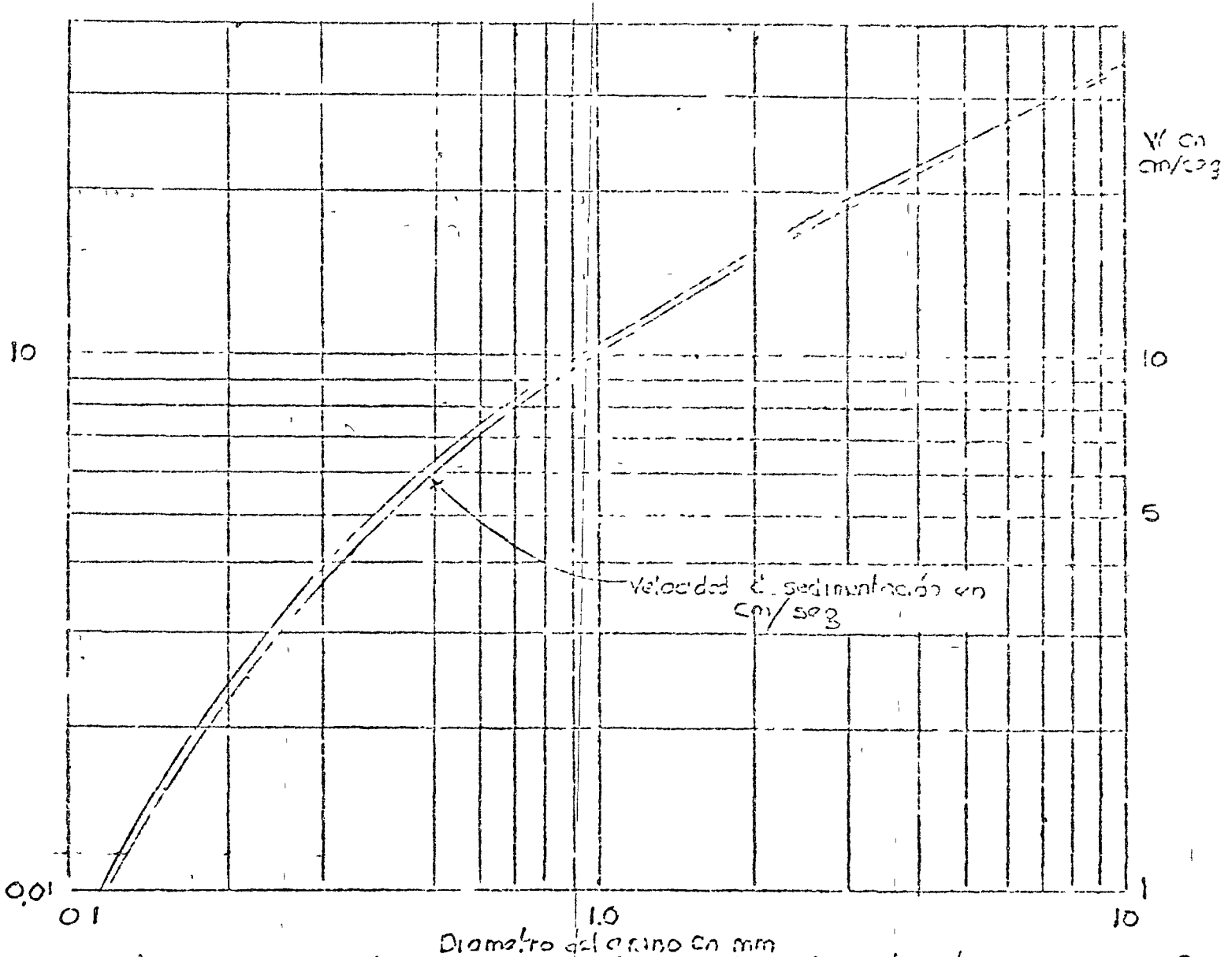
— LB — L.14 —



DETALLE DE CONEXION

FIG 4


CORTE
ARRANCADO
360
150
40
45
200
90
333
75
300
315
200
300
ESC 1:50
GALERIA DE BONITO
L 14 G



Velocidad de caida o sedimentacion W para dif. diametros de cuarzo segun RUBEY

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

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

SEGURIDAD EN TRABAJOS SUBTERRANEOS

ING. RAUL LOPEZ CALVILLO

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D F Tels · 521-40-23 521-73-35 5123-123

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
   Asésor 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 repitan.

   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 cumplimiento a las medidas de seguridad estipuladas en este Reglamento. Estas sanciones serán amonestación, suspensión y rescisión del contrato de trabajo.

B. DEPARTAMENTO DE SEGURIDAD

1. La Empresa suministrará y usará los dispositivos de seguridad y salvaguardas y adoptará, a través del Departamento de Seguridad, los sistemas, medios, metodos, opera --

* Las normas de seguridad indicadas en este trabajo fueron tomadas del Reglamento de Seguridad e higiene de Tunel, 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 -- patron;

b. Poseer la instrucción y experiencia para el buen desempeño del cargo;

c. Gozar de la estimación general de los trabajadores.

d. No ser afectos a bebidas alcohólicas, drogas enervantes 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 trabajadores.

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 cuidar de la observancia de las disposiciones preventivas, así como para indicar todas las medidas que juzguen convenientes.

d. Si el Supervisor de Seguridad, advierte que una norma 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 medidas para prevenirlos.

f. Vigilar que se cumplan las disposiciones del Reglamento de Seguridad de la Empresa y las de los Reglamentos de Medidas Preventivas de Accidentes del Trabajo y de Higiene del Trabajo.

g. Vigilar que se cumplan las medidas preventivas dictadas por el Comité Ejecutivo de Seguridad y las señaladas por las Comisiones Mixtas de Higiene y Seguridad.

h. Cuando los miembros de las Comisiones Mixtas de Higiene 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.

L. 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 [illegible] de socorro y ambulancia.

2). vacunación.

3). necesidad de las mascarillas que [illegible] en el túnel.

4). funciones y procedimientos del I.M [illegible] en cuanto a enfermedades generales y accidentes de trabajo, pago de incapacidades, aviso de trabajo, forma 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.

I. 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 inspeccion 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, com 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 - cas y a las instrucciones de seguridad. Deberán 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 sugestiones 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 -

Construccion correspondiente.

H. 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. E X P L O S I V O S

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 pendientes 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 siguientes requisitos:

a. Tendrán paredes construidas 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, fosforos, lámparas descubiertas ni fuego de ningún tipo.

e. Si se requiere iluminacion artificial solamente se usará lámpara eléctrica, linterna eléctrica o 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 alambrado 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, EXPLOSIVOS".

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 almacenará explosivos, con la excepción de lo permitido en el caso de los cartos 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 prohibe 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.

<u>Transporte de explosivos en vehículos que no operen sobre vías.</u>

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 substancias 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 construídos 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 congestionamiento 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 tunel y se saca después para cada ciclo, solamente se colocará o transportará en él una cantidad nominal en exceso sobre la cantidad de explosivos necesaria para ese ciclo.

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 vagonetas.

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 destruídos.

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 incluídos 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 reversar 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.

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 - lajados.

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 toda - vía pueda contener.

69. Nunca se perforará con explosivos dentro de los barrenos ni se profundizará la barreración 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

peras con cubierta metálica.

72. Se prohibe 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 (farneros) 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 llego 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 despues del ensanchamiento del fondo por explosión de una carga, hasta estar seguro de que este 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 pizón de madera diseñado para ese propósito.

84. No se debe rajar, deformar o abandonar el cartucho de dinamita conectado al cebo.

85. No se conectarán estopines excepto por metodos recomendados por el fabricante.

86. Durante la carga no se deben almacenar 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 (fainceros) 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 especificamente 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 circuito hasta que esté listo el encendido.

VOLADURAS O TRONADAS

Generalidades

101. Personas competentes y autorizadas para el uso de explosivos 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 menos que esté bajo la supervision directa de un trabajador experimentado.

102. Las fuentes de energía para las voladuras eléctricas pueden ser: explosores, circuitos de iluminación o circuitos de fuerza. Cuando se usan explosores, las conexiones deben ser en serie, con la excepción de conexiones en paralelo o combinadas que se apeguen a las recomendaciones del fabricante del explosor. En el caso de los circuitos de iluminación o de fuerza, las conexiones pueden ser en serie, en paralelo o en una combinación de ambos sistemas.

103. Se usarán únicamente estopines eléctricos en la excavación de lumbreras y tiros; en la excavación de estaciones de lumbreras y tiros y en cualquier sitio en donde el refugio cercano sea inadecuado para proteger al personal 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 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 anillos de acero usados para el ademe del túnel.

105. No se usarán circuitos o sistemas conectados a tierra para 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 conservados en condiciones adecuadas por una persona competente.

107. Todos los tubos y rieles metálicos estarán conectados eléctricamente entre sí y conectados a tierra en la lumbrera 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 sistemas de voladura operará el explosor o lo conectará con los cables; estas conexiones no se harán sino hasta después 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 circuitos de iluminación o de fuerza para hacer detonar cargas excepto cuando las conexiones eléctricas con dicho circuito 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 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.

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 interrupcion del circuito en este -- punto sea una operacion manual sencilla.

Alambrado para voladuras

112. Los cables permanentes para voladura y los conductores provisionales serán de alambre macizo de cobre, imper - meable 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 recomienden 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 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 "voladura" al soltar la palanca.

117. El interruptor para la voladura estará a no menos de 500 metros del frente del túnel si la longitud de éste excede de 300 metros, o en el portal o superficie si la longitud 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 algun 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 seran 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 excepcion 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 posicion "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 porlo 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 situacion, 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 destuir 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 fiborosos 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 destruídos, 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 transito:

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 vehículos 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-150), "T" (Cat. HB-142), 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 ASLO 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.

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 desin

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 dumbreras 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. "LO 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 debemos 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 cumplen 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 explosivos.

Los explosivos al llegar a la obra, deberán ser transladados 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

: 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, llevandose 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 fajineros 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 mas 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 dispondra 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 algun 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 prue

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 este candado.

Antes de iniciarse las operaciones de carga, todos los circuitos electricos 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.

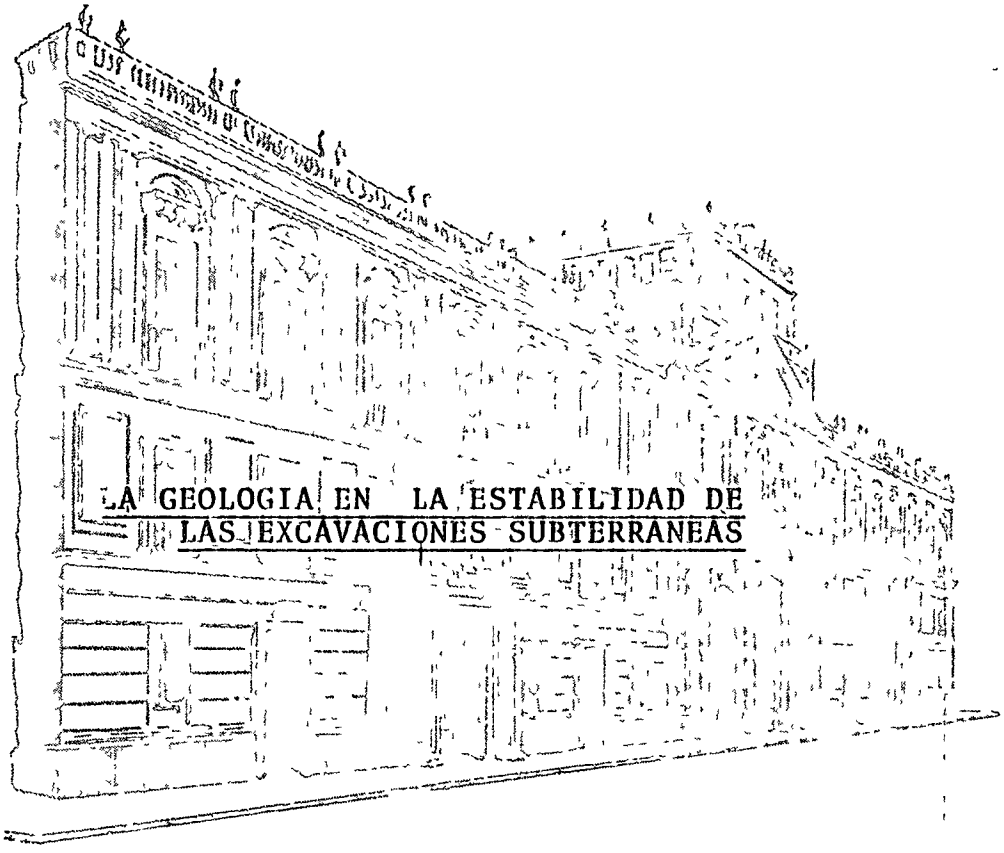
Si está dentro de la seguridad hacerlo, se debe colocar un nuevo cebo en el barreno para volver a volarlo debiéndolo enfriar previamente.

No se barrenará sobre el fuque de la tronada anterior.

De taparse algún barreno durante la carg. deberá emplearse una cuchara de bronce o cobre para retirar el obstaculo y nunca volver a meter la barrena cuando se ha cargado parte del frente.

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

COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
"EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES"



LA GEOLOGIA EN LA ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

ING. ARTURO BELLO MALDONADO

LA GEOLOGIA EN LA ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

INTRODUCCION

La geología, ha desempeñado siempre primordial papel en la realización de todo tipo de escavaciones subterráneas. El Paso inicial lo constituyen los levantamientos geológicos en las excavaciones subterráneas, que estan encaminados a describir los aspectos de la formación rocosa desde los puntos de vista de edades, tipo de rocas, estructuras, origen de la mineralización, etc.

Con base en observaciones realizadas por diferentes estudios de la Mecánica de las Excavaciones Subterráneas, deben describir con más énfasis todas las características que influyen en forma determinante en las propiedades y comportamiento mecánico de la misma, tales como, además de las fallas geológicas, los sistemas de fracturamiento, con todas sus características, incluyendo la descripción de los rellenos, sin omitir el aspecto de las fisuras y juntas y claro está, además de las descripciones usuales.

La amplitud de las excavaciones, el procedimiento de construcción, el tipo de soporte que requerirá la excavación para mantenerse estable y no con menor importancia, el anticipo del volumen de agua que será necesario extraer de la excavación, estan íntimamente relacionados con las características geológicas y propiedades mecánicas de la masa rocosa en que se realizan estas excavaciones, y es aquí donde la geología adquiere una nueva importancia al extender su atención a los aspectos geológicos involucrados en la estabilidad de las excavaciones subterráneas.

TERMINOLOGIA EMPLEADA

Con el propósito de evitar confusiones en la terminología empleada, para describir las características de las masas rocosas, se asientan los significados de los términos utilizados en el primer intento de uniformizar designaciones que lleva a cabo la International Society of Roch Mechanics.

1.- JUNTA.- Es una separación natural que divide a una masa rocosa y la hace estructuralmente discontínua a través de ella. Se caracteriza porque las paredes de la roca estan en cierto grado de contacto entre roca y roca a través de la junta. En niveles ingenieriles, la junta tiene menor resistencia al corte y mucha menor (cero) resistencia a la tensión que la roca intacta.

2.- DISCONTINUIDAD.- Es una separación natural o una "zona débil" que convierte a una masa rocosa en una estructura discontínua a través de ella. Se caracteriza porque las paredes de la roca estan separadas en cierto grado, por material de relleno débil tal como arcilla, limo, arena, partículas de roca, roca quebradiza, etc. En niveles ingenieriles, las discontinuidades tienen menor resistencia al corte y mucho menor (cero) resistencia a la tensión que la roca intacta.

Las discontinuidades a su vez, se dividen en: juntas discontínuas simples y en juntas discontínuas compuestas. (Ver figura Nº 1). "Una junta discontínua simple", es aquella en que las paredes de la roca sana estan separadas por material de relleno débil. "Una junta discontínua compuesta", es aquella en que

el material de relleno, que de hecho forma la junta, está formado por una secuencia de materiales arcillosos, roca quebrada, roca alterada, etc. y se encuentra entre límites no bien definidos de la roca sana. (fig. Nº 1).

Los principales aspectos y características de las masas rocosas que deben describirse en los levantamientos geológicos y que tienen influencia preponderante en el comportamiento de las excavaciones, son las que a continuación se mencionan:

a.- La calidad de la roca, que puede describirse apropiadamente mediante el parámetro conocido como RQD (Designación de la Calidad de la Roca).

b.- El número de sistemas de juntas o fisuras que contiene la masa rocosa.

c.- La abertura de las juntas y en su caso, el espesor del relleno.

d.- La rugosidad de las juntas en cada uno de los sistemas cuando estos estan cerrados, o su abertura es menor al tamaño de las rugosidades.

e.- El grado de alteración en los sistemas de juntas o fracturas, el espesor de la zona alterada, o el espesor del relleno y la consistencia de la alteración o relleno.

f.- La magnitud de las presiones hidráulicas existentes en la masa rocosa a estudiar, causada por su posición relativa al nivel del agua en el subsuelo.

g.- El estado de esfuerzos que de manera natural presenta la masa-

rocosa y que tiene especial influencia en el comportamiento de la misma cuando existen esfuerzos tectónicos remanentes, esto-es, esfuerzos causados por el potencial movimiento de las ro-cas en la corteza terrestre, o bién, como remanente de los - - efectos que pararon un movimiento ocurrido durante su formación.

Las características anteriores pueden y debieran ser descritas como parte del levantamiento geológico de una formación rocosa, en - el que se pretende realizar una excavación subterránea y se analizan someramente a continuación.

1) DETERMINACION DEL R.Q.D. (Designación de la Calidad de la Roca).

Para determinar el RQD de una masa rocosa que será afectada por excavaciones subterráneas, se puede hacer un uso muy ventajoso de los barrenos de exploración que se realizan comúnmente para localizar y evaluar el cuerpo de mineral.

El RQD se define como la suma de longitudes de todos los tramos de núcleos que sean iguales o mayores de 10 cm de largo, expresada como un porcentaje de la longitud total de la porción del barreno que se analiza:

$$RQD\ (\%) = \frac{\Sigma L_i}{L_T} \times 100$$

en donde,

ΣL_i = Suma de longitudes de tramos de núcleos $>$ 10 cm.

L_T = Longitud del tramo de barreno considerado.

La longitud de los tramos de núcleos individuales deberán de - medirse a lo largo de la línea central del núcleo y no deberán

tomarse en cuenta las juntas artificiales recientes causadas por el efecto de barrenación o al guardar los núcleos en sus respectivas cajas.

Para un mejor entendimiento del procedimiento se ilustra la figura Nº 2.

Los resultados del RQD estimados se expresan cualitativamente como se muestra en la tabla que sigue:

DESIGNACION CUALITATIVA (Calidad de la masa rocosa)	RQD (%)
Muy mala	0 - 25
Mala	25 - 50
Regular	50 - 75
Buena	75 - 90
Excelente	90 - 100

2) NUMERO DE SISTEMAS DE JUNTAS QUE CONTIENE LA MASA ROCOSA.

El número y naturaleza de los sistemas de juntas que se intersectan unas a otras, determinan la capacidad estructural de la roca para transmitir esfuerzos y soportar deformaciones sin que se produzca una falla de la masa rocosa.

El número de sistemas de juntas y fisuras, permite describir a una masa rocosa de acuerdo con la siguiente clasificación:

A) Masiva, con juntas ocasionales.

B) Un sistema de juntas.

C) Un sistema de juntas más algunas ocasionales.

) Dos sistemas de juntas.

E) Dos sistemas de juntas más algunas ocasionales.

F) Tres sistemas de juntas.

G) Tres sistemas de juntas más algunas ocasionales.

H) Cuatro o más sistemas de juntas.

I) Roca quebrada.

J) Juntas individuales y zonas débiles.

Para un mejor entendimiento de la determinación del número de sistemas de juntas, se presenta la figura Nº 3.

Para determinar el número de juntas de la masa rocosa que forma un cuerpo mineral y la roca encajonante, se pueden aprovechar los cruceros y frentes de exploración y acceso. Debe relacionarse varias zonas por medio de un reconocimiento preliminar sobre el número de sistemas de juntas y luego lavarse con agua a presión para quitar el polvo adherido a las paredes de la excavación; también deberán tomarse fotografías a color de las superficies donde se hagan los levantamientos, con objeto de documentar éstos apropiadamente.

Se identificarán además de los sistemas de juntas, las ocasionales que pudieran presentarse. El sistema de juntas más dominantes, pueden ser nombrado "Sistema N°1", el siguiente en importancia N°2, o algo similar que refleje la predominancia de un sistema sobre otro.

Las juntas ocasionales son aquellas no sistematizadas, juntas locales que no pertenecen a uno de los sistemas identificados.

Para cada sistema se determinará el rumbo y echado dominante y el espaciamiento medio o el rango que abarca éste, medido per-

pendicularmente al plano de las juntas. Pueden expresarse separaciones entre estas discontinuidades o bién, número de ellos por unidad de longitud perpendicular a su plano. Ejemplo: Sistema N°1: Separación media. 0.05 m. (Frecuencia = 20 por metro).

3) ABERTURA DE LAS JUNTAS Y ESPESOR DEL RELLENO.

La abertura de una junta es una medida de la separación media entre las paredes de la roca en ella. Las juntas pueden clasificarse verbalmente de acuerdo con la abertura de éstas, según la siguiente tabla.

ABERTURA	DESCRIPCION	NOTAS
0.1 mm.	Muy cerrada	Aplicación en las juntas
0.1 - 0.5 mm.	Cerrada	
0.5 - 2.5 mm.	Moderadamente abierta.	
2.5 - 10 mm.	Abierta.	
10 mm.	Muy abierta.	
1 - 10 cm.	Larga.	Juntas y fallas desplazadas por mayor esfuerzo.
10 - 100 cm.	Muy larga.	
1 m.	Cavernas.	

El espesor del relleno o abertura de las juntas se mide de acuerdo con la figura Nº 4.

4) LA RUGOSIDAD DE LAS JUNTAS EN CADA UNO DE LO SISTEMAS, CUANDO ESTAS ESTAN CERRADAS O SU ABERTURA ES MENOR AL TAMAÑO DE LAS RUGOSIDADES.

La rugosidad de las juntas cerradas deberá observarse para reportarla de acuerdo con tres grupos, como sigue:

E S C A L O N A D A S.

R 1 Rugosa (o irregular).

R 2 Suave.

R 3 Lisa.

O N D U L A D A S.

R 4 Rugosa (o irregular).

R 5 Suave.

R 6 Lisa.

P L A N A S.

R 7 Rugosa (o irregular).

R 8 Suave.

R 9 Lisa.

La rugosidad de las juntas se mide en una longitud de élla del orden 1 a 10 m.

Las juntas rugosas típicas que se enumeraron, se muestran esquemáticamente en la figura Nª 5.

La rugosidad de las juntas abiertas, cuando éstas estan rellenadas, pueden ser clasificadas como A, B, C y D, de acuerdo con la figura Nª 5, en donde se muestra la importancia del espesor del relleno y la abertura en las paredes.

A.- Relleno pequeño, donde hay contacto de roca con roca, pero que al deslizarse habría contacto a todo lo largo de la junta.

B.- Se requieren algunos centímetros de deslizamiento para tener contacto con la roca en la junta.

C.- No tiene contactos con la roca de sus paredes, pero si desliza, alcanzaría a tenerlos.

D.- No hay posibilidad de contacto con la roca si se desliza, y a su vez es de espesor considerable.

5) EL GRADO DE ALTERACION EN LOS SISTEMAS DE JUNTAS O DISCONTINUIDADES, EL ESPESOR DE LA ZONA ALTERADA O EL ESPESOR DEL RELLENO Y LA CONSISTENCIA DE LA ALTERACION O RELLENO.

El grado de alteración en los sistemas de juntas o discontinuidades controla la resistencia al esfuerzo cortante y los desplazamientos asociados en la masa rocosa. Con el propósito de estimar la influencia de estas discontinuidades, se necesita determinar el grado de alteración de ellas, para lo cual se requiere establecer los siguientes aspectos.

A) Ancho total de la zona débil o alterada.

Los espesores máximo y mínimo de las discontinuidades simples deberá medirse con una aproximación del 10 % y hacer una estimación del ancho más frecuente. Así mismo, el espesor de las discontinuidades compuestas (zonas de corte, zonas cruzadas, fallas, zonas de fallas, diques y contactos), deberán ser estimados con una aproximación del 10 % cuando sea posible, haciendo un croquis idealizado que muestre las ubicaciones de las dimensiones principales, tal y como se muestra en la figura.

B) Condiciones de la pared de la roca, (alteración, intemperismo, granulometría del relleno, etc.).

Las condiciones de la roca con respecto a la alteración, intemperismo, granulometría del relleno, etc., deberá descri-

birse por medio de un croquis idealizado, como se muestra - para las varias zonas cruzadas ilustradas en la figura, y - haciendo siempre una descripción verbal de las características de las discontinuidades.

C) La granulometría o tamaño de las partículas del material de relleno.

Para determinar la granulometría del material de relleno, - se debe colectar una muestra del relleno de 1 a 2 kilos, y- obtener en el laboratorio los porcentajes de arcillas, limo, arena, partículas de rocas, etc., con una aproximación del- 10 %. Se determinará:

a) % de partículas coloidales (menores de 2 micras).

b) % que pasa por la malla #200 (arcilla y limo).

c) Propiedades índice de Atterberg o límite de consisten-- cia, límites liquido y plástico y el índice de Plasticidad.

d) Contenido de humedad.

D) La composición mineralógica.

La composición mineralógica del material de relleno deberá- determinarse cuando sea posible, para casi todos los tipos- de materiales, los porcentajes de finos controlan la resistencia al esfuerzo cortante a largo plazo.

E) El grado de consolidación o consistencia del material de relleno.

El grado de consolidación del relleno, juntamente con la observación de desplazamientos de corte previos, dan una indicación de la resistencia al esfuerzo cortante de las discon

tinuidades.

La dureza o firmeza de las arcillas se puede clasificar de acuerdo con la siguiente tabla.

CONSISTENCIA DE LOS MATERIALES DE RELLENO, (ARCILLA, LIMO, COMBINACIONES DE ARCILLA LIMO-ARENA	DESIGNACION	CONSISTENCIA PROBABLE A LA COMPRESION SIMPLE kg/cm2
IDENTIFICACION		
EL PICO DEL MARTILLO PENETRA FACILMENTE HASTA LA EMPUÑADURA. FACILMENTE REMOLDEABLE CON LOS DEDOS.	MUY BLANDO	0.3
FACILMENTE PENETRABLE CON EL PULGAR. EL PICO DEL MARTILLO PENETRA 3 Ó 4 CM, PUEDE REMOLDEARSE CON ALGUNA PRESION.	BLANDO	0.3 - 0.6
EL PULGAR PENETRA CON DIFICULTAD. EL PICO PUEDE INTRODUCIRSE UNOS 10 MM. DIFICIL REMOLDEAR CON LOS DEDOS, APENAS PENETRA UNA ESPATULA.	FIRME	0.6 - I.2
SOLO PENETRA LA UÑA DEL PULGAR. EL PICO SOLO SE MARCA. NO PUEDE REMOLDEARSE CON LOS DEDOS. REQUIERE DEL PICO MANUAL PARA EXTRAERSE.	DURO	I.2 - 2.4
SE MARCA CON LA UÑA DEL PULGAR CON DIFICULTAD. EL PICO DEL MARTILLO SOLO SE MARCA CON GOLPE. NO PUEDE EXTRAERSE CON HERRAMIENTA MANUAL.	MUY DURO.	72.4

6) LA MAGNITUD DE LAS PRESIONES HIDRAULICAS EXISTENTES EN LA MASA ROCOSA A ESTUDIAR, CAUSADA POR SU POSICION RELATIVA AL NIVEL DE AGUA EN EL SUBSUELO.

La magnitud de las presiones hidráulicas y filtraciones provocadas en la masa rocosa, deberán predecirse con el propósito de tomar todas las medidas necesarias en cuanto a la estabilidad de las excavaciones o a las dificultades que ocasionen en-

la construcción. La localización del nivel del agua en el subsuelo, el flujo probable y la presión del agua, son los factores importantes que es indispensable conocer.

Para evaluar las filtraciones, es necesario registrar todas las observaciones concernientes al flujo de agua, como por ejemplo: La precipitación pluvial en la zona, la posibilidad de filtraciones por juntas o discontinuidades, la alteración de la roca causada por el flujo, la pérmeabilidad y porosidad de la roca, etc.

A continuación se describe un procedimiento que se puede seguir para valuar las potencialidades de filtraciones en las masas rocosas.

A) <u>En juntas (Individuales)</u>.- Es necesario encuadrarlas en las siguientes designaciones:

a. La junta es muy impermeable y seca, el flujo de agua en la junta no es posible debido a la naturaleza del relleno.

b. La junta es seca, sin evidencia de flujo de agua.

c. La junta es seca, pero muestra evidencia de flujo de agua (manchas húmedas).

d. La junta es húmeda, pero no presente agua libre.

e. La junta muestra filtraciones ocasionales de gotas de agua, pero no flujo contínuo.

f. La junta muestra un flujo contínuo de agua. (Deberá estimarse el gasto en litros por segundo o por minuto y des-

cribir la presión como baja, media o alta),

B) <u>En discontinuidades (Individuales)</u>.- Es útil una designación con alguna de las siguientes expresiones:

a. Los materiales del relleno están fuertemente consolidados y secos; el flujo aparentemente no es posible a causa de la muy baja permeabilidad.

b. El material del relleno está húmedo, pero no presenta agua libre.

c. El material de relleno está mojado, arroja gotas de agua ocasionalmente.

d. El material de relleno muestra signos de lavado, el flujo de agua es contínuo. (Estimar l/min).

e. El material de relleno está lavado localmente, es considerable el flujo de agua a lo largo de canales lavados.- (Estimar el gasto en l/min y estimar la presión como baja, media o alta).

f. El material de relleno está lavado completamente, presenta muy alta presión del agua. (Medir l/seg y medir la presión).

C) <u>En la masa rocosa. (Aspecto General)</u>.- Será conveniente para su consideración posterior en la planeación de trabajos y excavaciones, las siguientes clasificaciones del problema:

a. Paredes y techos secos, no se detectan filtraciones.

b. Filtración baja, goteo, especialmente en juntas o discontinuidades

c. Filtración media, especialmente en juntas o discontinuidades con flujo contínuo. (Estimar l/min/m de longitud - excavada.

d. Flujo alto, especialmente en juntas o discontinuidades - con fuerte flujo. (Medir gasto unitario, es decir, gasto por unidad de longitud de excavación).

e. Flujo excepcionalmente alto, manantial de agua excepcionalmente concentrado. (Medir gasto concentrado o por unidad de longitud en la zona de alta aportación, descubrir el manantial en ella).

NOTAS IMPORTANTES:

a. El registro de las precipitaciones pluviales deberán obtenerse hasta donde sea posible, ya que ayudan en la interpretación de las observaciones hechas en las juntas, discontinuidades y en la masa rocosa.

b. Una evaluación de campo de la efectividad del drenaje superficial es fundamental.

c. La determinación del nivel de aguas en el subsuelo deberá hacerse donde sea posible y así mismo, se deberán precisar las ubicaciones de las juntas filtrantes en la masa rocosa, ya que -- son indicativos de la magnitud del problema del agua en una consideración preliminar del análisis de estabilidad de las excavaciones. Las zonas de mayor debilidad, como fallas geológicas son también muy importantes ya que implican flujos potenciales de magnitud considerable si son permeable, en tanto que la filtración será nula si el material de relleno es impermeable.

A continuación se hace mención de los números que intervienen para determinar el índice de la calidad de la masa rocosa (Q), donde se hacen intervenir los aspectos geológicos ya mencionados.

METODO DE CLASIFICACION DEL INDICE DE CALIDAD DE LA MASA ROCOSA.

Intervienen 6 parámetros para describir el índice de calidad de la masa rocosa (Q), que estan combinados en la siguiente fórmula:

$$Q = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF).-$$ Ecuación N°1.

donde:

RQD = Designación de la calidad de la roca.

J_n = Número para sistemas de juntas.

J_r = Número para juntas rugosas.

J_a = Número para juntas alteradas.

J_w = Factor reducción para juntas de agua.

SRF = Factor reducción por esfuerzos.

Las descripciones y valuaciones de la masa rocosa para cada uno de los 6 parámetros se dan a continuación. El rango de posibles "Q",- varía entre (aproximadamente 0.001 a 1000), dependiendo del índice de calidad de la roca que rodea a la excavación. Los casos reales- examinados incluyen 13 tipos de rocas ígneas, 24 metamórficas y 9- sedimentarias. Más de 80 de los casos reales incluyen mineral arcilloso en el relleno de las juntas de varias formas, incluyendo 12- protuberancias de ocurrencias arcillosos. De cualquier modo, comúnmente la mayoría de las juntas estan inalteradas o únicamente tienen alteraciones débiles.

1.- DESIGNACION DE LA CALIDAD DE LA ROCA (RQD).

CLASIFICACION	(RQD)	NOTAS
A.- Muy mala.	0 - 25	1
B.- Mala.	25 - 50	
C.- Regular.	50 - 75	
D.- Buena.	75 - 90	
E.- Excelente.	90 - 100	2

NOTAS:

1.- Cuando el RQD es reportado ó medido como $\leq$ 10 cm, (incluyendo 0), un valor nominal de 10 cm es usado para evaluar Q en la ecuación (1).

2.- Intervalos para el RQD de 5, que equivale a medir 100, 95, 90, etc. dá valores suficientemente exactos.

2.- NUMERO PARA SISTEMAS DE JUNTAS (Jn).

DESCRIPCION	(Jn)	NOTAS
A.- Roca masiva, sin ninguna junta.	0.5 - 1.0	1.-Para intersecciones de túneles usar (3.0 x Jn).
B.- Un sistema de juntas.	2	
C.- Un sistema de juntas con juntas casuales.	3	2.-Para portales usar: (2.0 x Jn).
D.- Dos sistemas de juntas.	4	
E.- Dos sistemas de juntas con juntas casuales.	6	
F.- Tres sistemas de juntas.	9	
G.- Tres sistemas de juntas con juntas casuales.	12	
H.- Cuatro ó más sistemas de juntas, con casuales, juntas fuertes, "cubos de azúcar", etc...	15	
J.- Roca cruzada o quebrada con tierra.	20	

3.- NUMERO PARA JUNTAS RUGOSAS. (j_r).

a.- Cuando hay contacto en las paredes de toda la junta al deslizar por cortante.-(Nota 1).

b.- Cuando hay contacto en las paredes de la junta al desplazarse 10 cm por cortante.

DESCRIPCION	(j_r)	NOTA
A.- Juntas discontínuas.	4	
B.- Rugosas o irregulares, onduladas.	3	2
C.- Suaves, onduladas.	2	
D.- Escalonadas, onduladas.	1.5	
E.- Suave, plana.	1.0	3
F.- Rugosas o irregulares, planas.	1.5	
G.- Escalonada plana.	0.5	

NOTAS:

1.- Sumar 1.0 al espacio medido para el caso de sistemas de juntas que esté más grande que 3.0 m.

2.- J_r = 0.5, puede usarse para juntas escalonadas planas, teniendo lineaciones, previendo la lineación cuando esten orientadas favorablemente.

3.- Descripciones "B" a "G", referidas a fisuras de pequeña escala y para escalas intermedias, para este caso.

c.- No hay contacto entre roca y roca cuando ésta desliza.

H.- Zonas con contenidos de arcilla mineral, suficiente para impedir el contacto entre las paredes de la junta.	1.0(nominal)

I.- Areniscas, arcnoso y cruzado, zona suficiente como para impedir contacto entre las paredes de la junta. 1.0 (nominal)

4.- NUMERO PARA JUNTAS ALTERADAS. (Ja).

a.- Hay contacto en las paredes de toda la junta al deslizar por cortante.

DESCRIPCION	(Ja)	φ (APROX.)
A.- Firme sana, dura, no blanda, relleno impermeable.	0.75	(——)
B.- Paredes inalteradas en las juntas, superficie manchada únicamente.	1.0	(25°——35°)
C.- Paredes de la junta brevemente alteradas. Con capas de mineral no blandas, partículas de arena, libre de arcilla y de roca alterada, etc...	2.0	(25°——30 °)
D.- Capas de arena arcillosa, pequeñas fracciones de arcilla (no blanda).	3.0	(20°——25°)
E.- Blando o capas de mineral arcilloso de baja fricción, (Kaolinita). También talco clorita. Pequeñas cantidades de arcilla expansiva. (capas discontínuas 1-2 mm o menos en espesor).	4.0	(8°——16°)

b.- En roca cuyo contacto en las paredes de la junta se presenta al producirse 10 cm de deslizamiento.

F.- Partículas de arena, libre de arcilla, roca alterada, etc...	4.0	(25°——30°)
G.- Fuertemente sobre consolidada, relleno de arcilla mineral no blanda (contínuas, de 5 mm de espesor).	6.0	(16°——24°)
H.- Media a baja sobre consolidación, blanda, relleno de arcilla mineral. (Contínua menor de 5 mm de espesor).	8.0	(12°——16°)

J.- Relleno de arcilla expansiva, (montmorilonita). (Contínua - de menos de 5 mm en espesor). El valor de "ja" depende del- tamaño de las partículas de - la arcilla expansiva y acceso del agua, etc...	8.0 - 12.0	(6°——12°)
K.- Zonas o capas alteradas,		
L.- o roca quebrada y arcilla. (Ver	6.0 - 8.0	
M.- G, H. J. Para la descripción- de las condiciones de la arcilla).	8.0 - 12.0	(6°——24°)
N.- Zonas o capas de limos o arcilla arenosa, pequeñas fracciones de arcilla (no blanda).	5.0	
O.- Denso, zonas contínuas, o		
P.- capas de arcilla. (Ver G,H,J)	10.0 - 13.0	
R.- Para descripción de las condiciones de la arcilla.	13.0 - 20.0	(6°——24°)

NOTAS:

1.- Los valores de φ son indicativos como una guía aproximada de - las propiedades mineralógicas del producto de la alteración, - si se presenta.

5.- FACTOR RECUCCION POR JUNTAS DE AGUA. (Jw).

D E S C R I P C I O N	(jw)	PRESION APROXIMADA (k/c^2)
A.- Excavaciones secas o menos flujo, 5 l/min. localmente.	1.0	$<$ 1
B.- Flujo medio o presión ocasional lavado del relleno de la junta.	0.66	1.0 - 2.5
C.- Gran flujo o presión alta en roca competente con juntas - sin relleno.	0.5	2.5 - 10.0
D.- Gran flujo o presión alta, - considerable lavado del re-- lleno de las juntas.	0.33	2.5 - 10.0

E.- Flujo excepcionalmente alto o presión de agua al tronar en la frente, disminuyendo el flujo con el tiempo.	0.2 - 0.1	>10.0
F.- Flujo excepcionalmente alto o presión contínua sin disminuir el flujo con el tiempo.	0.1 - 0.05	>10.0

NOTAS:

1.- En los puntos C a F son estimaciones toscas. Incrementar "jw"- si hay instalaciones para medir el drenaje.

2.- Problemas especiales causados por formaciones glaciares no son considerados.

6.- FACTOR REDUCCION POR ESFUERZOS. (SRF).

a.- Influencia de la excavación en zonas débiles, el cual puede provocar aflojamientos o desprendimientos de la masa rocosa cuando el túnel es excavado. (Nota 1).

DESCRIPCION	(SRF)
A.- Ocurrencias múltiples de debilidad en zonas que contienen arcilla o roca alterada químicamente, roca muy floja alrededor. (Cualquier profundidad).	10.0
B.- Especialmente, zonas débiles que contienen arcilla o roca químicamente alterada (profundidad de la excavación $\leq$ 50 m.)	5.0
C.- Especialmente, zonas débiles que contienen arcilla o roca químicamente alterada (profundidad de la excavación >50 m.)	2.5
D.- Muchas zonas de esfuerzo cortante en roca competente (libre de arcilla), roca floja a su alrededor. (Cualquier profundidad).	7.5
E.- Especialmente zonas de esfuerzo cortante en roca competente (libre de arcilla). (Profundidad de la excavación $\leq$ 50 m.)	5.0

F.- Especialmente, zonas de refuerzo cortante en roca competente (libre de arcilla). -- (Profundidad de la excavación >50 m.) 2.5

G.- Juntas abiertas flojas, juntas fuertes o "cubos de azúcar", etc. (A cualquier profundidad). 5.0

b.- Roca competente, únicamente problemas de esfuerzos.

		σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	(SRF)	NOTAS
H.-	Bajos esfuerzos, superficie sana.	>200	>13	2.5	(2)
J.-	Esfuerzos medios.	200-10	13-0.66	1.0	
K.	Esfuerzos altos, estructura muy impermeable o muy cerrada, (usualmente favorable para la estabilidad, debe ser contrario para la estabilidad de las paredes).	10-5	0.66-0.33	0.5-2.0	
L.-	Roca ligeramente quebrada, (roca masiva).	5-2.5	0.33-0.16	5-10	
M.-	Roca fuertemente quebrada, (Roca masiva.	<2.5	0.16	10-20	

c.- Roca comprimida, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones de roca. (Nota 3).

N.- Presión en roca ligeramente comprimida. 5-10

O.- Presión en roca fuertemente comprimida. 10-20

d.- Roca expansiva; expansión química dependiendo activamente de la presencia del agua.

P.- Presión en roca ligeramente expansiva. 5-10

R.- Presión en roca fuertemente expansiva. 10-15

NOTAS:

1.- Reducir estos valores de SRF por un 15-50 % si la zona del esfuerzo cortante influye, pero no atravieza la excavación.

2.- Para esfuerzos de campo fuertemente anisotrópicos, (si se miden): cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reducir σ_c y σ_t a $0.8\sigma_c$ y $0.8\sigma_t$; cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reducir σ_c y σ_t a $0.6\sigma_c$ y $0.6\sigma_t$; donde: σ_c = resistencia a la compresión simple sin confinar, σ_t = resistencia a la tensión (en el punto de la carga), σ_1 y σ_3 = mayor y menor esfuerzos principales.

3.- Pocos casos reales hay disponibles donde la profundidad a la superficie libre es menor que el ancho del claro. Se sugiere que se incremente el SRF desde 2.5 a 5.0 para casos semejantes (Ver "H").

NOTAS ADICIONALES PARA EL USO DEL METODO DE CLASIFICACION.

Cuando se va a hacer una estimación del índice de calidad de la masa rocosa (Q) los siguientes puntos deberán ser considerados en adición a las notas enlistadas.

1.- Cuando no se cuenta con barrenos, el RQD puede estimarse por medio del número de juntas por unidad de volumen, en el cual el número de juntas por metro por cada sistema de juntas es cuantificado. Una relación simple puede ser usada para convertir este número a RQD para el caso de una masa rocosa que esté libre de arcilla.

$RQD = 115 - 3.3\ j_v$ (aprox.)

donde:

j_v = Número total de juntas por m^3

(RQD = 100 para cuando $j_v < 4.5$).

2.- El parámetro "j_n" representa el número para sistemas de juntas que frecuentemente son afectados por la foliación, esquistocidad, pizarras o capas, etc. Si fuertemente se desarrollan estas "juntas" paralelas, deberá obviamente ser contadas completamente como un sistema de juntas. De cualquier forma, si hay pocas "juntas" visibles o únicamente roturas ocasionales en la roca debido a estas características, entonces sería más apropiado contarlas como "juntas ocasionales", cuando se evalúe el "j_n".

3.- Los parámetros j_r y j_a (representan la resistencia al esfuerzo cortante), deberá ser apropiado para el "sistema de juntas más débiles o relleno de arcilla en discontinuidades" en la zona dada. De cualquier forma, si el sistema de juntas o discontinuidades con el valor mínimo de (j_r/j_a), es una orientación favorable de la estabilidad, en un segundo caso, menos favorable con un sistema de juntas orientado a una discontinuidad puede alguna vez ser el más significativo y el valor más alto de (j_r/j_a), deberá ser usado para evaluar Q por la ecuación 1. El valor de (j_r/j_a) deberá relacionarse a la superficie más probable que permita el inicio de la falla.

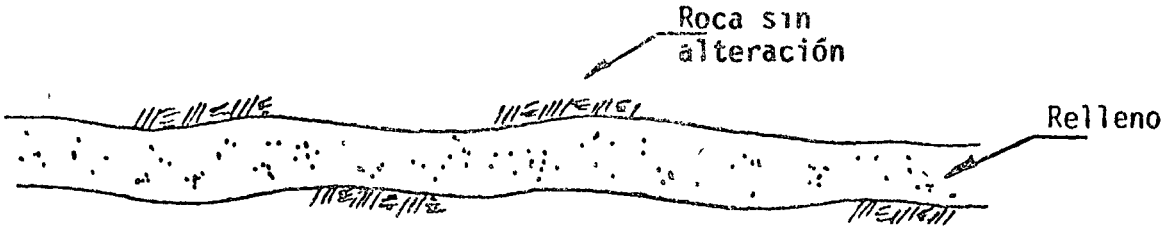
4.- Cuando una masa de roca contiene arcilla, el factor SRF apropiado a "cargas débiles" deberá ser evaluado: (6[a]). En tales casos el esfuerzo de la roca intacta es de poco interés. De cualquier modo cuando la junta es mínima y está completamente excenta de arcilla, el esfuerzo de la roca intacta puede tornarse a una más débil y la debilidad dependerá de la razón esfuerzo de la roca/resistencia de la roca; (6 (a)). Un esfuerzo de --

campo fuertemente anisotropo es contrario para la estabilidad y está más o menos explicado por la nota (2); (6[b]).

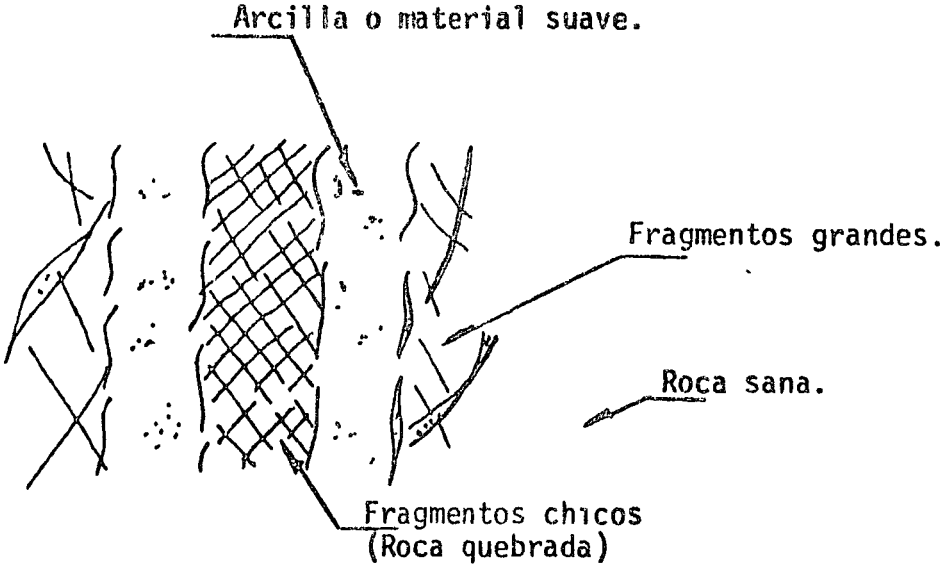
5.- Los esfuerzos de compresión y de tensión (σ_c y σ_t) de la roca intacta, deberá evaluarse en condiciones de saturación si ésto es apropiado que se presente en el futuro en las condiciones "in-situ". Una estimación muy conservadora de los esfuerzos deberá hacerse para estas rocas que se deterioran cuando se exponen a condiciones de saturación.

Los resultados de Q estimados con la ecuación N°1, se expresan cualitativamente como se muestra en la tabla que sigue:

DESIGNACION CUALITATIVA (CLASIFICACION DEL INDICE DE CALIDAD DE LA MASA ROCOSA (Q)).	Q
Excepcionalmente mala	0.001 - 0.01
Extremadamente mala.	0.01 - 0.1
Muy mala.	0.1 - 1
Mala.	1 - 4
Regular.	4 - 10
Buena.	10 - 40
Muy buena.	40 -100
Extremadamente buena.	100 -400
Excepcionalmente buena.	400 -1000

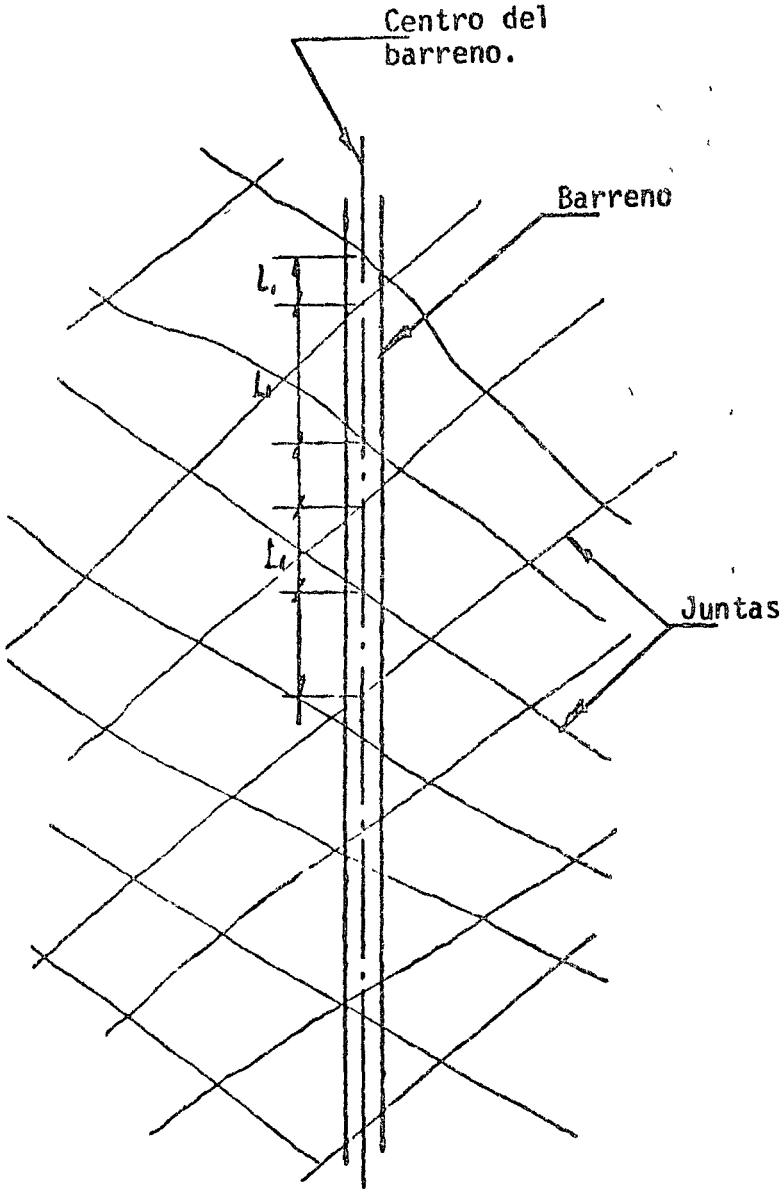


JUNTA DISCONTINUA SIMPLE



JUNTA DISCONTINUA COMPUESTA.

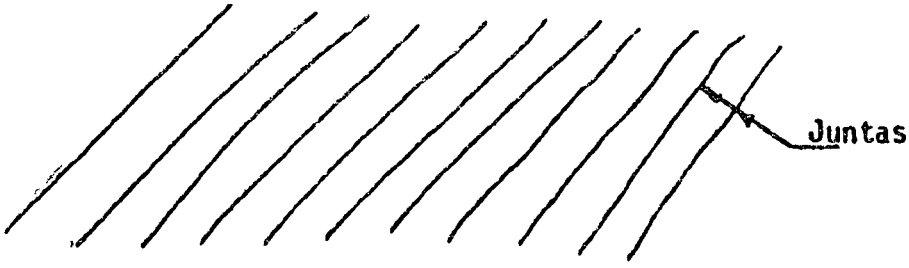
FIGURA N°1.- JUNTAS DISCONTINUAS SIMPLES Y COMPUESTAS.



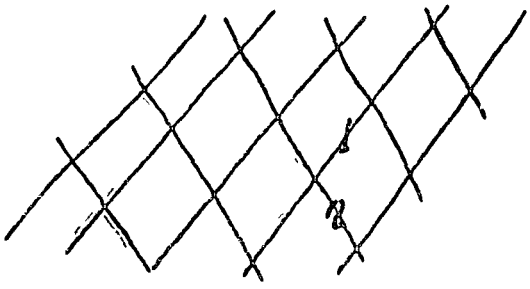
L_i = Longitudes de tramos de los núcleos, que si son menores de 10 cm no se contarán en la determinación del RQD. - Unicamente se contarán los que sean iguales o mayores de 10 cm.

$$RQD\ (\%) = \frac{\Sigma L_i}{L_T} \times 100$$

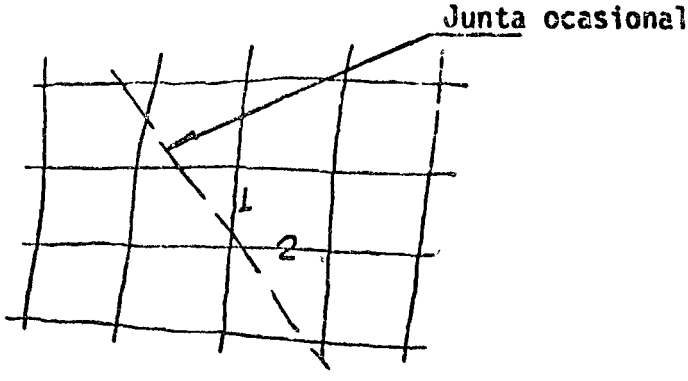
FIGURA N°2.- MEDICION DEL RQD.



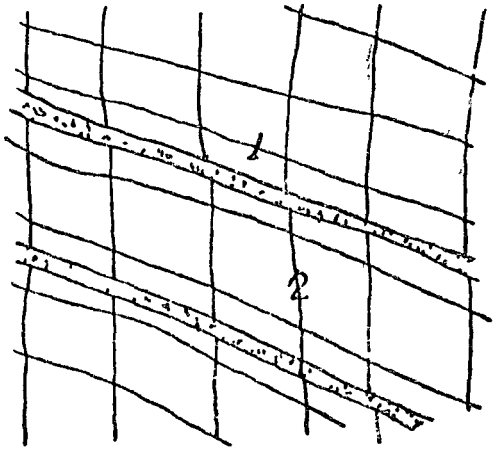
UN SISTEMA DE JUNTAS



DOS SISTEMAS DE JUNTAS

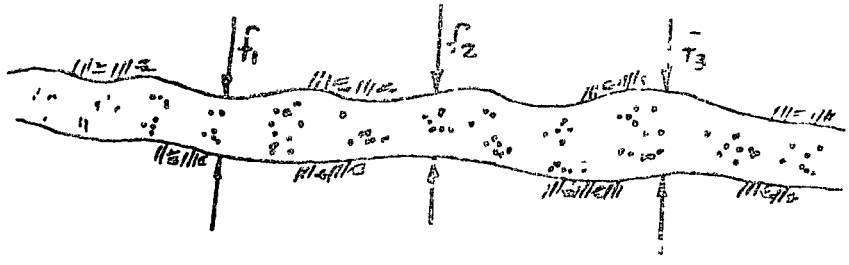


DOS SISTEMAS DE JUNTAS MAS UNA OCASIONAL.



DOS SISTEMAS DE JUNTAS MAS DOS DISCONTINUIDADES PARALELAS AL SISTEMA DE JUNTAS Nº 1.

FIGURA N°3.- SISTEMAS DE JUNTAS.



$$f = \frac{f1 + f2 + f3}{3}$$

FIGURA N°4.- ABERTURA DE LAS JUNTAS.

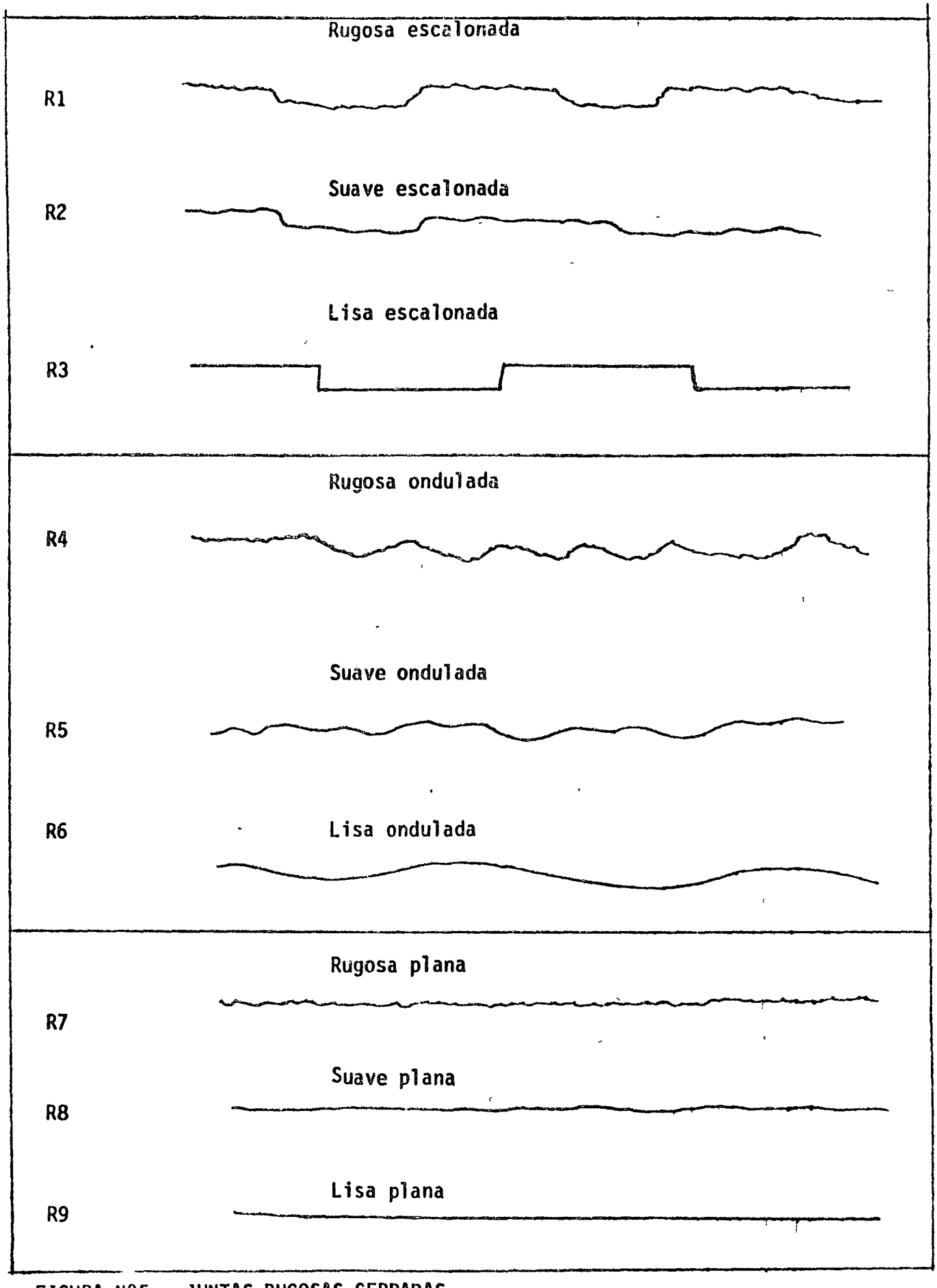
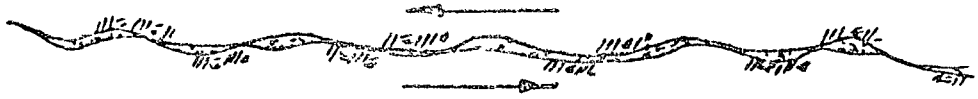
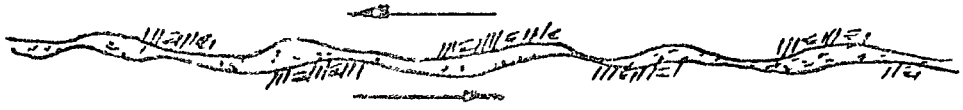


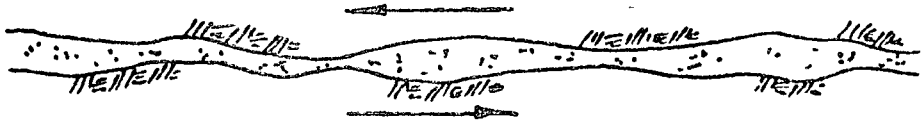
FIGURA N°5.- JUNTAS RUGOSAS CERRADAS.



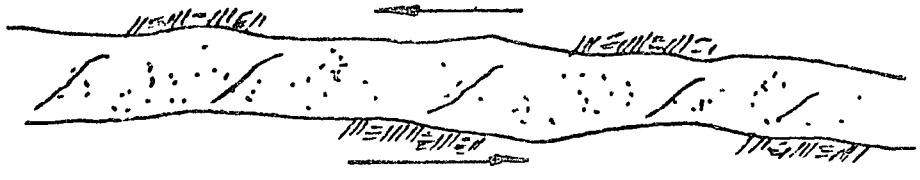
A.- Relleno pequeño, donde hay contacto de roca con roca, pero que al deslizarse habría contacto a todo lo largo de la junta.



B.- Se requiere algunos centímetros de deslizamiento para tener contacto con la roca en la junta.

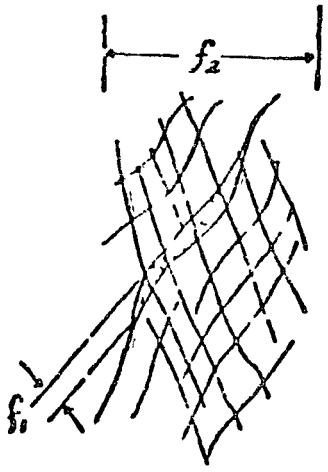


C.- No tiene contactos con la roca de sus paredes, pero si desliza alcanzaría a tenerlos.

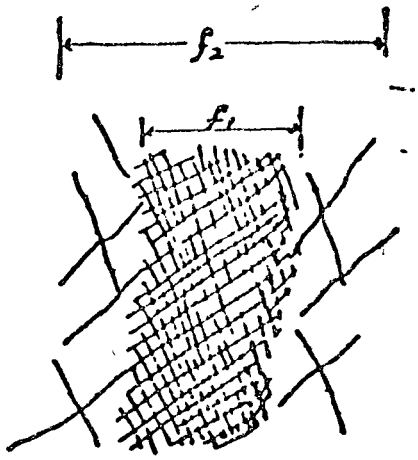


D.- No hay posibilidad de contacto con la roca si se desliza, y a su vez es de espesor considerable.

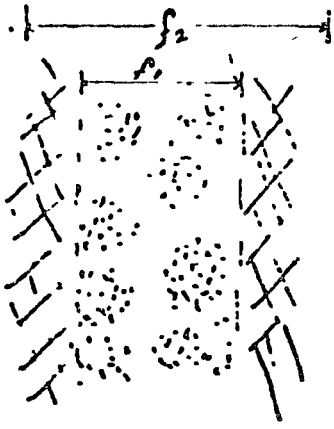
FIGURA Nº6.- JUNTAS RUGOSAS ABIERTAS.



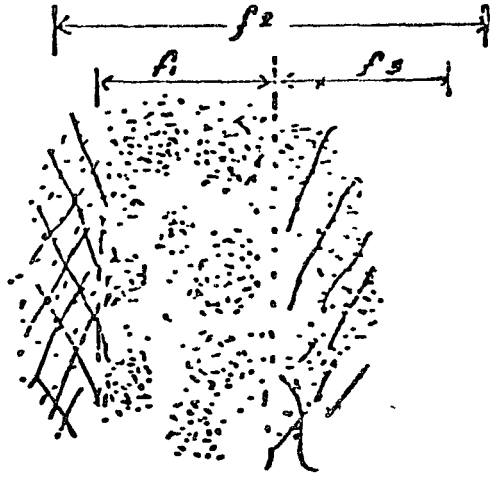
FRAGMENTOS GRUESOS



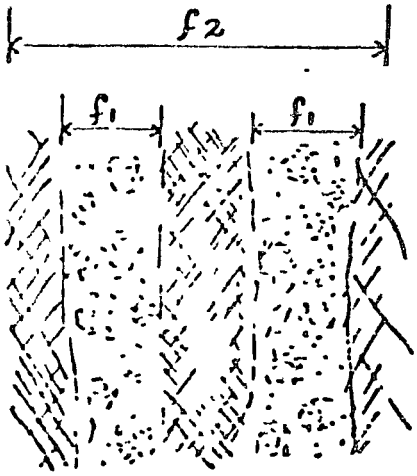
FRAGMENTOS FINOS



ZONA CON ARCILLA CENTRAL

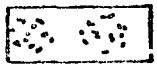


ZONA CON ARCILLA EN EL CENTRO
Y ROCA ALTERADA EN LOS LADOS

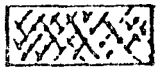


ZONAS CON ARCILLAS MULTIPLES

ROCA SOLIDA



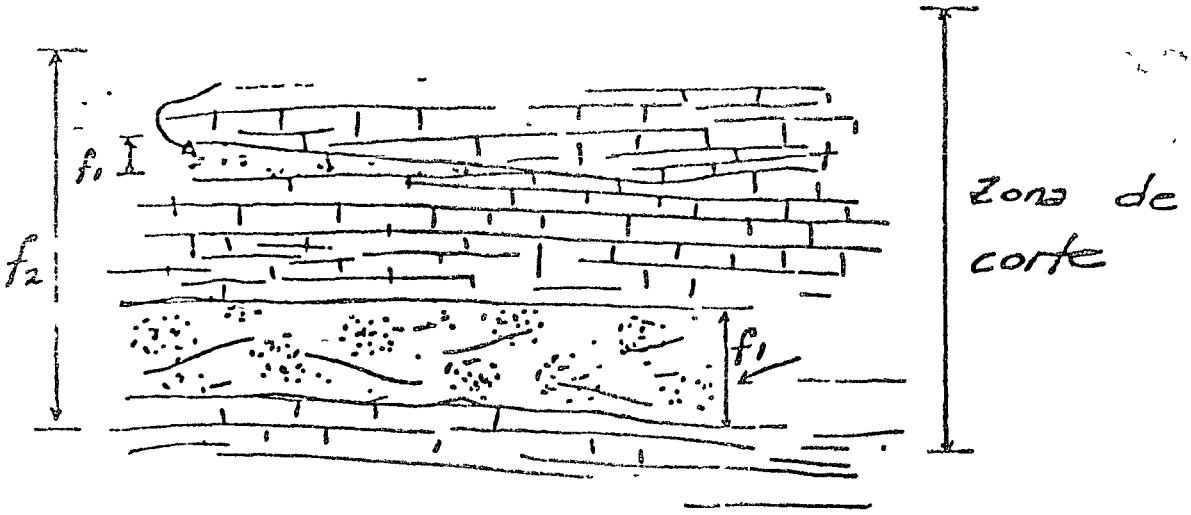
MATERIAL ARCILLOSO



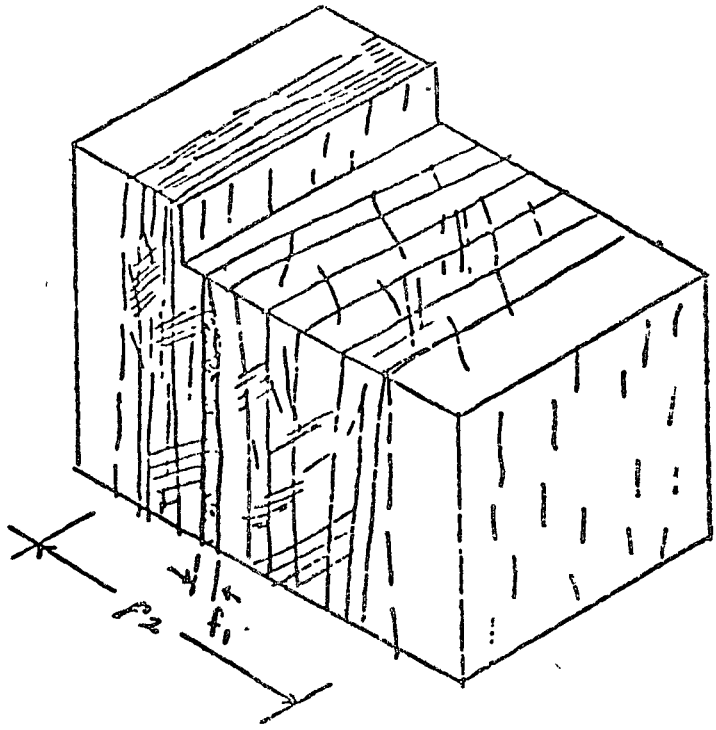
ROCA CRUZADA
LIBRE DE ARCILLA

ROCA ALTERADA

FIG. No. 7.- ANCHO DE LA ZONAS ALTERADAS.

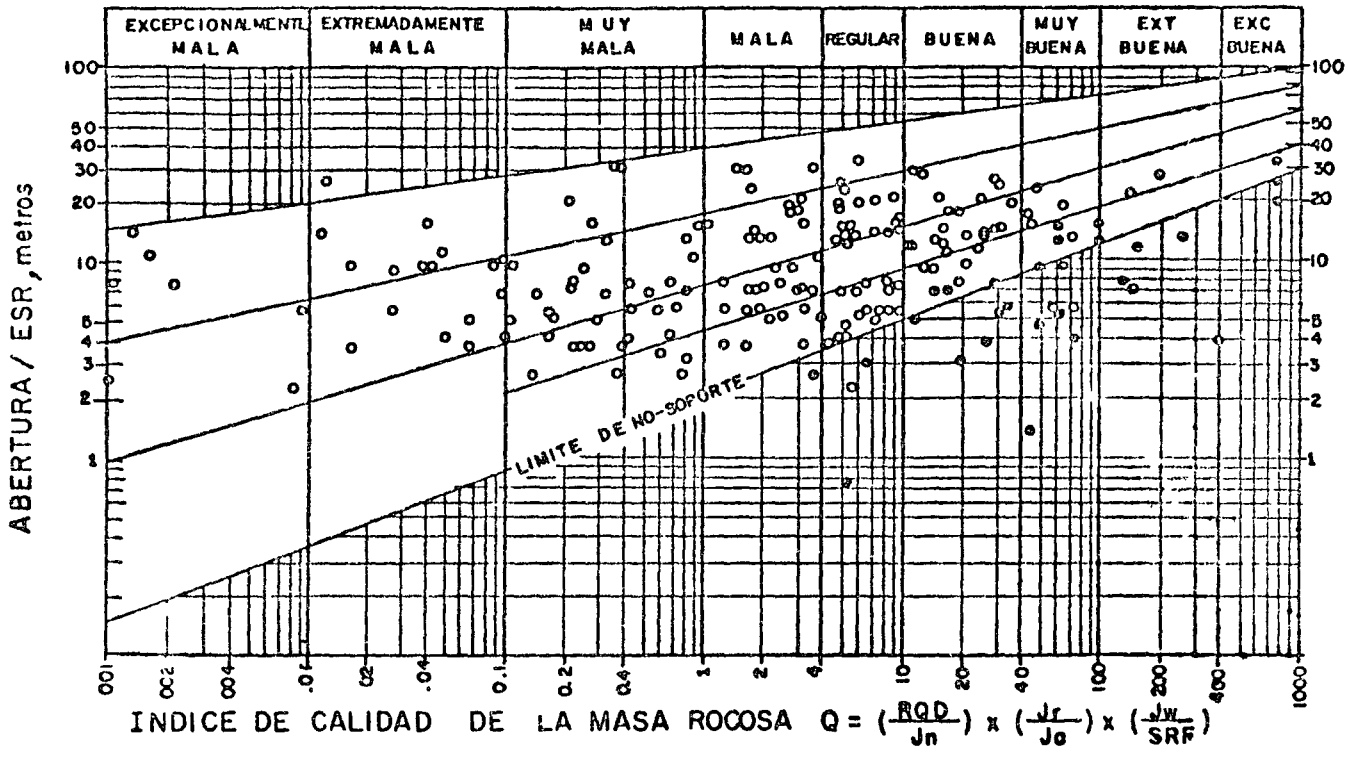


ZONA DE CORTE TIPICA



SECCION A TRAVES DE UNA ZONA DE FALLA

Fig. No. 8.- ANCHO DE LAS ZONAS ALTERADAS.



Q = Indice de calidad de la masa rocosa

RQD = Designación de calidad de la roca

Jn = Número para el sistema de juntas

Jr = Número para la rugosidad de las juntas

Ja = Número para la alteración de las juntas

Jw = Factor de reducción por agua en las juntas

SRF = Factor de reducción de esfuerzos

ESR = (Excavation Support Ratio) — Factor de seguridad adoptado en función del destino de la cavidad y de la presencia de personal y equipo

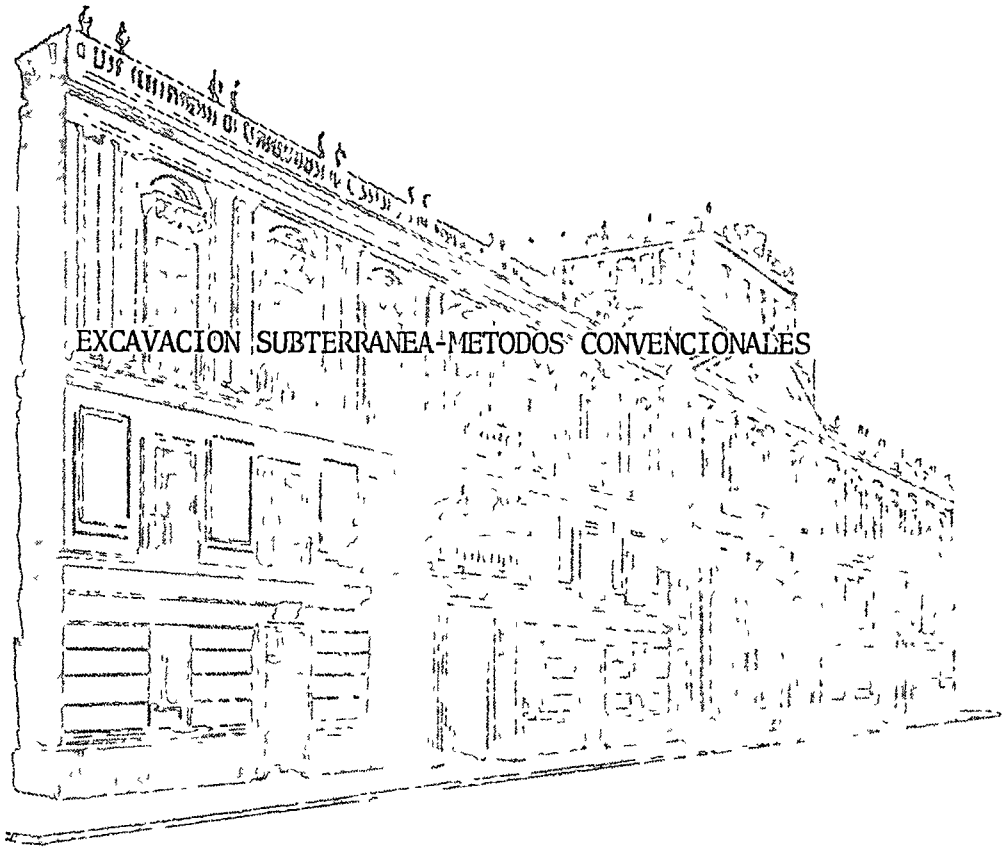
Tipo de excavacion	ESR
Excavaciones mineras permanentes, túneles para acueductos ó aprovechamientos hidroeléctricos	1.6
Cámaras para almacenamiento, para plantas de tratamiento, túneles carreteros y ferroviarios menores	1 3
Cámaras para estaciones de energía ó de defensa civil, túneles carreteros y ferroviarios, portales, intersecciones, etc.	1.0

FIG. N° 9 :— Análisis de casos reportados indicando aproximadamente el límite entre excavaciones con soporte (o) y sin soporte (o). El tipo de soporte, depende solamente de la calidad de la masa rocosa (Q), la abertura y el tipo de excavación (ESR) (Ref N° 1)

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

COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO

"EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES"



APUNTES DE LA CLASE IMPARTIDA POR EL ING. ARNE SAMUELSON EN EL CURSO DE VOLADURA DE ROCAS.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D F Tels. 521-40-23 521-73-35 5123-123

7. VOLADURAS SUBTERRANEAS

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

7.1 Túneles

La diferencia principal entre voladuras de túnel y las - voladuras en banco, es que en los primeros solamente - hay una cara libre, esta cara es además perpendicular - al avance del frente. Por esta razón hay la necesidad - de crear una abertura a todo lo largo del avance deseado - para después volar la roca hacia esa abertura, para la - ampliación de esa abertura hasta llegar a completar la sección de proyecto se emplean los mismos procedi -- mientos que se siguen en un banco, para la càrga específica es mucho mas alta por las razones siguientes:

a) La desviación de los barrenos

b) Prever un espacio para el hinchamiento de la roca

c) Barrenos sin inclinación

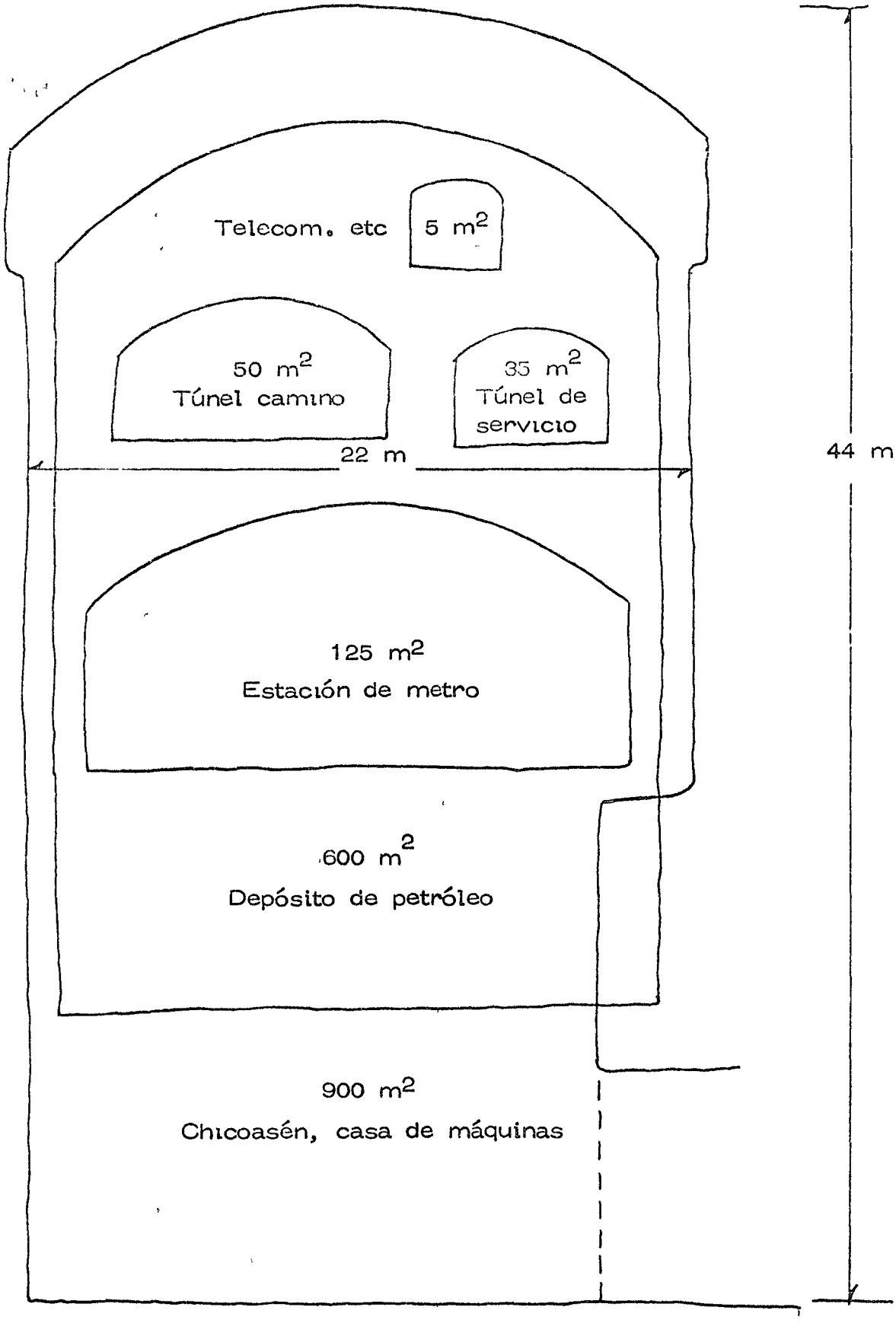
d) Falta de cooperación entre barrenos adyacentes

e) El efecto de la gravedad en los barrenos que tie -- nen salida hacia arriba

Hay una variedad en las láminas de los túneles según - su uso, ver figuras anexas.

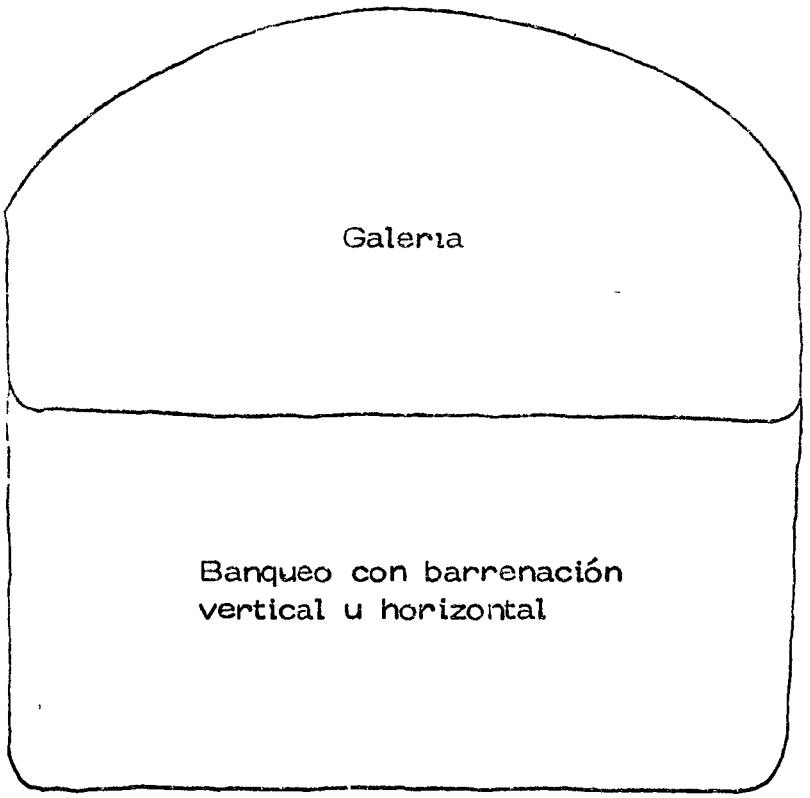
En túneles con áreas menores de 80 m^2 normalmente - se atacan a sección completa. En túneles más gran -- des, la excavación se hace por secciones localizadas - convenientemente, en la actualidad domina la de exca - var primero la Sección superior y después banquear.

El número de banqueos depende de la altura del túnel y de las condiciones de estabilidad de las paredes. Por - ejemplo en la casa de máquinas y la galería de oscila- ciones del proyecto hidroeléctrico de Chicoasén se es - pecificaron los procedimientos siguientes; escavar un - banco de 4 metros de alto. Anclando después las pare- des para evitar desprendimientos de las zonas relajadas.



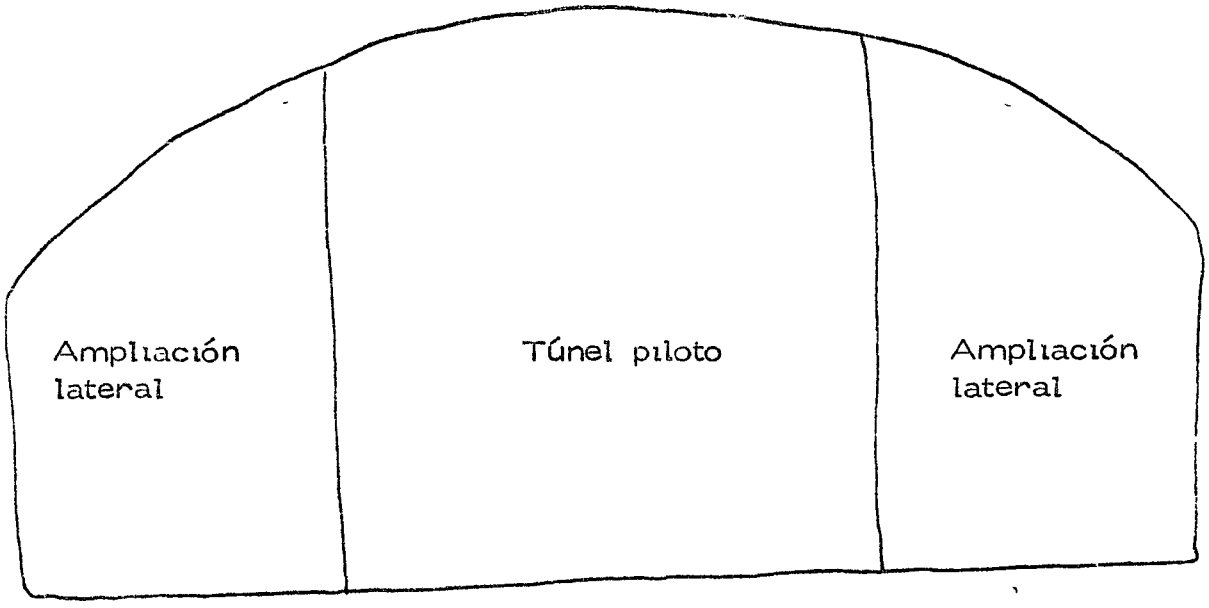
Ejemplos de cortes transversales de túneles típicos

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.



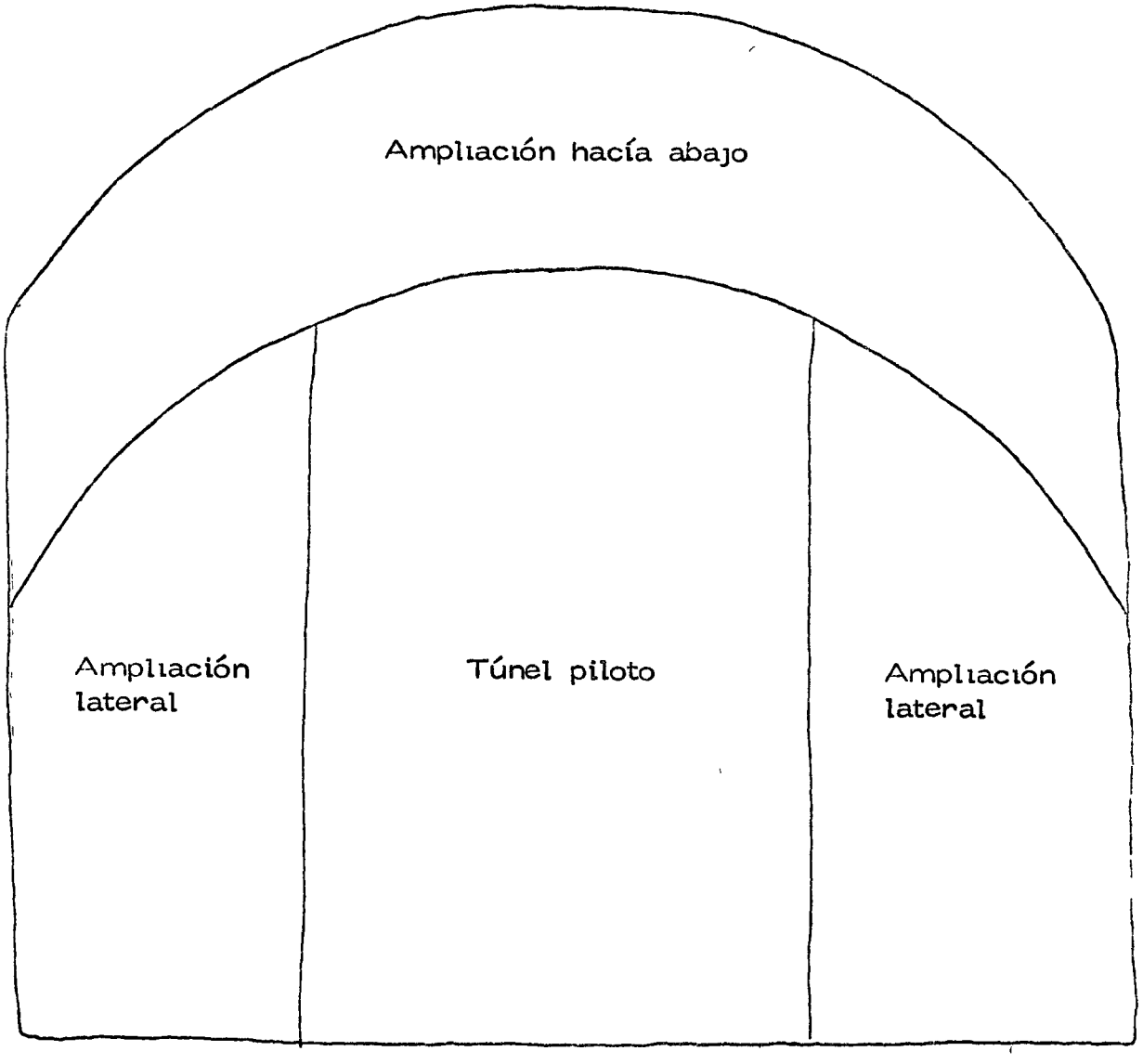
Galeria y banqueo

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 abatir 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:

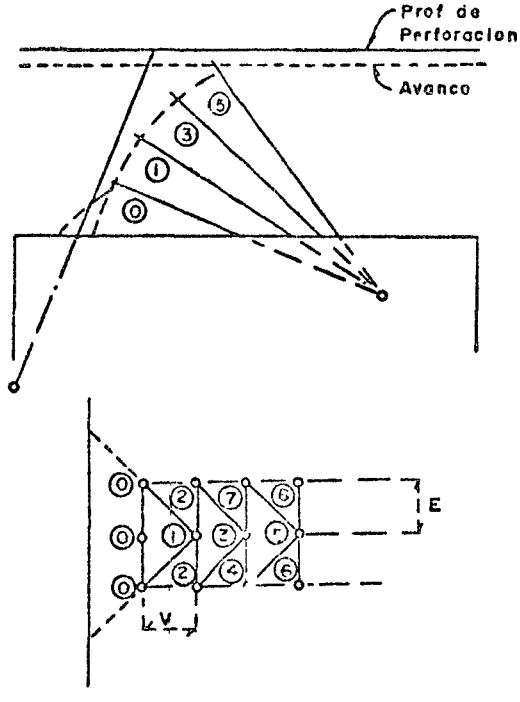
a) cuñas en abanico

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 geométria 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 facil 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 desproporción entre el número de barrenos en los dos lados retrasa la barrenación

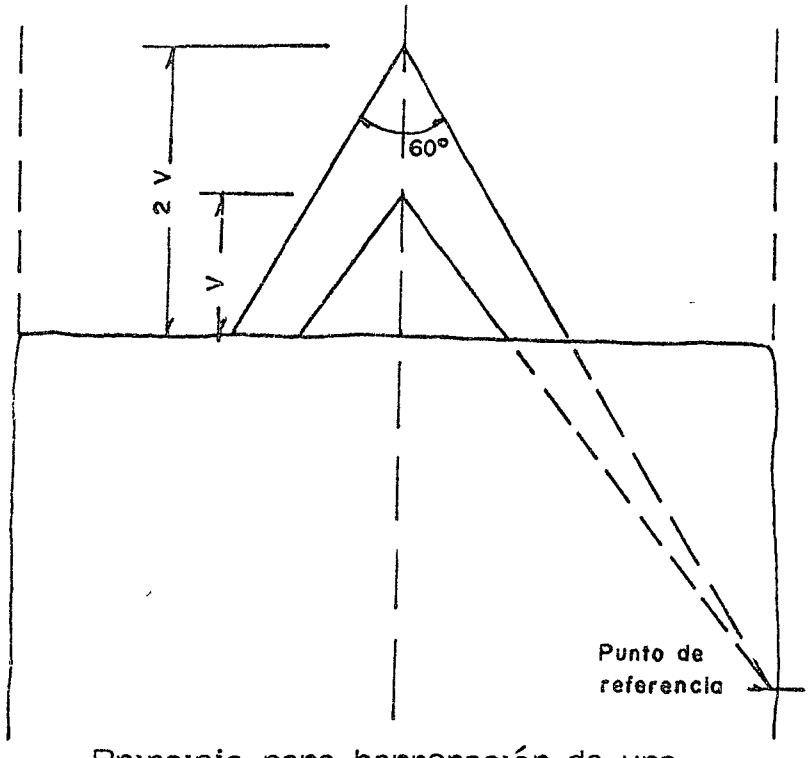
- La proyección de piedras es muy fuerte

- Con la sequencia de ignición requerida se necesita un gran número de intervalos de los estopines

b) Cuña en V

La cuña en V (cuele de cuña) es la más usada en túneles mayores de 20 m^2, 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 mas 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 x $2/\sqrt{3}$=3,70 m. En la figura abajo se muestra el esquema de barrenación para una cuña en V.



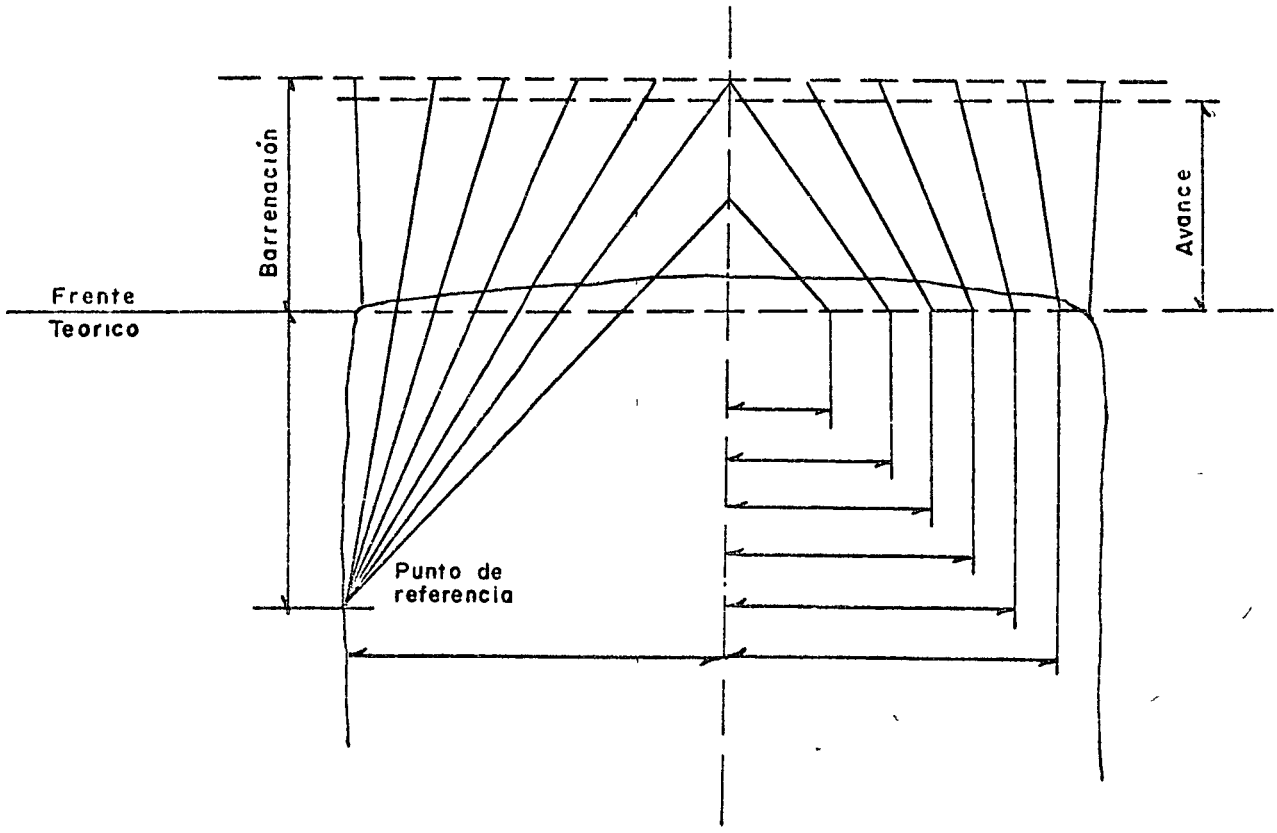
Principio para barrenación de una cuña en V.

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 Hileras Horizontes
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 barreno. 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 barreno.

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 faineros 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 cuña 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	0,36	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 de barreno.

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

El bordo no debe exceder $\frac{\text{prof. de barrenación} - 0.4}{2}$. 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 M8 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 México hay pocos números disponibles que a veces limita el avance por tronada.

c) Cuñas paralelas

Como mencionado antes la aplicación de las cuñas paralelas se extiende también a túneles grandes. Esto depende de las ventajas que ofrecen las cuñas 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 embo quillado.

- Como el diagrama de barrenación coincide en el superficie y en el fondo, es más fácil de instruir los perforistas.

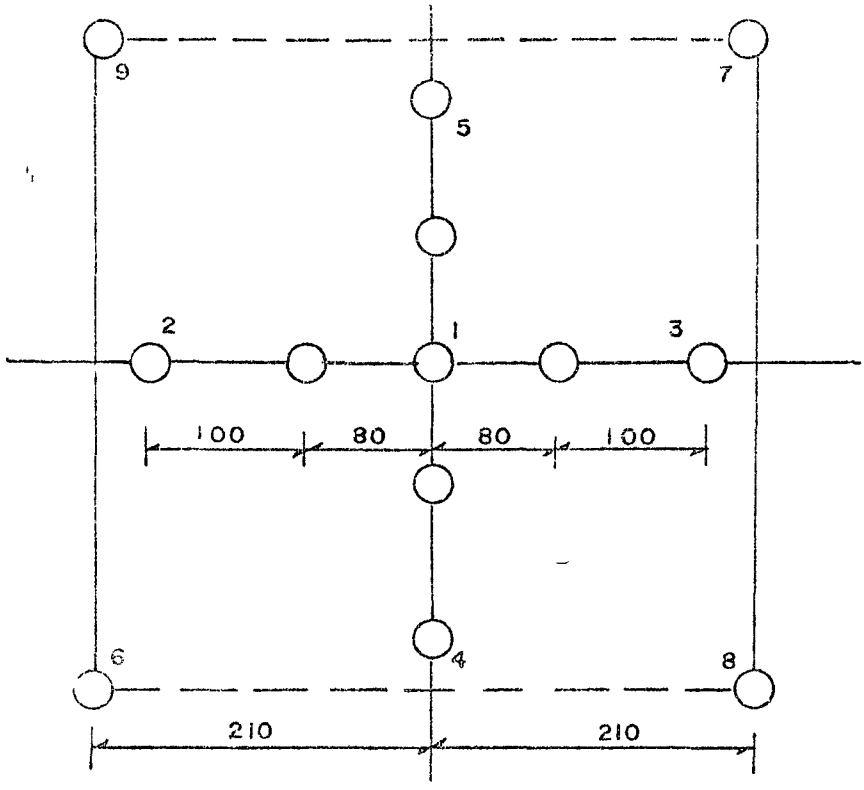
- Usando el mismo equipo de barrenación las cuñas paralelas son iguales para todos los avances y todas las áreas de los túneles. Esto simplifica el entrenamiento de los perforistas.

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

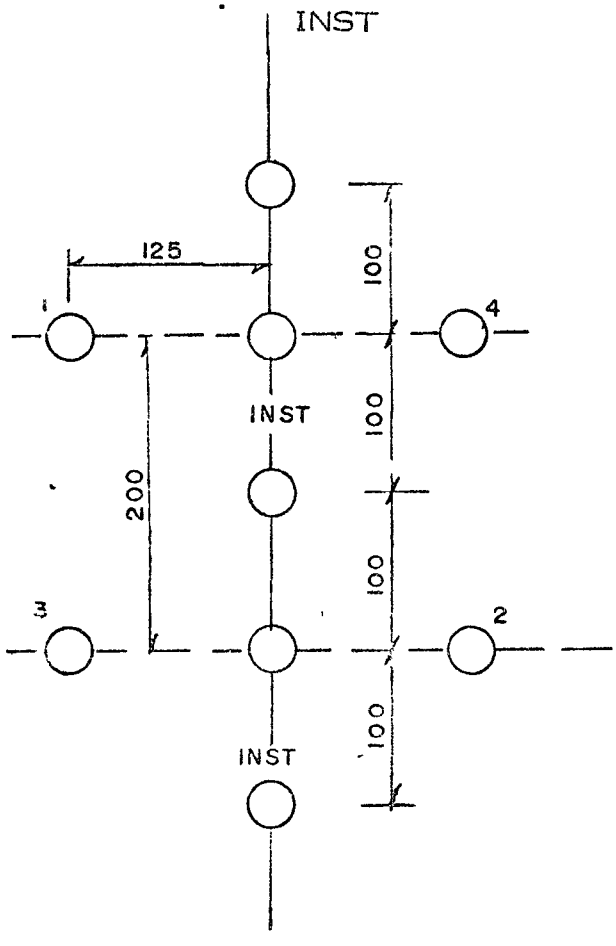
Otra cosa importante es la concentración correcta de la carga, para evitar que se quema la roca por exceso de carga.

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

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



Cuña Gronlund
(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.

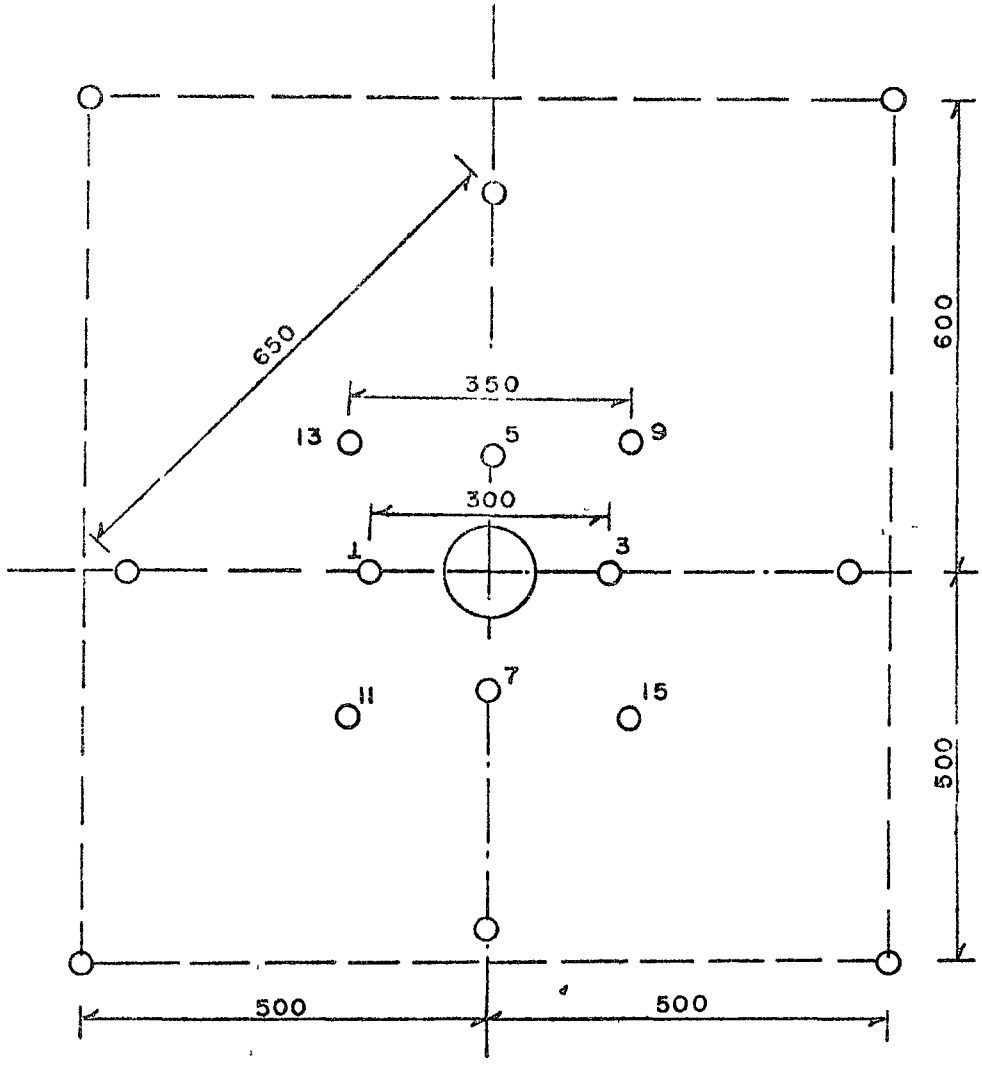
En la siguiente tabla se da concentración de carga en Kg/m para cuñas cilíndricas y máxima distancia "ā" cuando se dispara hacia barrenos vacíos con diámetros comprendidos entre 50 y 200 mm. El diámetro del barreno cargado varía entre 30 y 45 mm. La concentración de carga corresponde a Gelatina Extra 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
ā mm	90	150	130	145	175	200	190	220	250	330
Avance max m	1,6	3,0	2,9	3,1	3,6	3,9	3,9	4,3	4,8	6,0

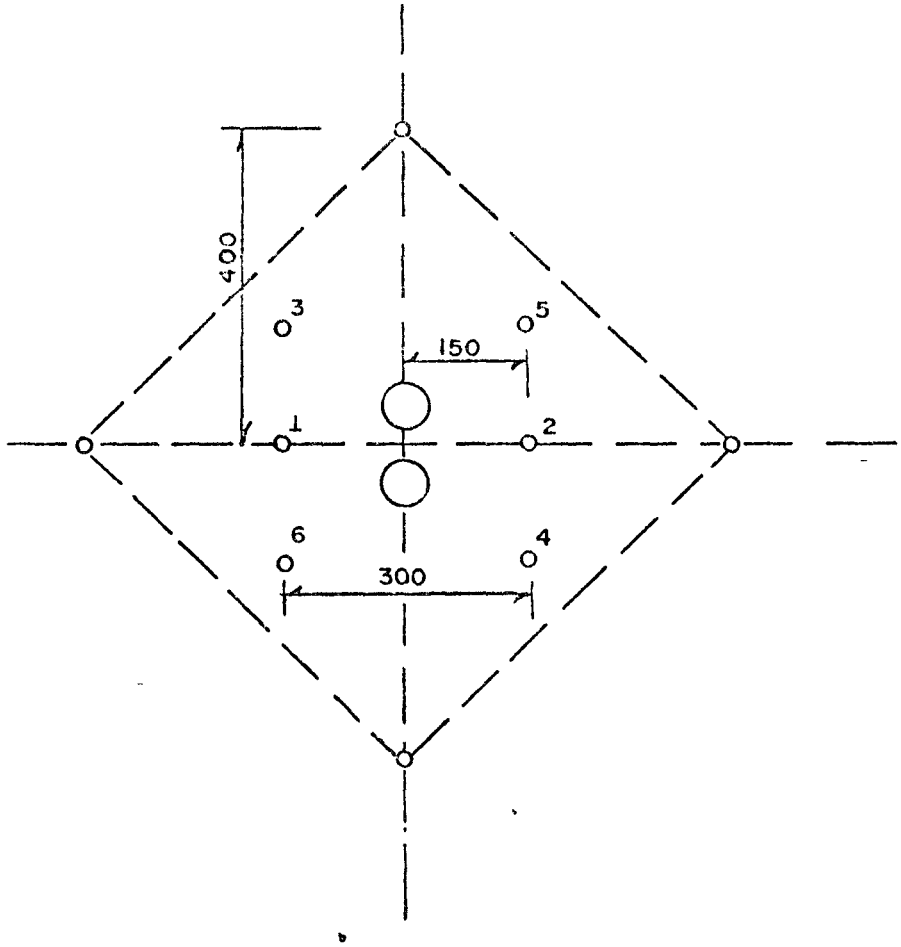
La cuña en doble espiral es la más efectiva, pero se necesita un barreno central de mínimo 125 mm para obtener un buen avance, lo que implica que el jumbo debe tener una perforadora especial para este barreno. Otra desventaja es que tiene una forma geométrica bastantecomplicada, que dificulta la barrenación. 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 barrena dos barrenos con diámetro de 57 mm en forma de un 8. Este hueco corresponde más o menos a un barreno de 75mm.

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 páginas se presenta algunos ejemplos de cuñas cilíndricas.



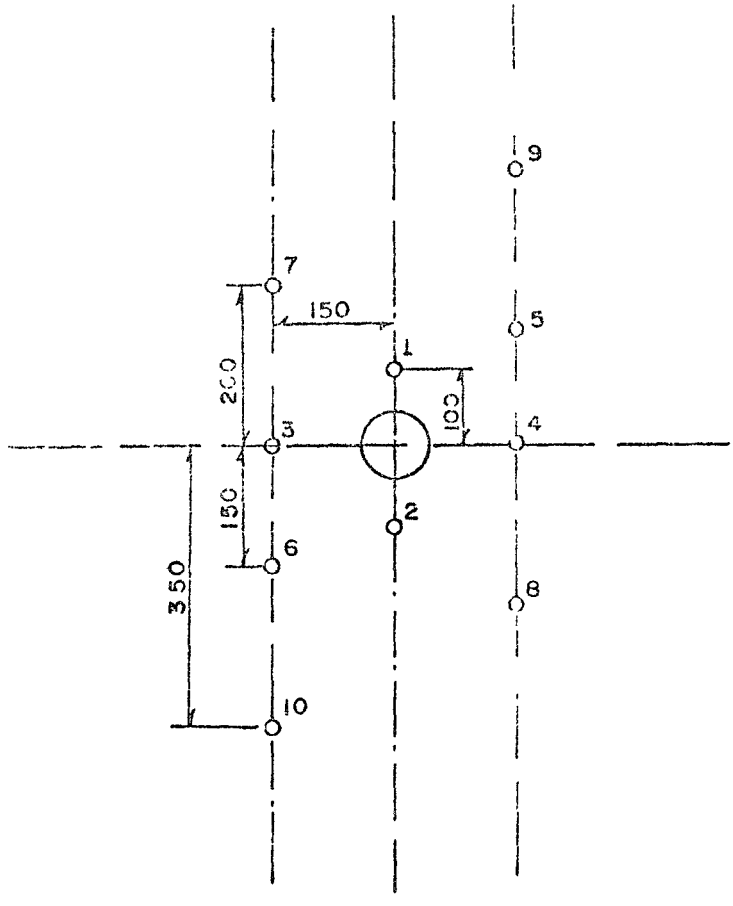
Cuña cilíndrica con un barreno vacío de 110 mm de diámetro.

Para barrenación hasta 3,9 m.



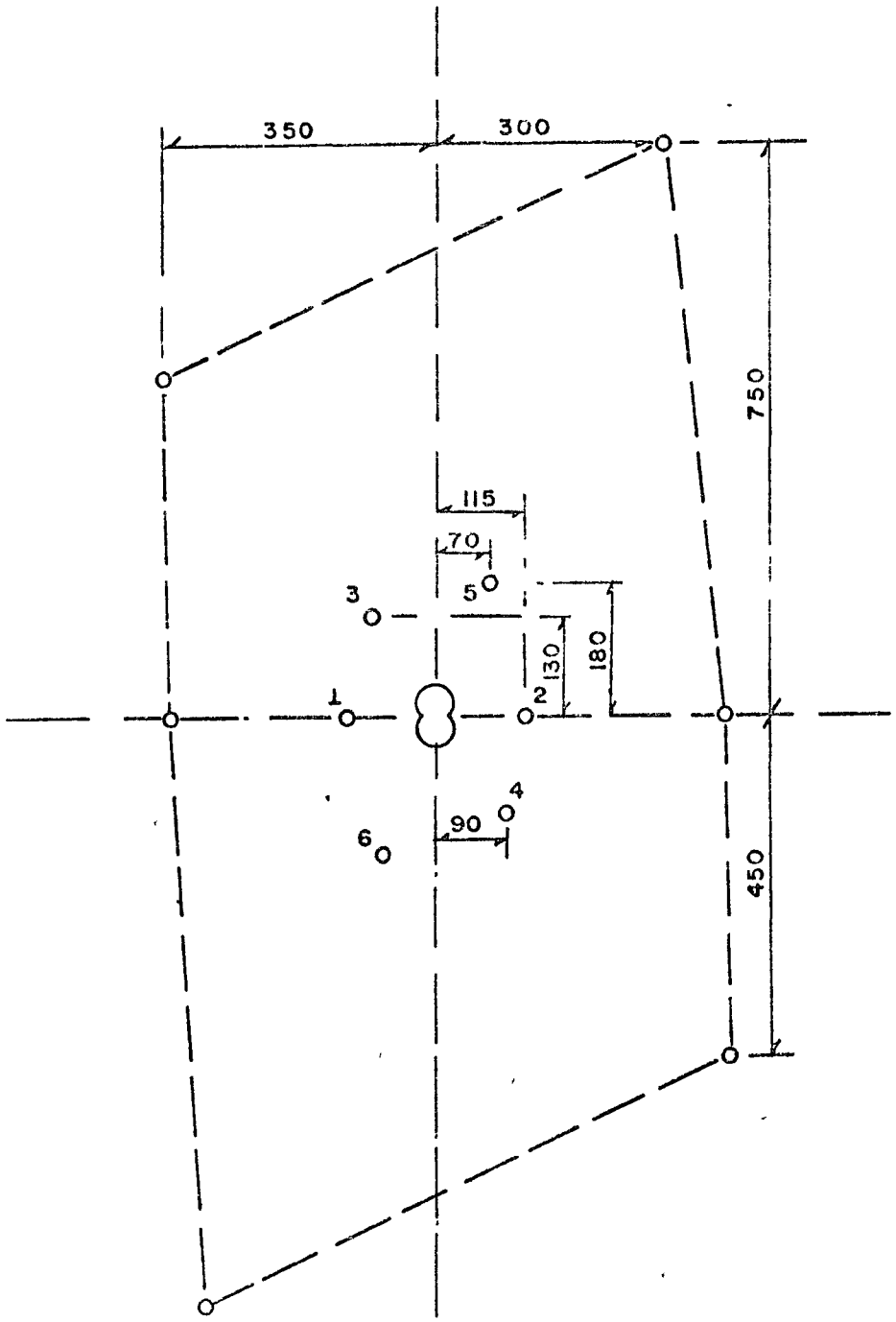
Cuña cilíndrica con dos barrenos vacíos de 76 mm de diámetro.

Para barrenación hasta 3,9 m.



Cuña Fagersta con un barreno 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 guía 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 página se puede ver que para una barrenación de 30 mm la apertura debe ser 1,4 x 1,4 mm, 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 deseada. El ángulo de desviación depende del espacio que requiere el equipo de barrenación.

Cálculo de barrenos con salida por arriba u horizontal:

Carga de fondo en una tercera parte del barreno

Bordo máximo $\frac{\text{prof. de barreno} - 0{,}4}{2}$ m

Espaciamiento = 1,1 x bordo

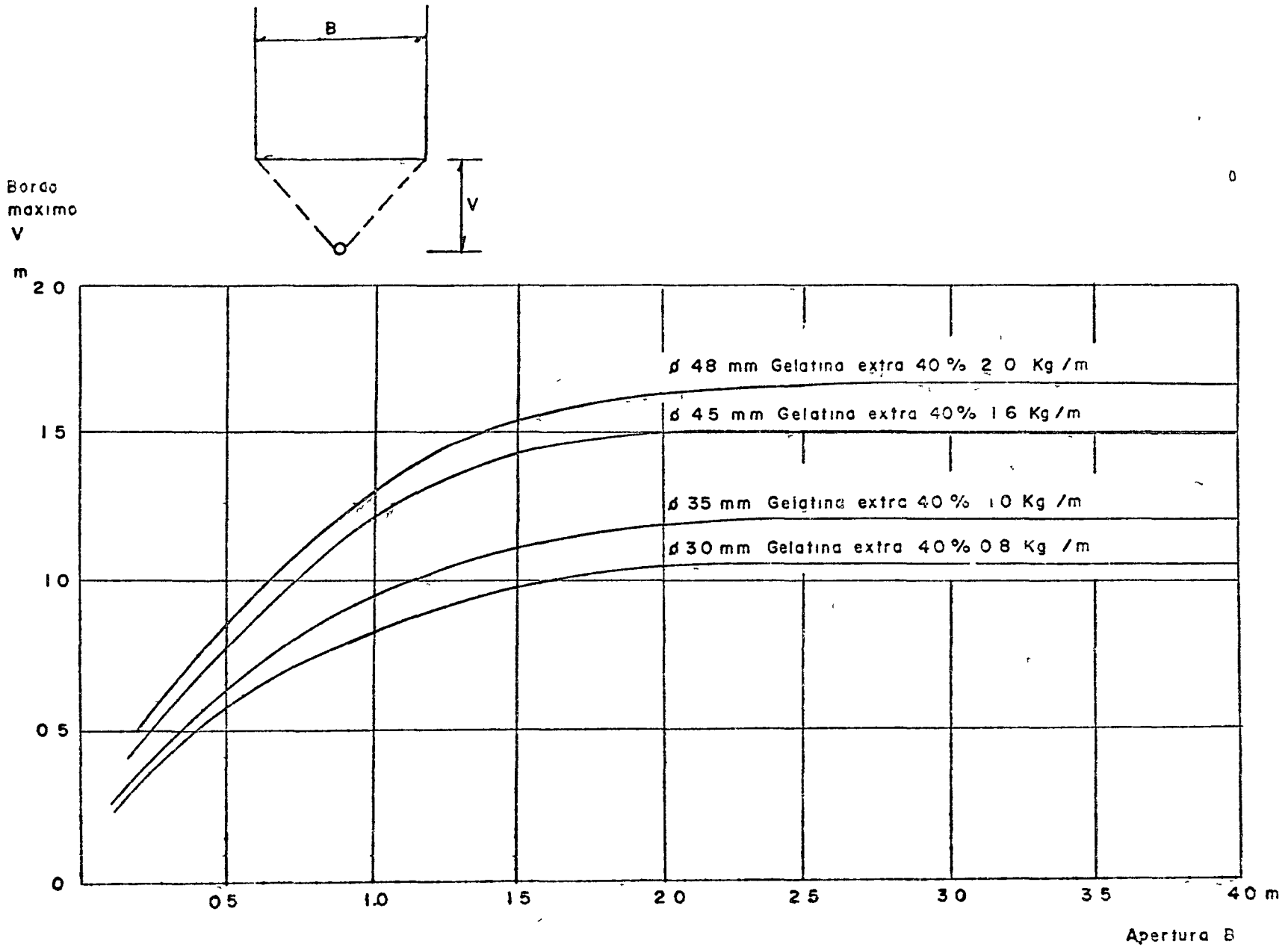
Concentración de carga de columna = 0,50 x carga de fondo

Taco = 0,5 x 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 espaciamiento se alcanza solamente en túneles grandes. En túneles menores se distribuye los espaciamientos uniformemente.



Relación entre apertura (B), concentración de carga y bordo máximo (V)

Datos para barrenos con salida por arriba u horizontal

Diametro 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	1,00	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 e 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 x bordo. La carga de columna se aumenta a 0,70 x 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

Cáculo de barrenos con salida hacia abajo:

Estos barrenos necesitan menor carga espedifica 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 m^2 es posible de aumentar bordo y espaciamiento

Cálculo de barrenos de pared.

El cálculo presente aquí es sin postcorte

Bordo mas 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
mm	m	m	m	Kg	Kg/m	Kg	Kg/m	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
18	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 taplas 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:

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

Diámetro de la barrenación = 31 mm

Profundidada de la barrenación = 3,2 m

Explosivo: Gelatina Extra 40%

Postcorte no requerido

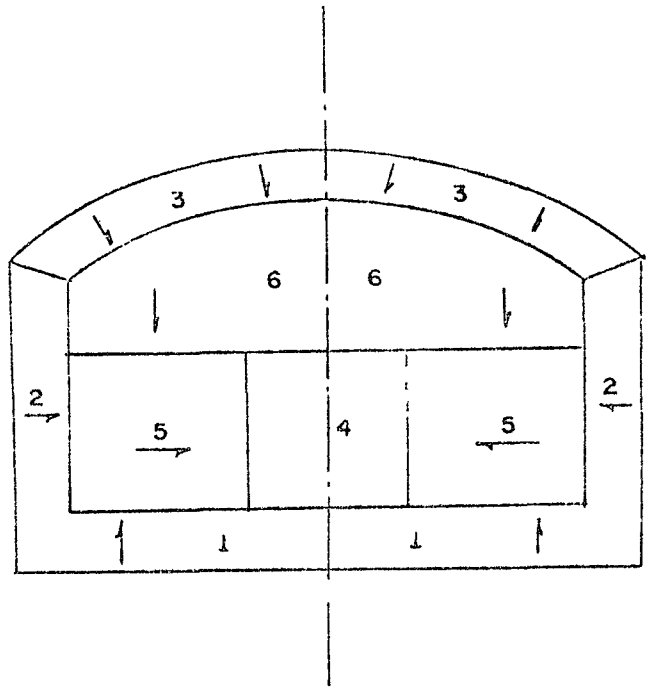
Ancho = 8,00 m

Altura = 5,65 m

Area = 40 m^2

Avance previsto 90% = 2,9 m

Secuencia del cálculo



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

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

1 Barrenos de piso (ver la tabla correspondiente)

La desviación es 0,10 m para máquina de pierna

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 = 9

Espaciamientos: extremos 2 x 0,85 = 1,70 m
internos 7 x 0,90 = 6,30 m
9 8,00 m

Carga de fondo = 1,00 Kg

Carga de columna= 1,30 Kg

2 Barrenos de pared

Bordo - desviación = 0,80 - 0,10 = 0,70 m

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

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

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

Carga de fondo = 0,50 kg

Carga de columna = 0,90 kg

3 Barrenos de techo

Bordo - desviación = 0,80 - 0,10 = 0,70 m

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

Espaciamiento = 0,95 m

Carga de fondo = 0,50 kg

Carga de columna = 0,70 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.

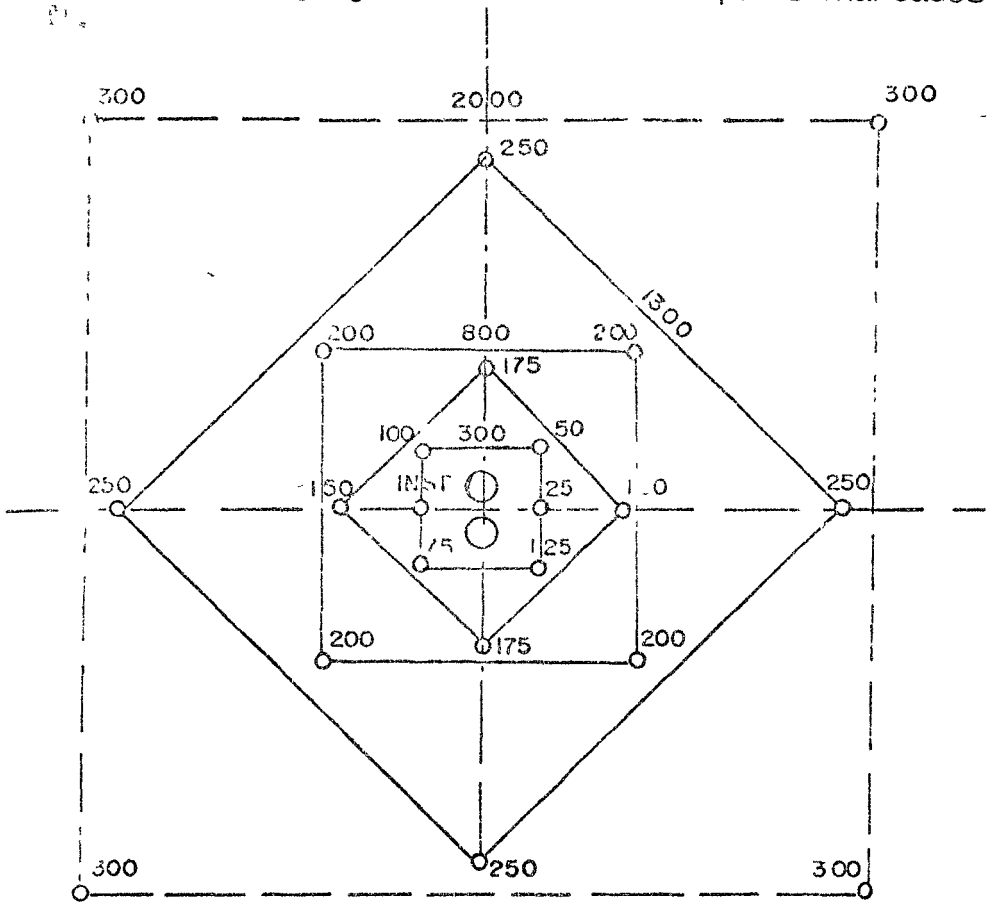
Los ayudantes tendrán la siguiente carga:

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

Taco = 0,5 x 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

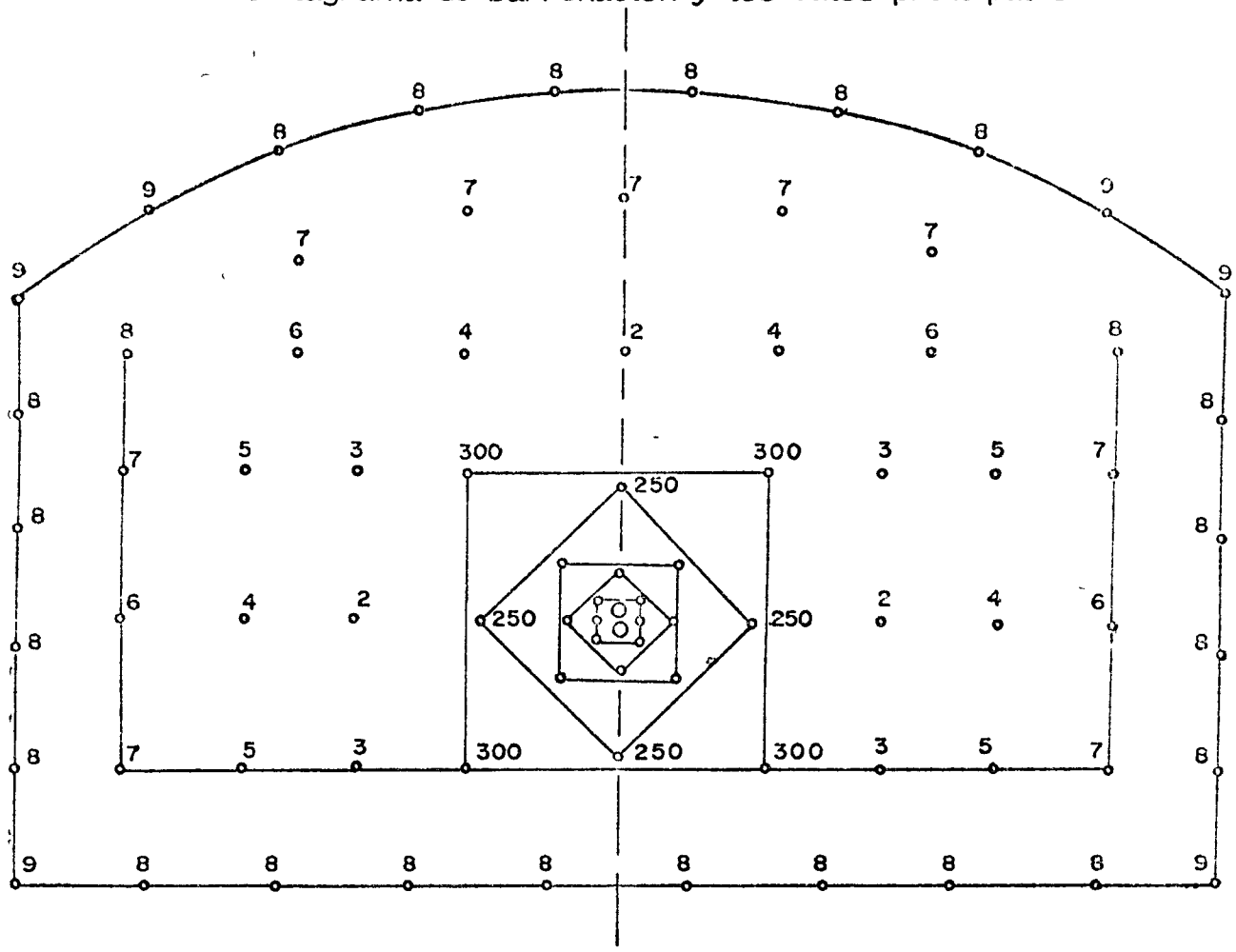
6 Barrenos con salida hacia abajo

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 de columna kg/m	Carga por barreno kg	Carga total kg
NGT MS 25-125	Cuña	3,2	6	0,10	0,75	0,25	0,85	5,10
MS 150-175	Ayudantes	3,2	4	0,25	0,85	0,30	1,10	4,40
MS 200	Ayudantes	3,2	4	0,45	0,90	0,35	1,35	5,40
MS 250	Ayudantes	3,2	4	0,75	1,00	0,50	1,75	7,00
MS 300	Ayudantes	3,2	4	1,00	0,85	0,50	1,85	7,40
Ac 2-8	Interiores	3,2	30	1,00	0,85	0,50	1,85	55,50
Ac 3	Paredes	3,2	8	0,50	0,90	0,40	1,40	11,20
Ac 8-9	Techo	3,2	10	0,50	0,70	0,30	1,20	12,00
Ac 8-9	Piso	3,2	10	1,00	1,30	0,20	2,30	23,00
		256,0mb	80					131,00

Volumen por tronada = 40 x 2,9 = 116 m^3

$$\text{Carga especifica} = \frac{131.00}{116} = 1,13 \text{ kg/m}^3$$

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

7.1.5 Ejemplo de ejercicio

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

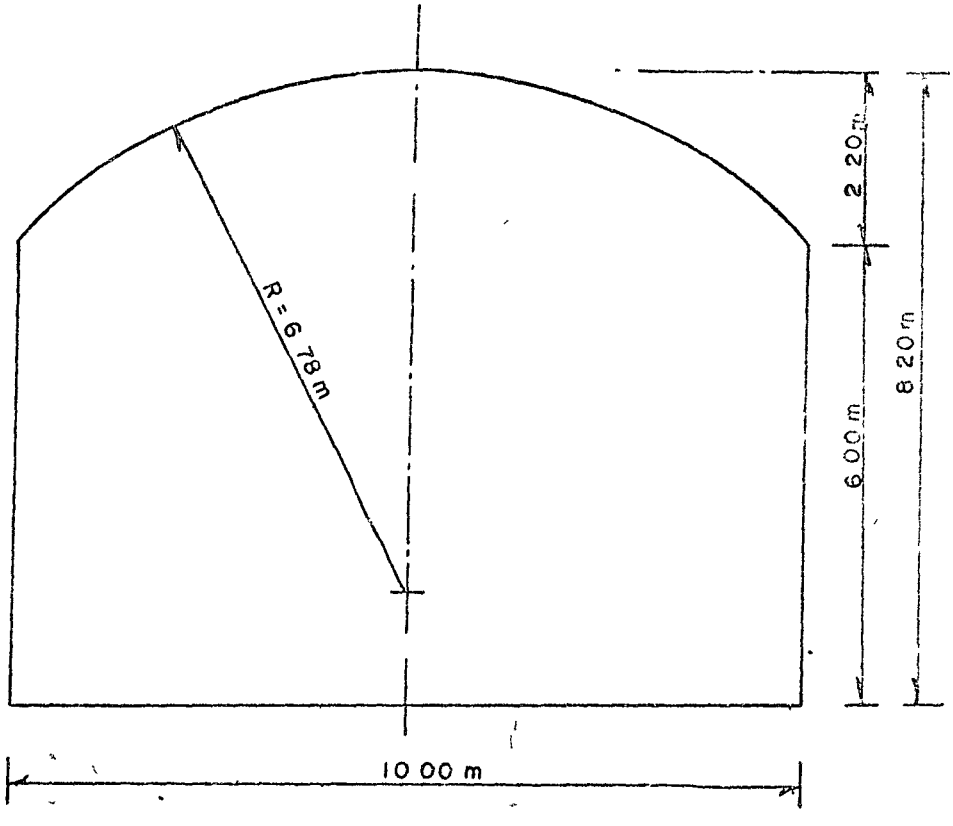
Datos: Ancho = 10,00 m
Altura = 8,20 m
Area = 75 m^2

Barrenación = 45 mm, profundidad 3,20 m
Desviación de la barrenación = 0,20 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 m



Solución:

1 El lugar de la cuña 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 m E = 1,25 m

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

Número de espaciamiento = $\frac{10,00}{1,25}$ = 8, es decir 9 barrenos de piso.

Carga según tabla:

Carga de fondo = 2,25 kg Carga de columna = 2,60 kg
Taco = 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 espaciamiento 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 m.

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

Como carga de fondo ponemos dos cartuchos de Gelatina Extra 40% de 1 1/8 que corresponde a 2 x 0,200 = 0,40 Kg.

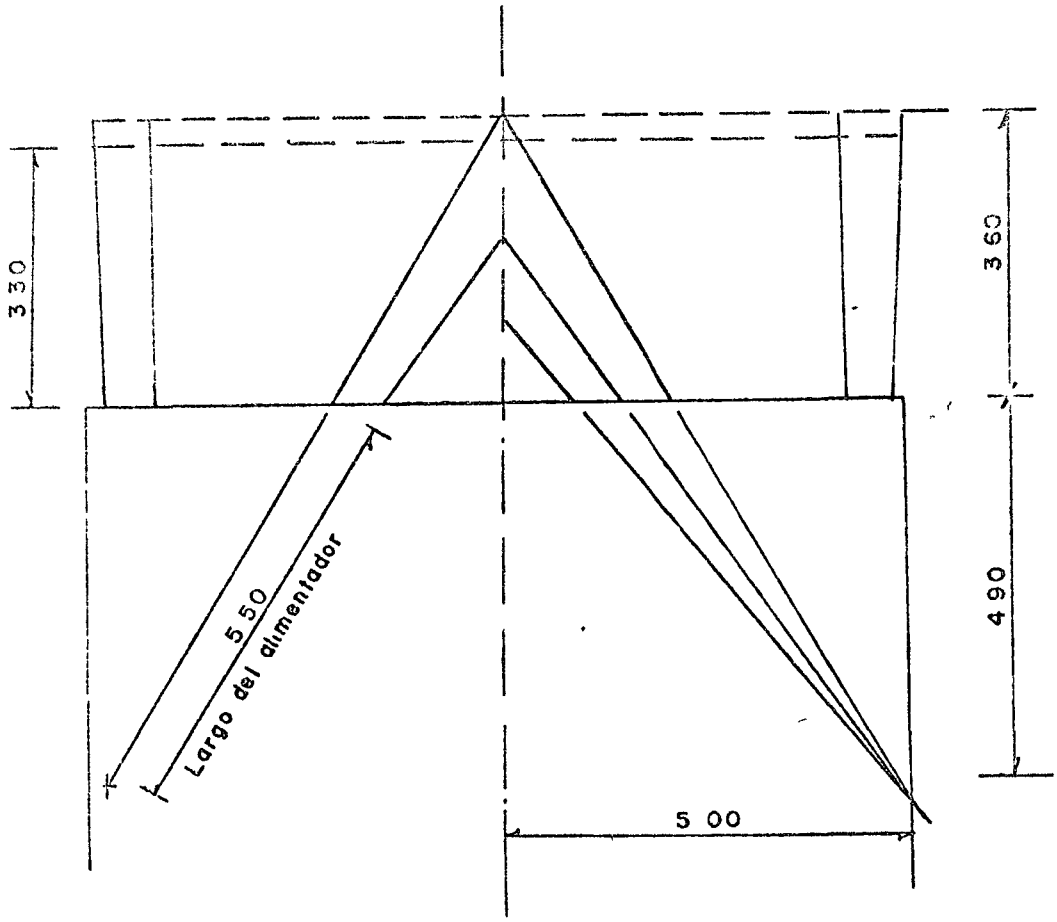
La carga de columna debe tener una concentración de 0,20 a 0,25 kg/m y como no hay cargas preparadas aquí en México, usamos Duramex G de 7/8. Los cartuchos pesan 0,080 kg y con una separación de 20 cm se obtiene una concentración de carga de 0,20 kg/m. En Chicoasén amarramos los cartuchos junto con un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

3 Los barrenos del techo tienen las mismas características como 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 cuña y sus ayudantes. Según la tabla para la cuña el bordo $V_{máximo}$ de una cuña es - 1,5 m. Esta significa.

$$\frac{3,6}{1,5} = 2,3 \text{ cuñas}$$

Escogemos 2 cuñas y un barreno adicional. La altura de la cuña debe ser 1,8 , con 3 hileras. El ángulo debe - ser 60°y se necesita respetar la longitud de los alimentadores La adaptación de la cuña se hace graficamente, ver abajo.



La carga de fondo es un tercero del barreno Taco = 0,3 x V

La concentración de la carga de columna es O 5 x la carga de fondo.

La primera cuña:

Longitud de la carga de fondo = 1/3 x 4,20 = 1,40 m

Concentración de carga de fondo = 2,0 kg/m (según tabla)

Carga de fondo = 1,4 x 2,00 = 2,8 kg

Taco = 0,3 x V = 0,3 x 1,5 = 0,50 m

Altura de carga de columna = 4,20 - (1,40 + 0,50) = 2,30 m

Concentración de carga de columna = 0,5 x 2,0 = 1,0 kg/m

Carga de columna = 2,3 x 1,0 = 2,3 kg

La segunda cuña:

Longitud de carga de fondo = 1/3 x 2,6 = 0,90 m

Carga de fondo = 0,9 x 2,0 = 1,8 kg

Longitud de carga de columna = 2,60 - (0,90 + 0,50) = 1,20 m

Carga de columna = 1,20 x 1,0 = 1,2 kg

Barreno adicional:

Longitud de carga de fondo = 1/3 x 1,70 = 0,60 m

Carga de fondo = 0,60 x 2,00 = 1,20 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.

$$1,00 - 2 \times 0,6 = 8,80 \text{ m}$$

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

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

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

La profundidad de los ayudantes varía entre 4,1 y 3,6 m. Por la barrenación más cerrada podemos calcular la carga de fondo para la profundidad de 3,6 m.

Carga de fondo 1/3 x 3,6 x 2,00 = 2,40 kg/barreno

Taco = 0,50 m

Longitud de carga de columna = 3,60 - (1,20 + 0,50) = 1,90 m

Concentración de la carga de columna = 0,4 x 2,00 = 0,8 kg/m

Carga de columna = 0,8 x 1,90 = 1,50 kg

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

V = 1,15 m E = 1,35 m

Se ajusta el espaciamiento al espacio disponible = 10 - (2 x 0,6) = 8,8 m

Número de espaciamientos

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

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

Carga de fondo = 1,3 x 3,6 x 2,00 = 2,40 kg/barreno

Taco = 0,55 m

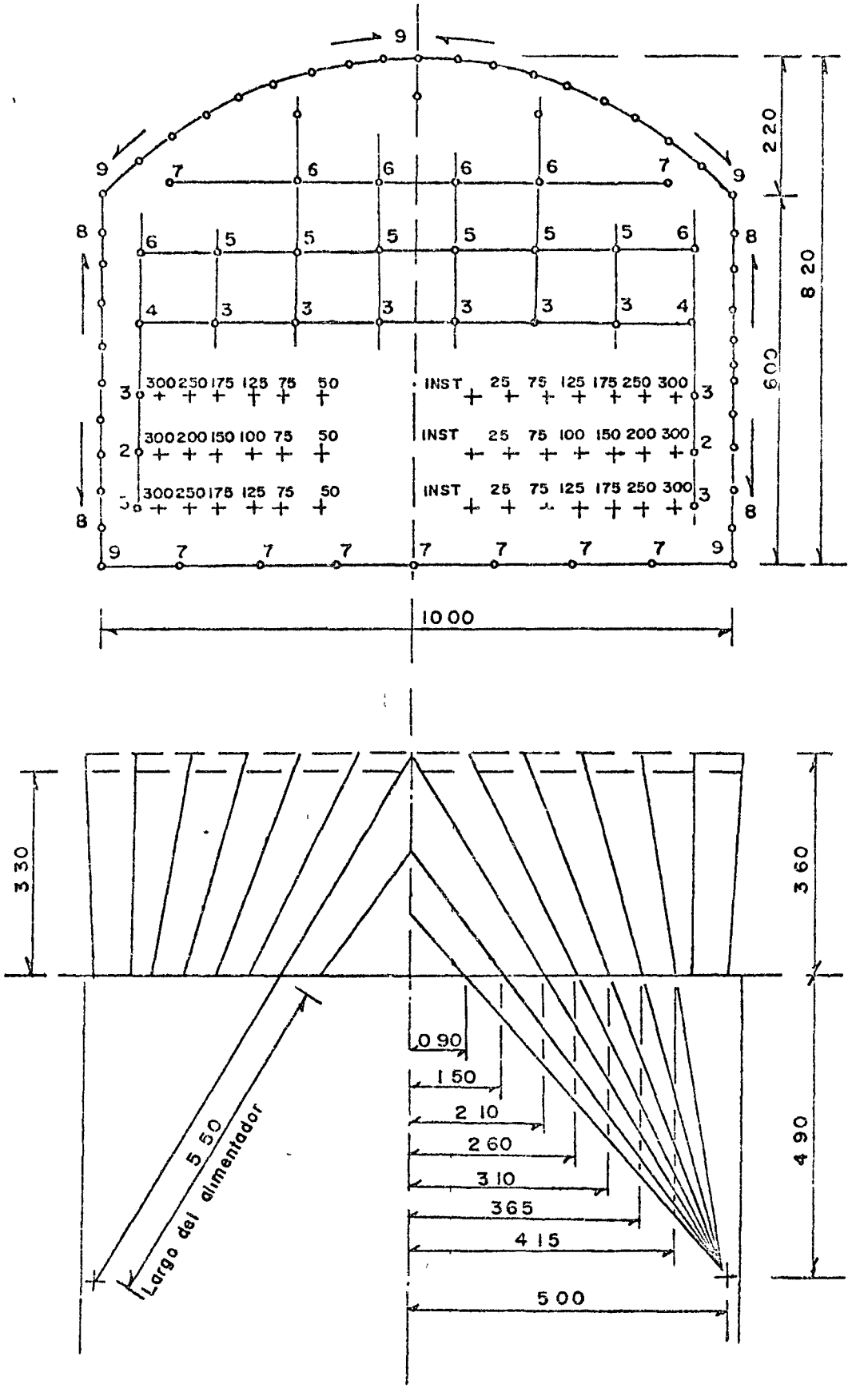
Longitud de carga de columna = 3,60 - (1,20 + 0,55) = 1,85 m

Concentración de carga de columna = 0,5 x 2,00 = 1,00 kg/m

Carga de columna = 1,85 x 1,00 = 1,85 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/m	kg
INST	Cuña	1,70	3	5,10	1,20	–	–	3,60
MS 25	Cuña	2,60	6	15,60	1,80	1,20	1,00	18,00
MS 75	Cuña	4,20	6	25,20	2,80	1,70	1,00	27,00
MS 100-300, Ac 2-3	Ayudantes	4,10-3,60	30	114,00	2,40	1,50	0,50	117,00
Ac 3-7	inferiores	3,60	25	90,00	2,40	1,85	1,00	106,25
Ac 8	Paredes	3,60	18	64,80	0,40	0,60	0,20	18,00
Ac 9	Techo	3,60	19	68,40	0,20	0,60	0,20	15,20
Ac 7-0	Piso	3,60	9	32,40	2,40	3,10	1,40	42,50
			116	415,50				347,55

Volumen por tronada = 75 x 3,30 = 247,5 m^3

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

Barrenación específica = $\frac{415,5}{247,5}$ = 1,68 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 po-- zos que son excelentes para la rezaga.

La excavación de contrapozos casi siempre se hace con - una lumbrera 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 mas 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 méto - dos:

- 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 limite para llegar una - lumbrera 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 amacizar bajo protección. Con propulsión eléctrica es - posible de hacer contrapozos hasta 1,500 m de largo en un tramo. Es útil para contrapozos - verticales e inclinados.

- Con plataforma suspendida en cable

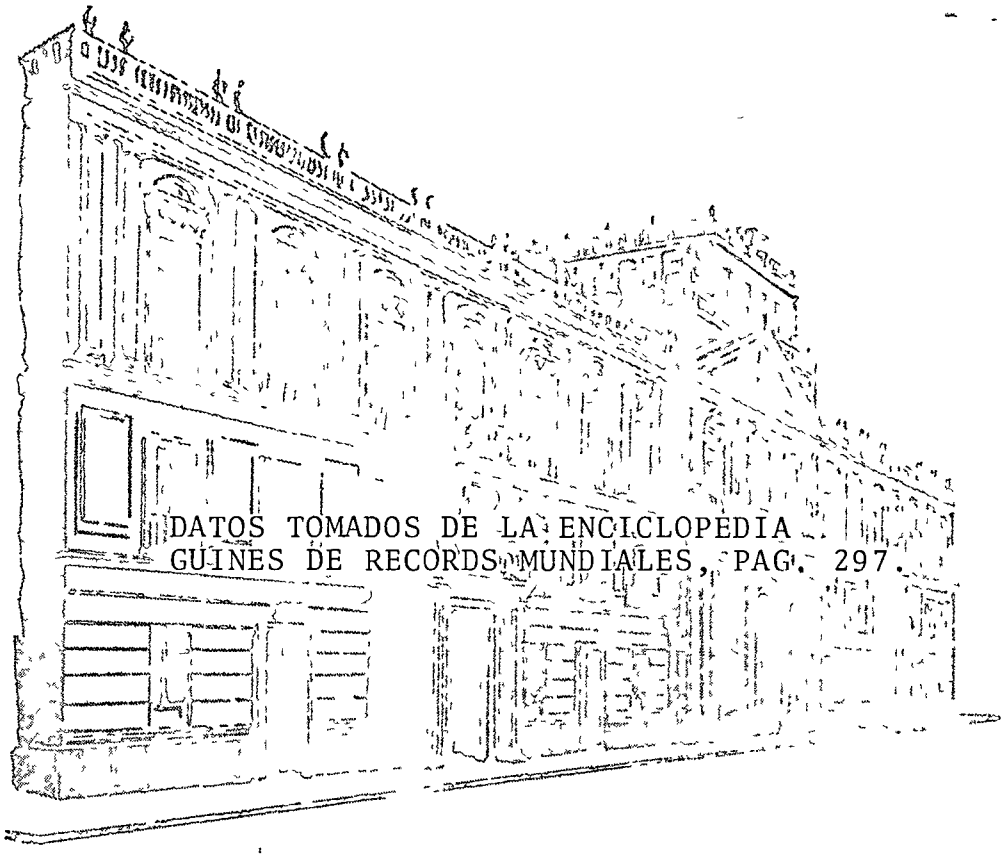
Primero se hace un barreno de 4" en el centro del piloto. Con un equipo especial la plataforma de barrenación suspendida en el cable. El método ofrece la misma seguridad que el Alimak, pero no es posible de hacer contrapozos más largos de 100 m. El método es adaptado para contrapozos verticales, pero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

- Con contrapozos (raise borer)

Simplemente es un topo 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

EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES



DATOS TOMADOS DE LA ENCICLOPEDIA GUINES DE RECORDS MUNDIALES, PAG. 297.

ING. RAUL OCHOA ELIZONDO.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso México 1, D F. Tels. 521-40-23 521-73-35 5123-123

DATOS TOMADOS DE LA ENCICLOPEDIA GUINES DE RECORDS MUNDIALES, PAGINA 297, TUNELES.

8.- TUNELES.

EL MAS LARGO PARA AGUA.

El túnel de todo tipo más grande del mundo, es el túnel para agua potable que une a la ciudad de Nueva York con Delaware Occidental, iniciado en 1937 y completado en 1945. Tiene un diámetro de 4.1 m. y corre 136 Kms. desde el Rondout Reservoir hasta el Hilview Recervoir, en la parte norte de la isla de Manhattan, ciudad de Nueva York, EE. UU.

FERROVIARIO

El túnel ferroviario más largo del mundo es el Simplón II, completado tras cuatro años de trabajo el 16 de octubre de 1922. Este túnel une a Suiza e Italia debajo de los Alpes y mide 19.5 Km. de longitud. Durante la perforación de este túnel y del Simplón I (1898-1906), 20 m. más corto, perecieron más de 60 operarios. Su mayor profundidad debajo de la superficie es 2.135 m.

TUNEL DE TRENES SUBTERRANEOS

El túnel más largo del mundo es la línea de trenes subterráneos del London Transport Executive, que va desde Morden hasta East Finchley, vía Bank. En uso desde 1939, mide 77.8 Km. de longitud y el diámetro del túnel es 3.7 m., aunque en las estaciones mide 6.8 m.

CARRETERO

El túnel carretero más largo del mundo, es el de 11.6 Km. que pasa

debajo del Monte Blanco (4.807 m), desde Pelerins, cerca de Chamonix, Francia, hasta Entreves, próximo a Courmayeur, Valle d'Aosta, Italia, cuyos trabajos se iniciaron el 6 de enero de 1959. La perforación completa se logró el 14 de agosto de 1962 y el túnel se habilitó el 16 de julio de 1965, tras una inversión de L 22.800.000. Se espera que este túnel de 9 m. de altura, con su calzada de dos carriles de 3.7 m. de ancho cada una, tenga un movimiento de 600.000 vehículos por año. Durante la perforación ocurrieron 23 muertes.

SUBACUATICO

El túnel subacuático más largo del mundo, es el Kanmon, completado en 1958, que tiene una longitud de 9.9 Km. desde Shimonseki, Honshu hasta Kyushu, Japón. El túnel Seikan, de 54 Km. de longitud, que corrá a 140 m. debajo del lecho del mar en el estrecho Tsugaru, entre Tappi Saki, Honshu y Fukushima, Hokaido, Japón, deberá terminarse en 1980, a un costo de L 240 millones. Los ensayos en la sección subacuática (23.3 Km), se hicieron en 1963 y la construcción comenzó en abril de 1971.

HIDROELECTRICO O PARA RIEGO

El túnel para riego más largo es el de 82.9 Km. de los ríos Orange-Fish Sud Africa, comenzado en 1967 a un costo calculado en L 60 millones. La perforación se terminó en abril de 1973. Al hacerse el revestimiento interno, de 23 cm. de espesor como mínimo, el túnel tendrá un diámetro real de 5.33 m. Por momentos trabajaron más de 5,000 obreros en esta empresa. Algunas de las galerías de acceso de las ocho secciones descienden más de 305 m. bajo tierra.

RECORD DE PERFORACION

Los records mundiales de rapidez en perforación de túneles se establecieron el 18 de marzo de 1967 en el túnel Blanco de 13.8 Km. de longitud, al sur de Colorado, cuando la "mole" (gigantesca máquina perforadora), avanzó en un círculo de 3 m. de diámetro, a razón de 114 m. en un día y también el 26 de junio de 1972 en el Túnel Navajo de 6.95 m. de diámetro, en Nuevo México, cuando se avanzaron 75.28 m. en un sólo día.

RECORD DE PENETRACION

El récord de penetración en un mes (31 días) fue 381.3 m. para un túnel común de 7.92 m. de diámetro en Buffelsfontein, mina de Transvaal, Sud Africa, en marzo de 1962.

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

COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
"EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES"

LA GEOLOGIA EN LA ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

ING. ARTURO BEILO MALDONADO

2.- GEOTECNIA.

2.1.- Introducción.- Los estudios geotécnicos tienen como propósito conocer las propiedades del material en que se efectuará una excavación subterránea para poder establecer el procedimiento de ejecución más eficaz y económico posible, definir el tipo de soporte que requerirá la excavación para mantenerse estable, tanto en la etapa constructiva como durante la vida útil de la obra construida y finalmente, pero no con menor importancia, anticipar el volumen de agua que será necesario extraer de la excavación.

2.2.- Exploración del subsuelo y determinación de las propiedades mecánicas.- Para el análisis y estudio de los problemas de estabilidad, soporte y filtraciones en las excavaciones, se requiere fundamentalmente, del conocimiento de las siguientes propiedades de la roca que se excavará:

Estabilidad y soporte: (Ver Fig. 1)	Peso volumétrico y de sólidos.
	Resistencia al esfuerzo cortante, a la compresión y a la tensión.

	Deformabilidad y comportamiento en cuanto a los procesos elásticos, plásticos y viscosos.
	Potencialidad de expansión.
Filtraciones:	Permeabilidad.
(Ver Fig. 2)	Porosidad.

La valuación de estas propiedades del subsuelo requiere de técnicas y procedimientos muy diversos - dependiendo del material de que se trate y del estado y formación geológica en que se encuentre y por ello es necesario contar con antecedentes sobre la geología general del área que interesa para establecer una planeación adecuada de la exploración.

1.- <u>Antecedentes Geológicos</u>.- De la Geología general puede y debe obtenerse la siguiente información:

1.1.- Tipos de materiales que se encontrarán, profundidad y extensión.

1.2.- Localización y descripción de zonas de fallas y contactos que normalmente pueden represen-

tar sitios críticos en la estabilidad y filtraciones.

1.3.- Indicaciones sobre las estructuras geológicas que pueden estar sujetas a esfuerzos tectónicos de importancia.

1.4.- Descripción del fisuramiento en las formaciones, disposición (rumbos y echados), frecuencia, aberturas y rellenos, continuidad.

1.5.- Descripción de las características Geohidrológicas: Nivel de agua superficial, tipo de acuíferos, valuación de la recarga por lluvias y por otros procesos si existen.

1.6.- Diagnóstico preliminar sobre problemas de estabilidad y filtraciones.

2.- Determinación del muestreo.- Conocidas las formaciones geológicas generales y una idea preliminar de la localización de la excavación a efectuar, puede plantearse el muestreo que se requiere para obtener materiales representativos de los existentes, con los cuales habrán de determinarse las propiedades requeridas.

a.- Tipo de muestreo.

Muestreo indirecto (Geofísico):-En rocas con alta fracturación o en estado suelto en que se anticipe escaso éxi

to en la recuperación.

- En las formaciones muy profundas para conocer su extensión o verificar su presencia.

Muestreo directo:

Barrenado

- Para verificación de la existencia y extensión de las formaciones en que se perforan barrenos con propósitos distintos al exclusivo muestreo: como son aquellos para pruebas en campo, instalación de instrumentos o ductos de servicios a la obra.

Trado

- En cons[illegible]

querido.

Normal	- En suelos: con muy diversos tipos de muestreadores, de preferencia deben obtenerse muestras de 4" ø. En rocas: con brocas de diamante que dan muestras de 2"ø aproximadamente (NX) pero que no conservan las aberturas, orientación ni relleno de las fisuras y fracturas.
Integral	En rocas: permite obtener la secuencia, abertura y orientación de las fisuras y el relleno en ellas. Es un muestreo de tipo especial y requiere personal bien adiestrado en la técnica.

b.- Alcance del muestreo.- Evidentemente, el muestreo debe incluir la zona en que se afectarán las condiciones naturales del subsuelo a causa de la excavación y en las cuales será necesario conocer las propiedades antes mencionadas, en términos generales, el muestreo deberá extenderse como sigue:

	Lumbreras	Túneles
Para estabilidad y soporte:	A toda la profundidad incluyendo aproximadamente 3 diámetros de la lumbrera bajo el fondo.	Una extensión de 6 veces el diámetro del túnel hacia cada lado desde el centro.
Para filtraciones:	En toda la profundidad y hasta encontrar una formación inferior de mucho menor permeabilidad que las superiores y cuando menos a 2 veces la profundidad de la lumbrera.	En toda la profundidad hasta alcanzar un estrato o formación impermeable bajo el túnel y no menos de 2 veces la profundidad de éste.

3.- Planeación y ejecución de pruebas para determinar las propiedades del subsuelo.- Estas pruebas pueden efectuarse en campo y en laboratorio, la selección del procedimiento es imperativa en algunos casos, en otros pueden usarse ambos tipos y entonces es necesario seleccionar uno de ellos de acuerdo a sus ventajas y desventajas, técnicas y económicas.

ENSAYE	PRUEBAS EN CAMPO	PRUEBAS EN EL LABORATORIO
I.-Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante.	Imperiosa en rocas con superficies de contacto no cementadas o con curvaturas y rugosidades importantes.	Pueden efectuarse en las rocas uniformes y prácticamente homogéneas, algunas para pruebas en contactos rellenos y cementados.
	1.-Prueba de corte directo. (Fig. 3.1).	DIRECTAS 1.-Compresión triaxial. 2.-Corte directo.

3.-Prueba Físico.

4.-Torción.

<u>INDIRECTAS</u>

5.-Por compresión simple y tenso-compresión.

II.A.-Determinación de esfuerzos "iniciales".

<u>Exclusivamente la prueba en campo lo permite.(Fig. 3.2)</u>.

1.-Por medición de desplazamiento diametrales al cortar un cilindro de roca.

2.-Por medición de deformaciones unitarias en la base de un barreno al continuar la perforación. (SGagos).

II.B.-Determinación de la deformabilidad.	Imperiosas en rocas fisuradas y/o fracturadas con rellenos de poco espesor y en materiales desgranables que no se pueden muestrear inalterados en muestras cúbicas (Fig. 3.3).	Recomendables en todas las formaciones uniformes, en rellenos muestreables de gran espesor y en las matrices rocosas.
	1.- Dilatómetro: Medidor de desplazamientos diametrales al aplicar presión en un barreno circular.	1.- Módulos de elasticidad en compresión simple.
	2.- Gato plano: En superficies descubiertas midiendo los desplazamientos que provoca una presión aplicada en una ranura. Fig. 3.3B.	2.- Módulos de elasticidad en compresión triaxial. 3.- Pruebas del tipo de consolidación unidireccional.

	3.- Pruebas de placa en superficies libres o descubiertas. Fig. 3.3-C.	4.- Pruebas Geofísicas. Transmisión de ondas en trozos de roca.
III.-Determinación de la permeabilidad.	En las formaciones fracturadas con rellenos parciales o fisuradas discontinuas, es probablemente el único tipo de prueba de la que pueden obtenerse resultados indicativos. 1.-Pruebas de bombeo en pozos de diferentes profundidades con registros piezométricos y del -	Conviene usarlas en formaciones uniformes aún - estratificadas, determinando la permeabilidad - en los dos sentidos, paralelo y normal a los estratos. DIRECTAS 1.- En permeámetros de carga - variable. 2.- En permeámetros de carga - constante.

		INDIRECTAS
	nivel libre del abatimiento.(Fig. 4.1). 2.-Pruebas de inyección Lugeon (Fig.4.2.A). 3.-Pruebas de inyección Lefranc usada en materiales granulares. (Fig. 4.2.B).	3.- Con pruebas de consolidación. 4.- Con índices granulométricos en materiales granulares.
VENTAJAS	1.-Incluyen un amplio volumen de material en la prueba haciendose presentes sus características principales generales. 2.- Permiten determinaciones en materiales no muestreables. 3.- Permiten determinar propiedades y estados	1.-Pueden ejecutarse en tiempos y a costos relativamente cortos y bajos. 2.- Una vez correlacionadas con pruebas de campo pueden usarse para verificaciones de control. 3.-Pueden hacerse en número suficiente para lo

	de esfuerzos no medibles en el laboratorio. 4.- Para la permeabilidad es la mejor (única) forma de obtenerla con aproximación aceptable.	grar una descripción estadística adecuada. 4.- Puede ejecutarse cualquier tipo de prueba con equipos adaptados.
DESVENTAJAS	1.- Son costosas, se justifican económicamente cuando se requiere mayor precisión en las propiedades y cuando es la única forma de obtenerlas. 2.- Requieren preparaciones que se ejecutan en tiempos considerables. 3.- En toda forma, sus resultados son aplicables al sitio particular en que se efectuan.	1.- Excepto en subsuelos uniformes, no son representativas de la masa, sino de las componentes. 2.- El volumen de material probado es reducido.

4.- Hasta ahora, su interpretación se apoya en teorías elásticas de dudosa aplicación en medios discontínuos como rocas fisuradas o fracturadas.

2.3.- <u>Diseño de los sistemas de soporte provisional o temporal</u>.- Se da este nombre a los elementos colocados para estabilizar o mejorar las condiciones de estabilidad de la excavación efectuada, mientras se construye una estructura permanente que llena también ese propósito y satisface los requisitos de acabado interior.

a) Cargas actuantes sobre el sistema.- Tradicionalmente se ha considerado que las cargas actuantes sobre este sistema de soporte son independientes del tipo de ademe usado; los análisis más recientes demuestran que no es así, sobre todo cuando el soporte es colocado dentro de la masa de roca;

sin embargo, para algunos tipos de soporte exteriores a la roca, prácticamente pueden considerarse para el diseño los siguientes tipos de presiones:

i.- Por aflojamiento debido a la descompresión.

ii.- Por expansiones del material.

iii.- Hidráulicas.

iv.- Tectónicas.

i.- Las presiones de aflojamiento obedecen al fenómeno que se observa se produce al quitar soporte localmente a un material granular o fino cohesivo, que en general provoca el aflojamiento y caída, a menos que se soporte, de un volumen en forma de cuña sobre la excavación. Los métodos tradicionales para el cálculo de estas presiones se basan en observaciones de campo sobre volumenes realmente aflojados o caídos y en cargas medidas sobre los elementos del sistema de soporte de algunos túneles.

Todos estos métodos, existen al menos 14, tienden a estimar la altura del material aflojado sobre la clave de la excavación, la cual, como pue

de inferirse, depende de las dimensiones del túnel y en general puede expresarse como:. =

$$h = \alpha B \doteq \alpha (b + m)$$

$$\doteq \alpha (b + 2m\, t_g (45 - \phi/2))$$

Terzaghi propuso:

$\alpha = \frac{1}{2t_g \phi} \doteq 0.27$ hasta $\doteq 1.2 \sim 1.4$ Basadas en observaciones de campo y de laboratorio.

Protodyakonov-Tsimbaryevitch propusieron:

$\alpha = \frac{1}{2f} \doteq 0.025$ hasta $\doteq 1.6$ Comprobada en experimentos con modelos y en el túnel de Budapest.

Los más recientes métodos de valuación de las presiones de aflojamiento tienden a tomar en cuenta, de un modo más riguroso, el comportamiento de la roca como elemento elasto-plasto-viscoso y la interacción que se produce por la presencia del sistema de soporte, ya sea provisional o permanente. Estos métodos se basan fundamentalmente en las consideraciones de Mohr y Fenner sobre las deformaciones de la roca al ejecutarse la excavación; los procedimientos de cálculo con estos métodos son laboriosos pero aplicados a un caso simple pueden verse los

principios en que se basan.-

Para el caso en que las presiones iniciales horizontal y vertical son iguales y el túnel es circular, se puede calcular el desplazamiento radial ocasionado por la descompresión, como:

$$\delta = \frac{(p-p_0)R}{2C}$$ o sea: δ es lineal con p.

Si se coloca un adobe circular de espesor "d" y se le aplica una presión radial uniforme, la deformación que se produce es:

$$\delta' = \frac{p'R^2}{E_a\, d}\left(1 - \frac{\nu_a}{2}\right)$$ o sea: δ' es lineal con p'.

La condición de compatibilidad se produce cuando $p = p'$ y $\delta = \delta'$ y se conoce entonces la presión que actua sobre el adobe y la deformación que se produjo en éste y en el terreno. El efecto viscoso tiende a incrementar esta presión y deformación con el tiempo.(Fig. No. 5).

El principio de este análisis puede extenderse a los casos en que la presión no es uniforme y tampoco elasto-viscosa, sino elasto-plastica-viscosa; el cálculo para estas condiciones debe hacerse por necesidad con métodos numéricos y cómputo electrónico.

ii.- Las presiones inducidas por expansión, que normalmente se produce por fenómenos químicos en la roca, sólo pueden determinarse mediante pruebas de laboratorio y observaciones o mediciones en campo; la restricción que puede dar el sistema de soporte a esta presión puede obtenerse mediante la consideración de la relación entre presión y desplazamientos que se muestra en la figura No. 5.

iii.- Las presiones hidráulicas a considerar sobre el sistema de soporte provisional pueden obtenerse de la solución al problema de la filtración, sin embargo, para el ademe provisional el valor óptimo de dicha presión es cero, para lograr así un diseño económico de dicho sistema.

iv.- Las presiones tectónicas, normalmente de un orden de magnitud muy considerable cuando se presentan, modifican radicalmente la relación entre presión y desplazamiento y generalmente producen serios problemas de estabilidad en la excavación, en ocasiones no soportables si se permite la generación del aflojamiento del material bajo estas condiciones.

b) Tipos de sistemas de soporte provisional.- Algunos de los [illegible] que actualmente en uso en excavaciones subterráneas, son los siguientes:

A.- Adaro de madera (Tradicional Europeo e histórico).

B.- Marcos de acero y adaro de retaque con madera (Tradicional norteamericano).

C.- Forro de lámina de acero.

D.- Anclaje con pernos de tensión o fricción.

E.- Recubrimiento de protección con shotcrete y anclaje con pernos de fricción (Nuevo método Austriaco de Excavación de Túneles).

F.- Dovelas precoladas con relleno granular contra el subsuelo e inyección de contacto posterior.

Los principales conceptos a considerar en la selección de uno de los tipos de soporte provisional son el costo y el tiempo de ejecución, sobre estos factores de selección, se puede decir que en general están en el siguiente orden, sin que sea indicativo de su relación de costos o tiempos:

Tipo de Ademes:	A	B	C	D	E	F
Costo:	1	5	4	2	3	6
Tiempo de jecución:	4	3	5	1	2	(6)

c) Selección y diseño del sistema de soporte provisional.- De acuerdo con los factores de selección antes mencionados y los que deseen incluir los grupos participantes en la obra y que pueden incluir aspectos tan diversos como:

- Disponibilidad de materiales y equipos.
- Preferencia del diseñador, del constructor o del dueño.
- Premura del inicio de la obra, etc.

uno de los tipos de soporte es seleccionado y entonces es necesario proceder a su diseño final; para este propósito los tipos de ademe provisional pueden dividirse en dos grupos:

I.- Ademes exteriores a la masa rocosa (Tipos A, B, C y F antes enlistados).

II.- Ademes interiores a la masa rocosa (Tipos D y E).

2.- Ademes anteriores.- Para el diseño de estos tipos de ademe se utilizan los procedimientos normales del análisis estructural tomando en cuenta las presiones de reacción que pueden generar las deformaciones de la estructura del ademe sobre la roca a su alrededor. La interacción entre roca y ademe se ha considerado de muy diversas formas, desde las hipótesis simplificatorias establecidas por Terzaghi para el diseño de marcos de acero, hasta la interacción detallada considerada en los métodos más recientes del análisis de estas estructuras.

El procedimiento simplificado de análisis de Terzaghi se apoya en la hipótesis de la generación de articulaciones plásticas en los puntos de apoyo del ademe contra el terreno, de tal forma que el polígono de fuerzas actuantes sigue líneas secantes al eje de los marcos. Fig. 6.

Los procedimientos más rigurosos consideran las reacciones del terreno dependientes de

la deformación inducida y generalmente con una relación lineal $r = k \cdot \delta$. La dificultad de manipulación numérica de este tipo de análisis, obligó al establecimiento de condiciones de compatibilidad de deformaciones en puntos específicos y a establecer de antemano la forma de la distribución de la reacción de la roca sobre la estructura de ademe, como la adoptada por Zurabov y Bougayeva, Fig. 7, quienes admitieron conocida la presión actuante y la forma de la presión de reacción con lo cual sólo debe determinarse la magnitud de esta presión y de la deformación horizontal máxima que son compatibles, al ademe y a la masa rocosa; una vez conocidas estas magnitudes, pueden determinarse los elementos mecánicos actuantes sobre el ademe. La determinación de las deformaciones en la estructura del ademe se lleva a cabo usando, por ejemplo, los métodos de la "Analogía de la columna" y/o del principio del "Trabajo virtual".

Los más recientes métodos de análisis tienden a lograr la compatibilidad de deformaciones entre el ademe y la roca en todos los puntos de con--

tacto y no en uno solo, el método de cálculo es necesariamente numérico y las técnicas de solución son muy variadas, incluyendo la del "Elemento Finito" que fue establecida precisamente con fundamento en la forma de solución del problema de estructuras formadas por elementos de características geométricas y de deformabilidad conocidas; la técnica consiste en expresar las fuerzas actuantes en porciones de la masa rocosa como

$$(F)^e = (k)^e (\delta)^e$$ Para cada elemento o porción.

por equilibrio: $\Sigma (F)^e = (R)$ Reacciones o fuerzas externas en el sistema completo.

y por tanto: $(R) = \Sigma (k)^e (\delta)^e = (\Sigma (k)^e)(\delta)$

o sea $(R) = (K)(\delta)$ que es un sistema de ecuaciones que permite obtener los desplazamientos y de ellos las deformaciones unitarias y esfuerzos inducidos.

II.- <u>Ademes interiores (Anclajes)</u>.- El diseño de este tipo de soportes se apoya en una hipótesis fundamental de funcionamiento y en diversas hipótesis de cálculo según sus autores. La hipótesis fundamental es:

El elemento principal para la estabilización y

soporte de la excavación es la masa rocosa misma, reforzada con las anclas y normalmente protegida con una capa de concreto lanzado (shotcrete).

Las hipótesis de cálculo del sistema de anclaje, aún partiendo del mismo fundamento, son muy diferentes; los dos métodos representativos de las tendencias de cálculo son los siguientes:

i.- Método de Roquinsky (Fig.8.A).- De bases mecanicistas o físicas, considera la generación de un arco en la masa rocosa que trabajando a compresión será el que soporte las presiones inducidas alrededor de la excavación. El material que se encuentre abajo de este arco deberá ser soportado por las anclas, el shotcrete y cualquier otro elemento exterior que forme parte del sistema de ademe.

ii.- Método de Rabcewicz (Fig.8.B).- De bases semi-empíricas establecidas de acuerdo con los modos de falla observados en túneles reales, considera la ocurrencia de fallas por cortante en la masa rocosa a lo largo de superficies simétricas que además hacen participar en la falla

a cualquier elemento colocado para el soporte: anclas, shotcrete, marcos de acero, etc. La resistencia del sistema es una presión horizontal determinada como la suma de resistencias de la roca y de los elementos colocados; esta presión resistente horizontal se relaciona con el actuante vertical según comportamientos establecidos en modelos a escala reducida y depende de la relación entre el espesor del dicho y las dimensiones de la excavación, y de los radios de curvatura de ésta. Un procedimiento de aproximaciones sucesivas debe ser usado para establecer todas las características geométricas de la superficie de falla dependiendo de la resistencia al esfuerzo cortante de la roca.

2.4.- Diseño de sistemas de soporte definitivo.- Se conoce con así a las estructuras que estabilizan o soportan la excavación durante su vida útil y que además deben cumplir los requisitos de acabado interior necesarios, los cuales dependen de la función del túnel; por ejemplo: se requiere cierta rugosidad y completa impermeabilidad en túneles para propósitos de conducción de aguas; seguridad contra desprendimientos en túneles para tráfico, además -

de impermeabilidad cuando estan bajos mantos de agua, etc.

a) Cargas que obran sobre el sistema de soporte definitivo.- Los tipos de presiones actuantes en este sistema son los mismos que obran sobre los sistemas provisionales, sin embargo modificados con el tiempo debido a los efectos plasto-viscosos de los materiales del subsuelo, ya que, desde los estudios iniciales de este fenómeno, se ha observado que tanto las presiones de aflojamiento como las de expansión se incrementan con el tiempo.

i.- Presiones de aflojamiento y reacomodo.- Dependiendo de las propiedades plasto-viscosas de la roca y de la profundidad del túnel, estas presiones alcanzan el valor de la presión litostática. En suelos limo-arcillosos y con túneles de poca profundidad, este hecho es seguro, aunque puede tomar hasta 10 años el proceso de incremento de las presiones, como se registró en un túnel en Detroit excavado en arcilla a una profundidad de 20 m.

ii.- Presiones de expansión.- De acuerdo con los resultados de las pruebas en el laboratorio, esta presión también se incrementa con el tiempo siguien

de una ley asintótica y por ello es necesario incluir este efecto en el cálculo del sistema de soporte definitivo.

iii.- Presiones hidráulicas.- Es conocido el hecho de que el nivel de aguas del subsuelo se recupera al suspender la extracción de agua, siguiendo un proceso que es muy rápido inmediatamente después de suspender la extracción y muy lento posteriormente; sin embargo, es un hecho cierto que prácticamente se recuperará el nivel inicial del agua en el subsuelo en toda masa que tenga posibilidad de recarga, lo cual ocurre en prácticamente todas las formaciones geológicas naturales.

La variación de las presiones por reacomodo y expansión y su interacción con el adobe se muestra en la Figura No. 5 para el caso más simple posible.

iv.- En esta estructura deben considerarse además las cargas de servicio del túnel; será necesario considerar el peso y presión del agua que transportan los túneles hidráulicos, las cargas de vehículos y estructuras auxiliares en túneles de tráfico, etc.

b) Tipos de soporte definitivo.- Los tipos más comunes de este soporte son los siguientes:

i.- De mampostería (Histórico).

ii.- Concreto colado in-situ, ya sea por tramos o a sección completa; normalmente requerido en túneles para propósitos hidráulicos. Fig. 9.

iii.- Concreto lanzado (shotcrete) y anclaje. Usado en varios túneles de tráfico.

iv.- Revestimiento de acero y concreto. Usado cuando el soporte provisional consistió de cargas o láminas de acero y requiere un acabado liso y uniforme.

v.- Dovelas de concreto precoladas.

c) Selección y diseño del sistema de soporte definitivo.- Como en el caso de los soporte provisionales, la selección del tipo a emplearse dependerá fundamentalmente de los factores de: Funcionalidad requerida, costo y tiempo de ejecución; sin embargo, otros factores ajenos a la técnica y la economía pueden incluirse para establecer el orden de preferencias de las alternativas consideradas y poder decidirse por una de ellas.

El diseño del ademe definitivo sigue en general los procedimientos del análisis estructural de marcos o anillos cerrados ya que es la geometría más común en este tipo de soporte. Los métodos de "Analogía de la Columna" y del "Trabajo virtual" son los más comúnmente empleados para la determinación de elementos mecánicos y deformaciones en la estructura de ademe y se incluye también el efecto de interacción con la masa rocosa del perímetro; además, en algunos casos es necesario tomar en cuenta la participación de la estructura de ademe provisional - trabajando conjuntamente con la de ademe definitivo en el soporte de todas las presiones y cargas - actuantes y presiones generadas como reacciones.

7.5.- Filtraciones de agua en los túneles.- En aquellas formaciones geológicas en que se encuentra agua almacenada (acuíferos), la excavación de una lumbrera y de un túnel después, constituyen una zona de captación del agua almacenada debido a la generación de un gradiente hidráulico. El volumen de agua que fluye hacia la excavación debe ser extraido para permitir la continuación de la excavación; en algunos casos, el manejo de este volumen de agua llega a constituir un factor de importancia primordial en la excavación, tanto por las instalaciones necesarias para el bombeo, como por las dificultades que acarrea en la ejecución y por el costo del manejo de este volumen.

a) Valuación del gasto captado en un túnel.- La cantidad de agua que fluya a un túnel depende de las características geohidrológicas del acuífero en que se ejecuta la excavación: Extensión, confinamiento, recarga, presión hidrostática (inicial), permeabilidad y porosidad; además, es inmediato que el gasto captado depende también del tiempo transcurrido desde la excavación y que en un acuífero que se recarga, este gasto alcanza un valor estacionario en un tiempo largo. El problema de valuar el gasto captado por un túnel, esta solucionado teóricamente para

algunos casos simples, sin embargo, los resultados de estos cálculos en general no han sido comprobados por mediciones en excavaciones reales, excepto en algunos casos en que, desafortunadamente, no se cuenta con toda la información necesaria respecto a los acuíferos y variaciones del nivel abatido del agua.

Para el caso, poco frecuente, en que se observa un túnel dentro de un acuífero que conserva el nivel de agua original, el gasto por unidad de longitud de túnel es constante con el tiempo y puede valuarse según se muestra en la figura No. 10, de acuerdo con la solución de Polubarinova y Kochina:

Cuando el nivel del agua sufre abatimiento debido a la excavación y el acuífero es libre y está limitado en la parte inferior, el gasto captado en el estado estacionario, esto es, a largo plazo, puede valuarse usando las hipótesis fundamentales del flujo en medios porosos: La de Darcy y la de Dupuit, complementadas con la hipótesis a posteriori de Sichardt sobre el alcance del efecto del abatimiento. Fig. 11. En esta solución no se considera el efecto transitorio inicial, en el cual la aportación (gasto por unidad de longitud) varía con el tiempo.

Para valorizar el efecto del proceso transitorio en el gasto total que debe extraerse de un túnel cuya longitud se incrementa con el tiempo, recientemente se han propuesto las hipótesis que se muestran en la figura 12 para el caso de un acuífero libre ilimitado y recargado; se utilizan las hipótesis fundamentales de Darcy y Dupuit y se establece una hipótesis razonable sobre el progreso de la afectación del abatimiento en el acuífero, considerando además que el agua captada en el túnel es la que pierde el acuífero. La variación de las aportaciones y del gasto total con el tiempo se obtiene de las relaciones adimensionales que se muestran en la figura 13, donde q (lts/seg/Km) es la aportación en cualquier tramo del túnel, Q es el gasto total captado en un túnel cuya longitud se incrementa a la velocidad r y q_e es la aportación equivalente (lts/seg/Km) o gasto promedio en toda la longitud L del túnel al tiempo t.

Al gasto total Q deducido para el túnel considerando flujo bidimensional, es necesario adicionar el efecto que se produce en las frentes de excavación donde el flujo tiene efectos tridimensionales que esquemáticamente se muestran en la figura 14; mediciones

directas en túneles han demostrado que este incremento no es considerable con respecto al gasto total Q y que las naturales variaciones en los parámetros que intervienen en el cálculo absorven ampliamente la falta de aproximación en que se incurre por no valorizar este incremento, que por otro lado, en un manto acuífero uniforme será un valor ΔQ que no cambia con el progreso de la excavación.

b) Valuación del gasto captado en una lumbrera.- En los párrafos anteriores se describe la forma de calcular el gasto captado en un túnel que se excava en un acuífero, sin embargo, como es frecuente la necesidad de excavar lumbreras para alcanzar la profundidad a que debe excavarse el túnel, es necesario conocer la captación que se tendrá en esta etapa de trabajo ya que debe preverse su bombeo, aún cuando como puede verse en la Fig. 15, el gasto en la lumbrera será parte del que captará el túnel al continuar la excavación, para L suficientemente grande, la presencia previa de la lumbrera no tendrá efecto sobre la captación en el túnel. La transición de la captación en la lumbrera a la del túnel se muestra esquemáticamente en la Fig. No. 16; también se indica en ésta el efecto de las frentes.

El gasto que captará una lumbrera excavada en un acuífero se puede calcular usando los procedimientos establecidos para pozos, los cuales comprenden prácticamente todas las posibilidades en cuanto a la naturaleza libre o confinada de los acuíferos, su extensión y pueden incluir el efecto de la anisotropía en la permeabilidad; la solución correspondiente a cada caso puede hallarse en la literatura sobre pozos para aprovechamientos de agua potable y se resumen en la Fig. 17 para los casos más frecuentes.

c) Métodos usuales para aliviar el problema de la filtración.- Cuando por alguna razón se considera conveniente reducir la captación de agua en una excavación, se puede recurrir a procedimientos que impidan la entrada del agua a la obra; el procedimiento más común es el de inyecciones en la roca y en algunas ocasiones se ha recurrido a la congelación con nitrógeno líquido, con propano líquido y con cloruro de litio.

Usar o no uno de estos procedimientos dependerá del valor relativo que se asigne a cada uno de los factores de selección normalmente considerados en el

establecimiento de esta decisión:

1.- Disponibilidad del equipo y personal especializado en el tratamiento.

2.- Disponibilidad del equipo de bombeo.

3.- Costo del tratamiento.

4.- Costo del bombeo.

5.- Tiempo de ejecución del tratamiento.

6.- Tiempo de ejecución y terminación de la excavación con bombeo y con tratamiento.

7.- Ventajas y desventajas adicionales del tratamiento: Mejoramiento de las propiedades de resistencia de la roca inyectada; permanencia del tratamiento; duración de la estancia en la obra del equipo requerido, espacio y facilidades adicionales requeridas.

De usarse un tratamiento con objeto de reducir las captaciones de agua en la excavación, es indispensable que se cubra completamente la zona permeable causante de la aportación que se pretende reducir, ya que de otra forma no se logrará sino retardar la captación del gasto. En efecto, si en una lumbrera se observa gran aportación, se hace un tratamiento perimetral y se inicia la excavación del túnel sin continuar el tratamiento, el efectuado en la lumbre

ra resultará inútil en poco tiempo. Fig. 18. Así también, si se quiere evitar la aportación de una zona de alta permeabilidad (falla o contacto) que atravesará un túnel, para evitar efectivamente tal aportación será necesario que el túnel se construya siempre dentro de una zona que fue tratada previamente, ya que, si la excavación llega a tocar la zona permeable se producirá de inmediato una aportación súbita de agua que es del orden del 40% del total que puede aportar esta zona y una penetración del orden de 20% del ancho total de la zona mencionada, ocasionará una aportación del 100% de la potencial en este lugar, según se puede ver en la Fig. No. 19, donde se muestran resultados obtenidos en laboratorio con modelos a escala reducida; este comportamiento ha podido comprobarse con mediciones en campo en túneles que han atravesado zonas de falla de mayor permeabilidad que los materiales adyacentes.

d) Valuación de presiones hidráulicas alrededor del túnel.- Estas presiones pueden obtenerse mediante el trazo de una red de flujo una vez que se conoce el alcance del abatimiento inducido. Sólo ocasionalmente habrá necesidad de valorizar estas presiones

ra que como se mencionó en las partes 2.3 y 2.4, - por motivos de economía en el ademe provisional y facilidad en la excavación, las presiones hidráulicas durante ésta deben mantenerse prácticamente nulas; por otro lado, por motivos de seguridad en el diseño del ademe definitivo, las presiones hidráulicas a considerar sobre éste deben ser las hidrostáticas iniciales.

En materiales de mediana permeabilidad o en excavaciones muy rápidas será necesario prever que durante el estado transitorio del flujo, cuando las presiones hidráulicas alrededor del túnel no son nulas, no lleguen a actuar sobre el ademe provisional, la perforación de barrenos de drenaje es normalmente suficiente para lograr este propósito. Fig. 20.

c) Recomendaciones para la previsión del manejo del agua captada en las excavaciones subterráneas.- Debido a las serias limitaciones que la economía, el tiempo y los conocimientos imponen en la valorización del agua que captará una excavación subterránea, es sugerente que para la planeación de las instalaciones y equipos que requiere el manejo de este

concepto, se establezca la siguiente secuencia de actividades:

1.- De acuerdo con la geología general, determinar los coeficientes de permeabilidad en la forma más completa posible; ya sea con pruebas en campo o en el laboratorio.

2.- Valuar teóricamente el gasto probable en las lumbreras y en el cuerpo del túnel, afectar el valor calculado de un factor de seguridad no menor de 1.3 y prever las instalaciones y equipo necesarios para su manejo.

3.- Registrar los gastos reales obtenidos durante la ejecución de las excavaciones, calibrar con estas mediciones los parámetros usados en el cálculo teórico inicial y revisar los cálculos para los tramos faltantes, modificar como sea necesario el programa de instalaciones y equipos necesarios. Repetir esta revisión en lapsos no mayores de 6 meses o al completarse etapas de 25% de las excavaciones.

2.6.- Observaciones y mediciones de control en excavaciones subterráneas.- Estos trabajos tienen un doble propósito: el de verificar y controlar el funcionamiento de los sistemas de soporte colocados en la excavación y a la vez, colectar información que permita refinar el conocimiento de las propiedades del material en que se ejecuta la excavación y establecer o mejorar los procedimientos de cálculo de estabilidad de la excavación y la interacción entre la roca y los diferentes tipos de ademe.

Las mediciones usuales comprenden los siguientes conceptos:

1.- Control de deformaciones.

a) Objeto.- La medición de las deformaciones que se presentan en la excavación tiene el propósito fundamental de verificar que los desplazamientos de la masa del subsuelo ademada se estabilizan con el tiempo y sólo permanece el progreso debido al efecto viscoso del material; una velocidad de desplazamiento alta será indicativa de inestabilidad y por tanto de la necesidad de reforzar el sistema de ademe, haciéndolo más robusto o más numeroso para disminuir las acciones sobre cada elemento del ademe.

b) Mediciones.- Los desplazamientos pueden medirse indirectamente usando Extensómetros o midiendo directamente las dimensiones de la excavación.

i.- Extensómetros.- Se instalan en barrenos de 3" a 4" de diámetro, básicamente consisten de dispositivos que se fijan a las paredes del barreno y se registran las variaciones de su distancia a la boca del mismo, Fig. 21. Estos aparatos se pueden instalar por dentro de la excavación y entonces no se registran los desplazamientos elasto-plásticos inmediatos o por fuera de la excavación anticipadamente y entonces pueden registrarse los desplazamientos desde antes que la excavación alcance la sección donde están colocados.

ii.- Medición de cuerdas.- Para constatar la estabilización de los desplazamientos pueden medirse las distancias entre puntos fijos a las paredes usando un longímetro de precisión, Fig. 22.

c) Interpretación.- Los desplazamientos esperados en la excavación pueden calcularse usando los procedimientos de las teorías de la Elasticidad y Plasticidad, pero el juicio sobre el grado de

estabilidad causado por la velocidad de los desplazamientos sólo puede establecerse con base en observaciones previas realizadas en los mismos materiales o en otros similares. Una velocidad de desplazamientos nula indica un alto grado de estabilidad y velocidades menores de 0.5 mm por día en general son indicativas de estabilidad aceptable si la deformación total registrada no excede de 10 mm.

2.- Control de cargas y presiones.

a) Objeto.- La medición de cargas y presiones tiene como propósito fundamental verificar que las fuerzas inducidas en cualquiera de los elementos del adame no sobrepasan las resistencias de éstos, y asimismo, verificar que las presiones actuantes no son mayores a las consideradas en el diseño del sistema de soporte o tienen una distribución desfavorablemente distinta.

b) Mediciones.- Los dispositivos empleados para medir cargas en la estructura del adame y presiones inducidas sobre ésta son celdas hidráulicas calibradas para registrar fuerzas o presiones, Fig. 23.

Para la medición de presiones hidráulicas generalmente es necesario emplear piezómetros cerrados del tipo neumático. Fig. 23.

En estructuras de adobe construidas de concreto reforzado, es posible llevar a cabo la medición de deformaciones unitarias inducidas en el concreto y en el acero de refuerzo mediante extensómetros eléctricos ("strain gages") o bien mediante la colocación de cuerdas vibrantes. Con los "strain gages" se registran los cambios en la resistencia eléctrica que se causan al deformarse el elemento donde está pegado el circuito eléctrico, los cambios en la resistencia eléctrica son proporcionales a la deformación unitaria ocurrida. Con las cuerdas vibrantes se registra el cambio en el periodo de vibración de un cable sujeto en sus extremos; el cambio en el periodo de vibración implica un cambio en la longitud de la cuerda, misma que se conoce por una calibración efectuada de antemano y puede entonces obtenerse la deformación unitaria ocurrida y con ella deducir los esfuerzos que la provocaron.

c) Interpretación.- Por el propósito de estas medidas es común que sólo se registren las cargas y presiones inducidas en el sistema de soporte y se verifique que no se exceda la capacidad de trabajo de éstos; interpretaciones más elaboradas deben incluir el análisis de la interacción entre la roca y el sistema de soporte utilizando los procedimientos que se mencionan en la parte 2.3.

3.-Medición de aportaciones de agua.- Como se mencionó en la parte 2.5, es necesario efectuar medidas de gastos captados en las excavaciones de las lumbreras y del túnel, con objeto de calibrar los procedimientos teóricos empleados en la estimación inicial de gastos y poder predecir con mayor aproximación los volumenes de agua que sea necesario extraer conforme progresen las excavaciones, e inclusive poder decidir sobre la conveniencia de efectuar un tratamiento tendiente a reducir las captaciones.

Las mediciones de gastos pueden llevarse a cabo con los procedimientos indirectos y directos comunmente empleados en el aforo de corrientes.

a) Medición indirecta.- La administración de la obra usualmente requiere del conocimiento de la cantidad total de agua extraída y se han usado vertedores para este propósito, los cuales se colocan a la salida del sitio donde se concentran las descargas de las bombas; los resultados de esta medición permiten conocer sólo la variación del gasto total con el tiempo y la longitud excavada de túnel.

b) Medición directa.- Con el propósito de obtener la variación de las aportaciones a lo largo del túnel y en función del tiempo, es necesario recurrir a la medición directa de los gastos en varias secciones del túnel. El procedimiento más versátil para ejecutar esta medición es el de área hidráulica y velocidad medida usando flotadores o molinetes directamente en los drenes excavados en el túnel para conducir el agua captada a los cárcamos de bombeo. De esta manera es posible determinar las variaciones tanto de las aportaciones como del gasto total captado en el túnel.

c) Interpretación.- En la figura No. 24 se muestran los resultados de dos series de aforos practicados en diversas secciones de un túnel; los resultados de estas mediciones deben ser introducidos como datos en las fórmulas teóricas para determinar entonces valores más realistas de los parámetros geohidrológicos del acuífero: permeabilidad y carga hidráulica fundamentalmente.

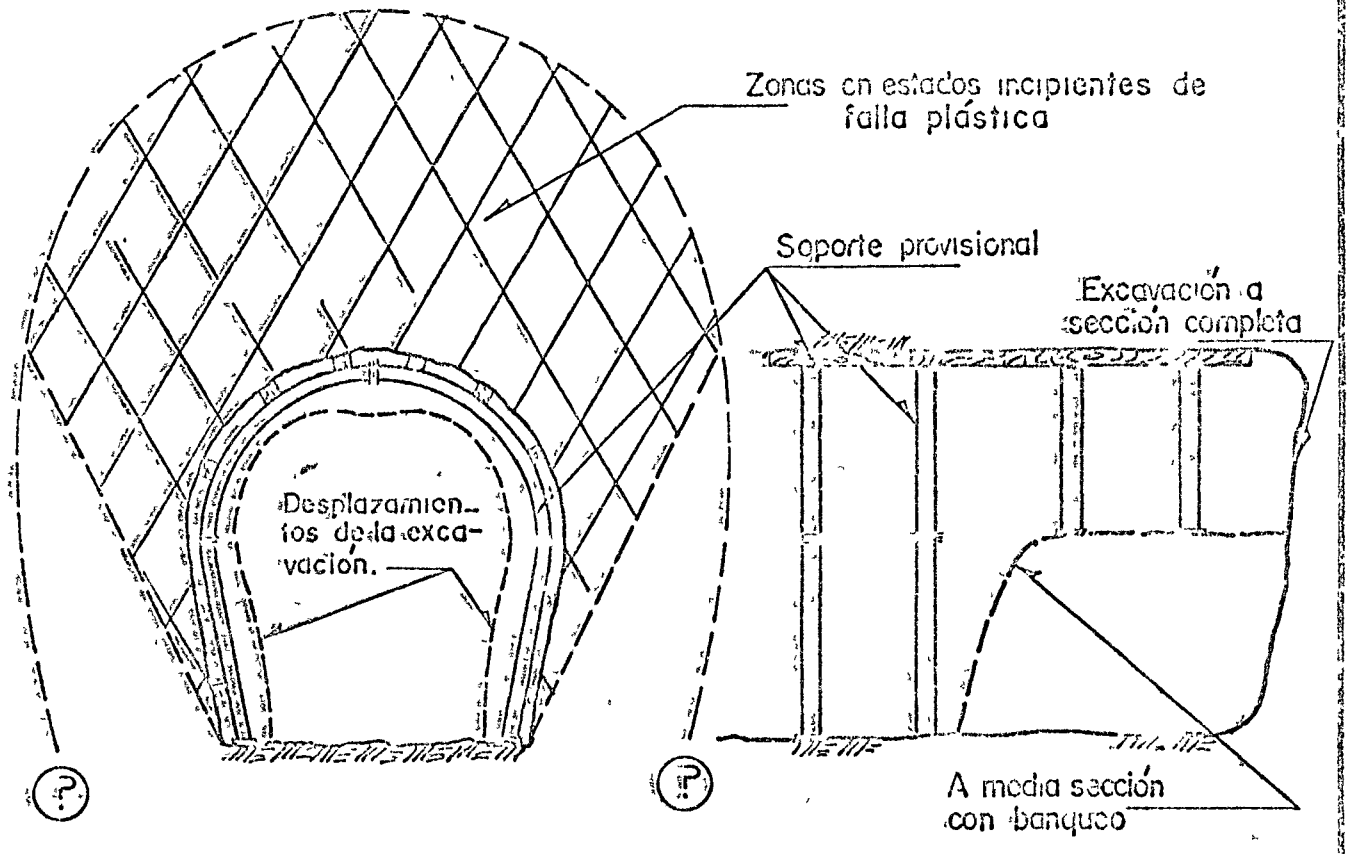


FIG N° 1.—EL ASPECTO DE ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION

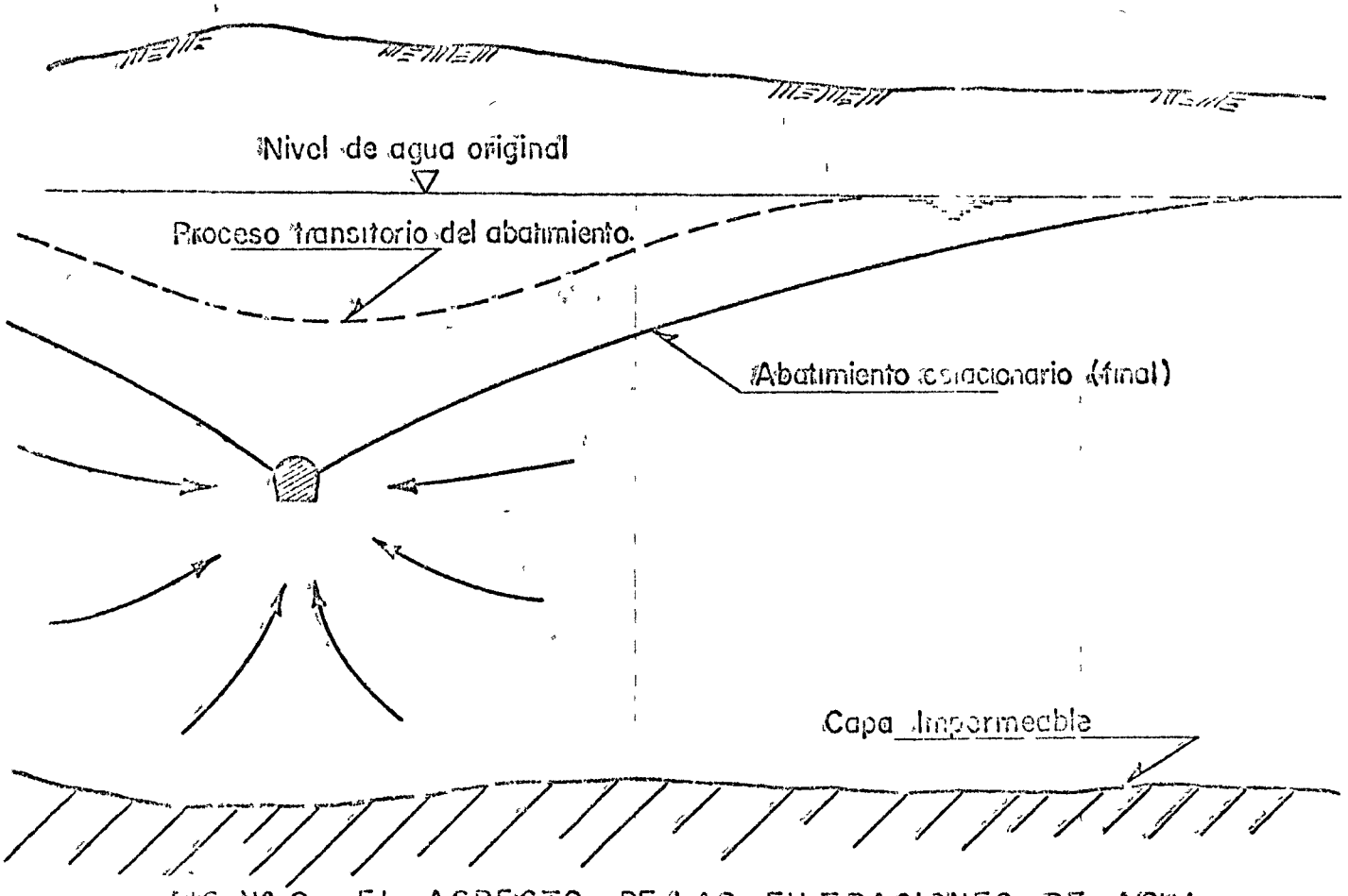


FIG N° 2.— EL ASPECTO DE LAS FILTRACIONES DE AGUA

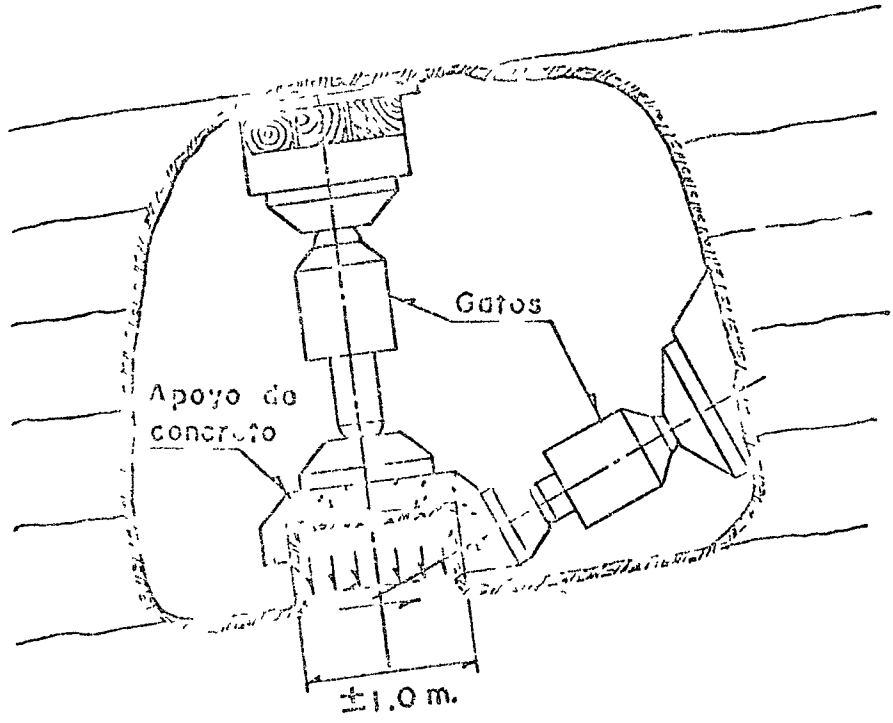
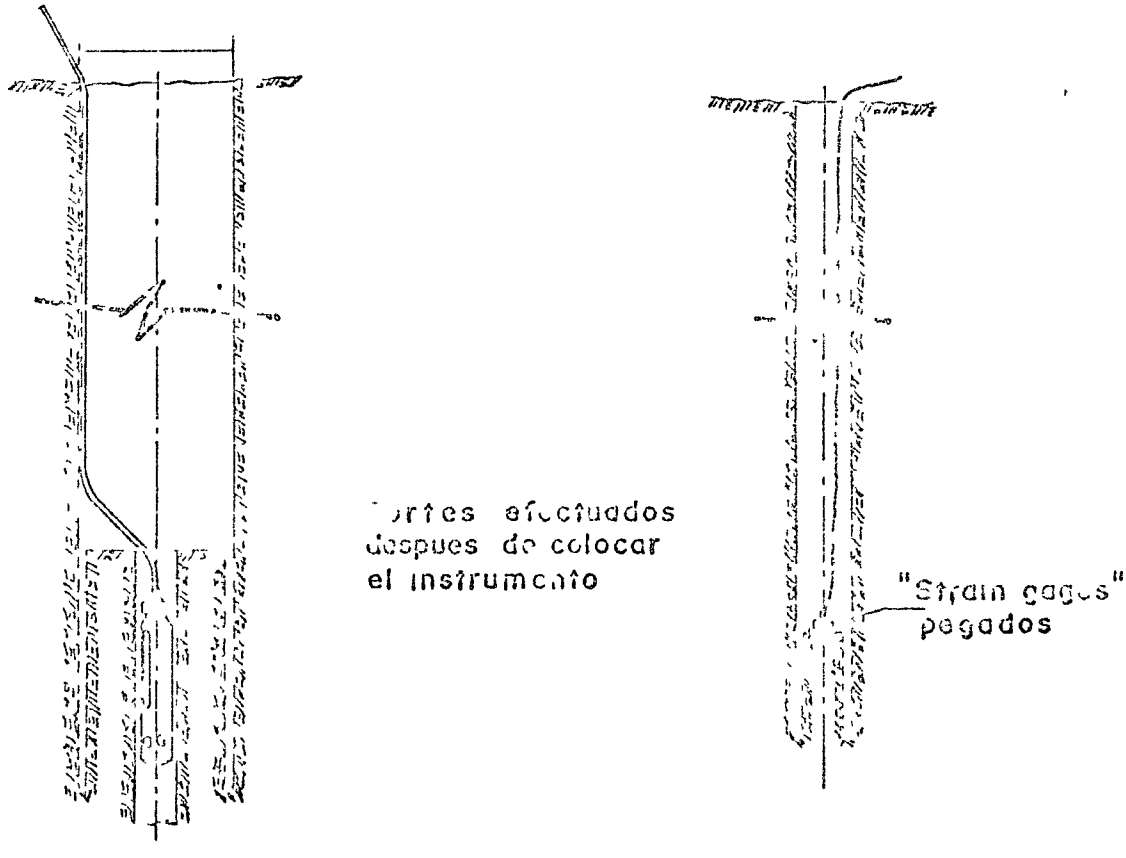


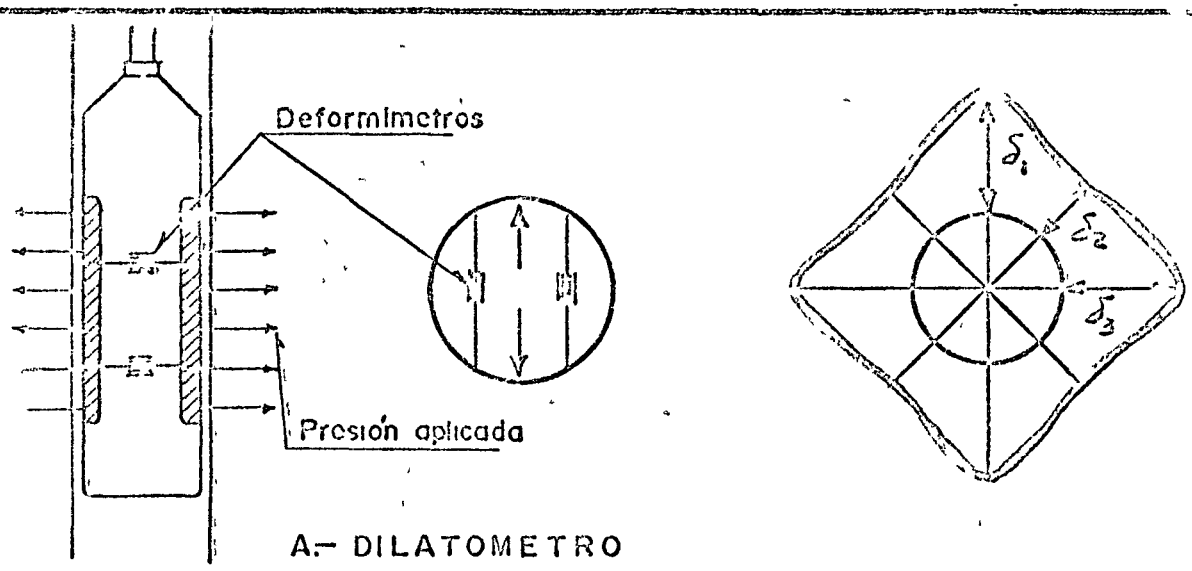
FIG 3 1.—PRUEBA DE CORTE DIRECTO EN CAMPO



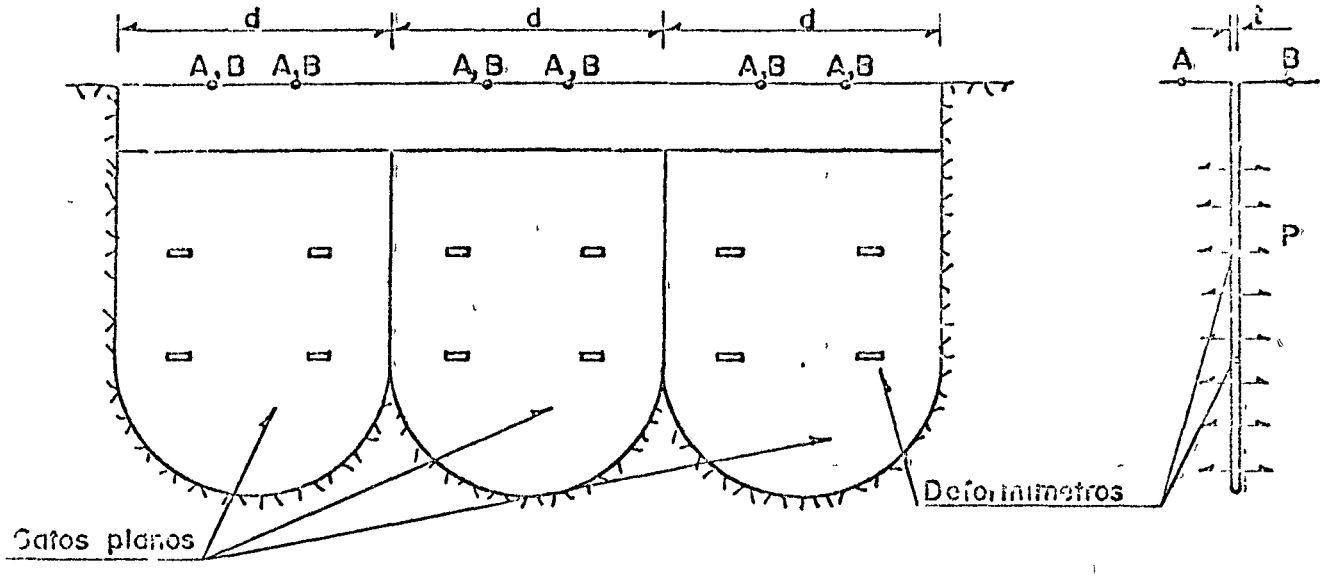
A.— MEDICION DIRECTA DE DESPLAZAMIENTOS RADIALES

B.— MEDICION DE DEFORMACIONES UNITARIAS RADIALES.

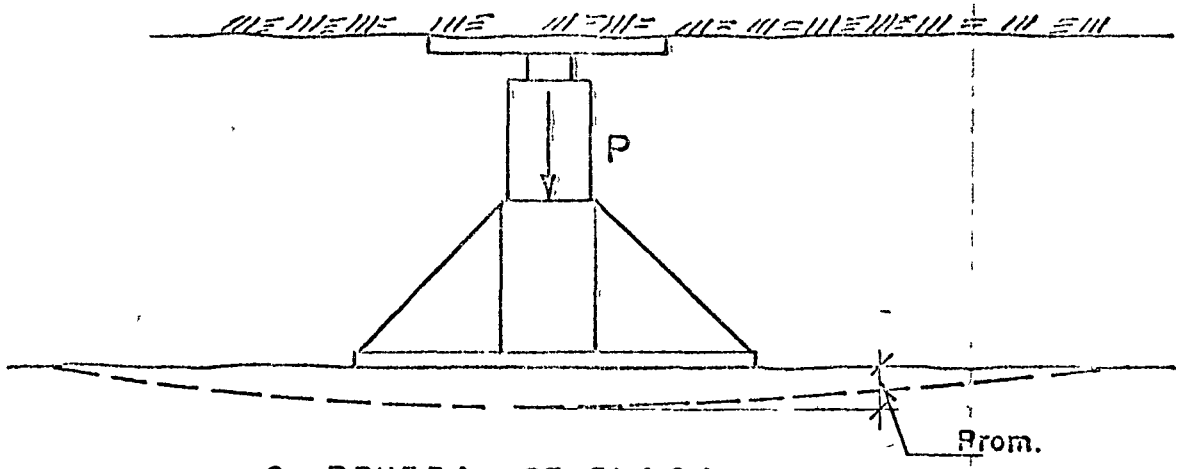
FIG. 3 2 — MEDICION DE ESFUERZOS INICIALES EN LA MASA ROCOSA (EN CAMPO)



A.- DILATOMETRO



B.-GATOS PLANOS



C-PRUEBA DE PLACA

FIG. 3.3-MEDICION DE LA DEFORMABILIDAD EN CAMPO

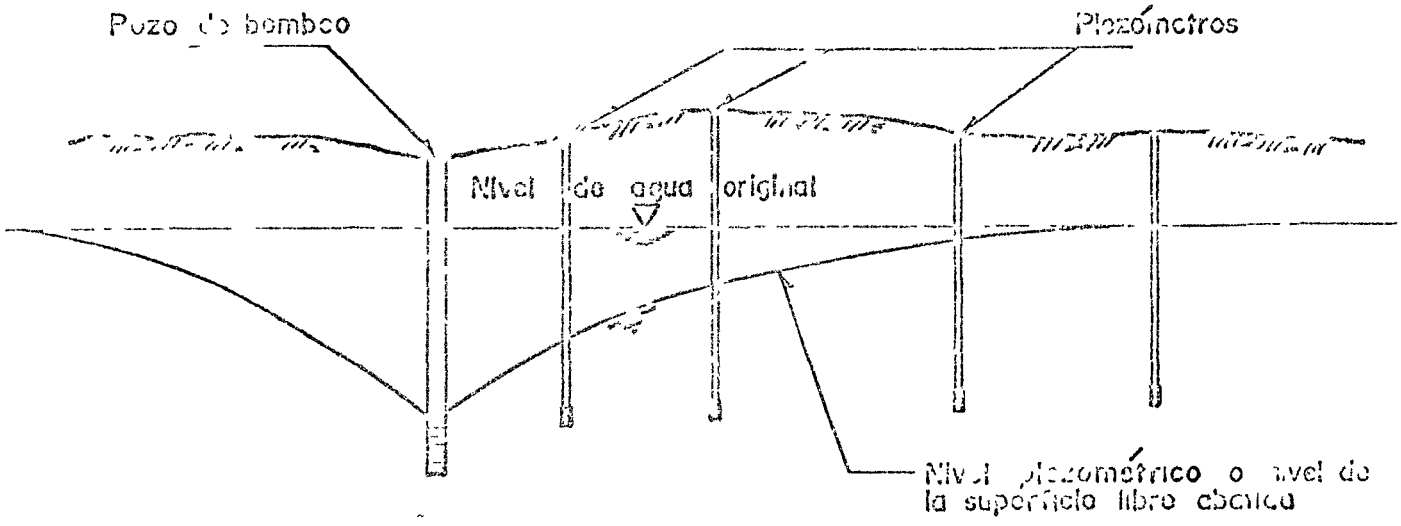
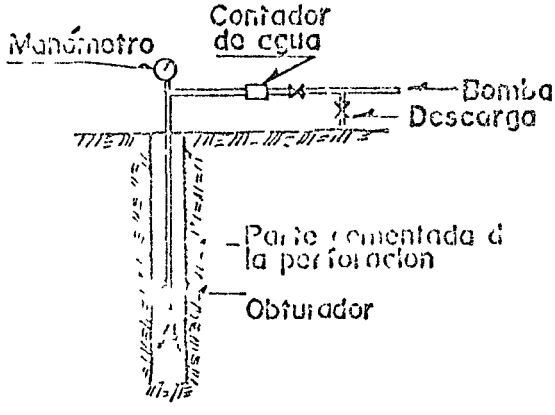
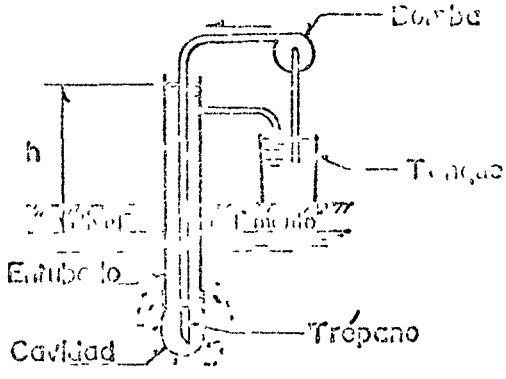


FIG. 41— DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD MEDIANTE EXTRACCION DE AGUA DE LA MASA ROCOSA



A— ESQUEMA DEL ENSAYE LUGEON
1 Lugeon = 1 Litro por minuto y por metro inyectado a $10^{Kg/cm^2}$ durante 10 minutos ($K=1.5 \times 10^{-5}$ cm/seg)



B.—ESQUEMA DEL ENSAYE LEFRANC

$Q = CK\,h$

FIG. 42.— MEDICION DE PERMEABILIDAD MEDIANTE INYECCION DE AGUA EN LA MASA ROCOSA

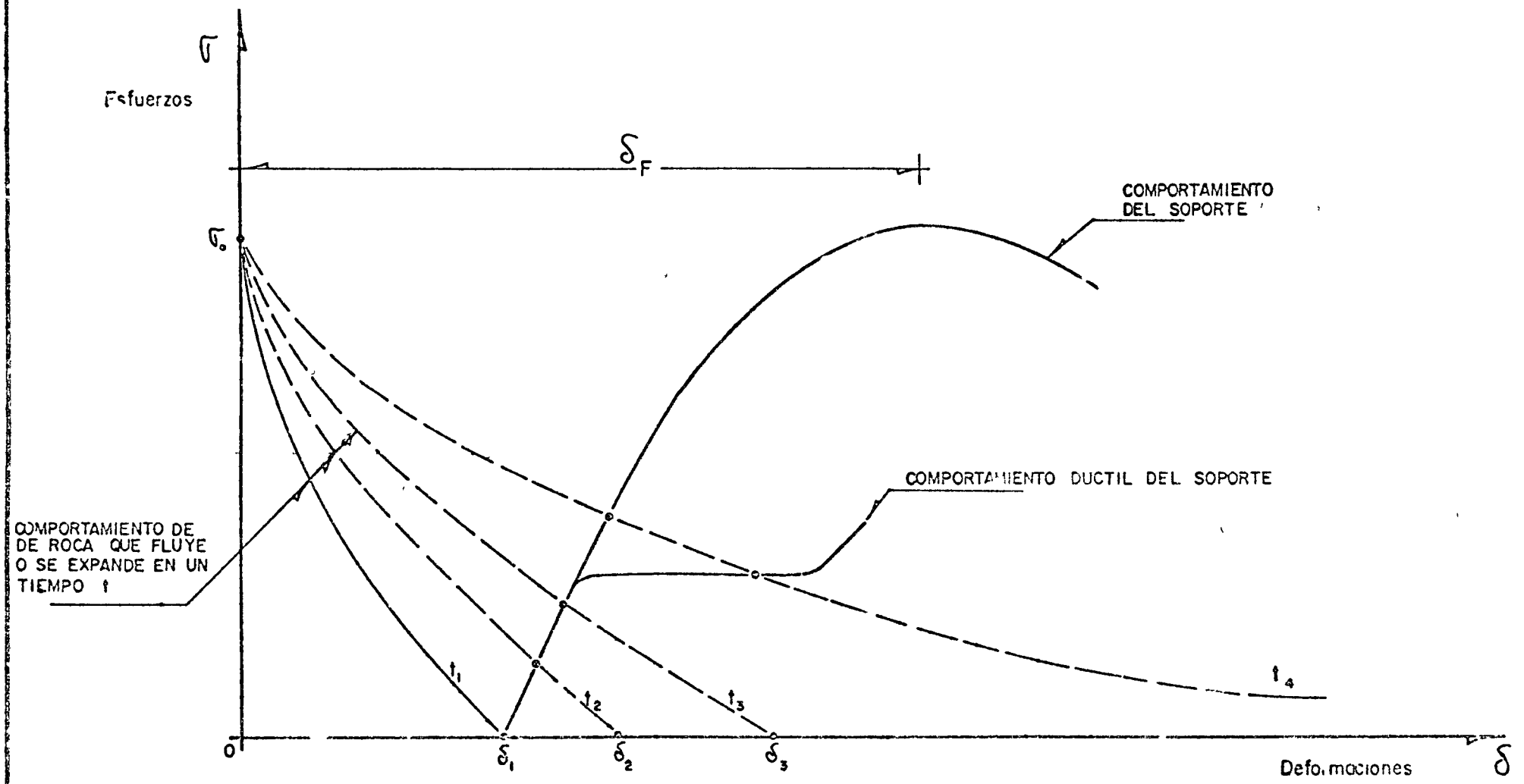


FIG. N° 5 — INTERACCION ROCA-ADEME

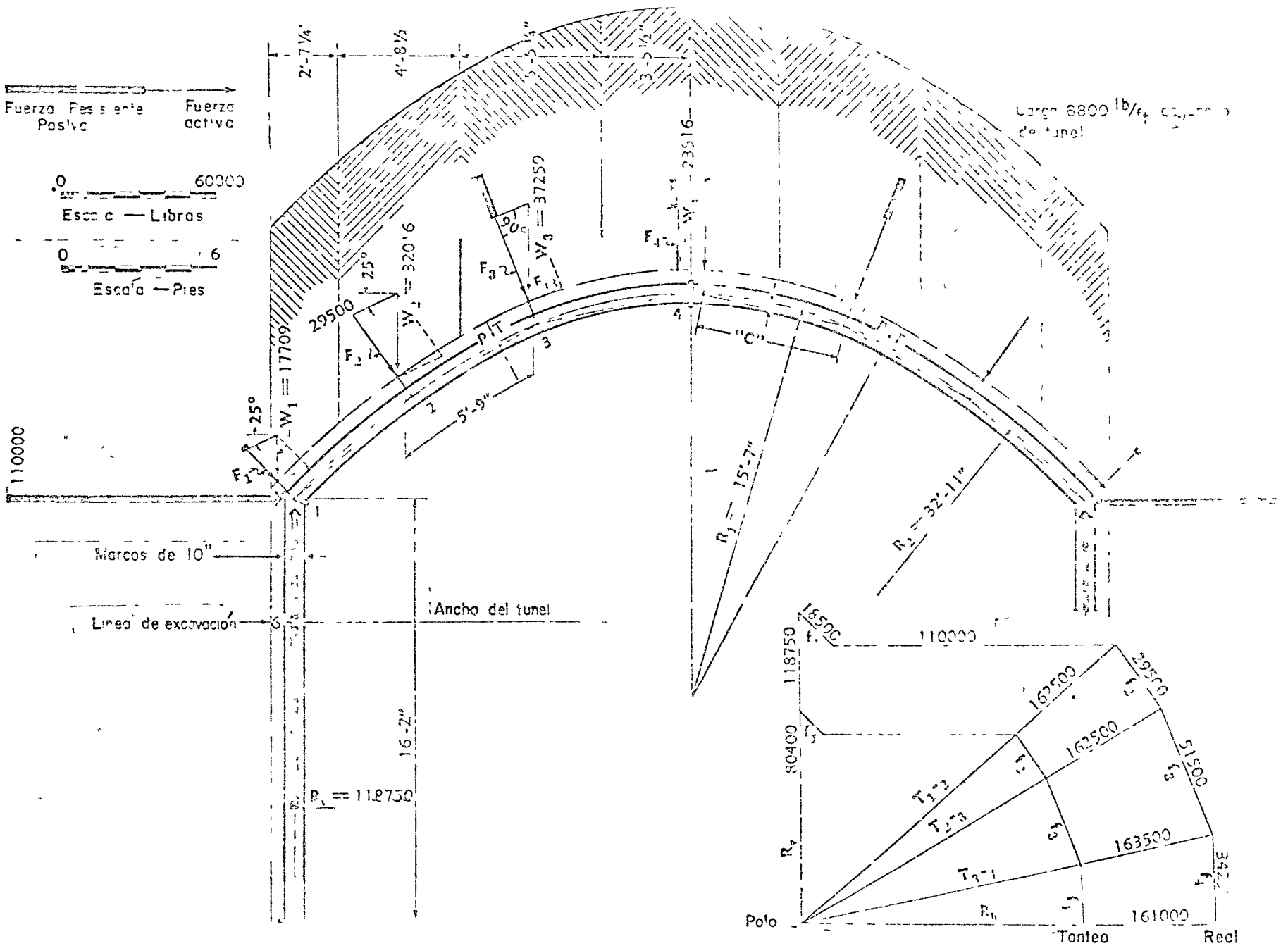
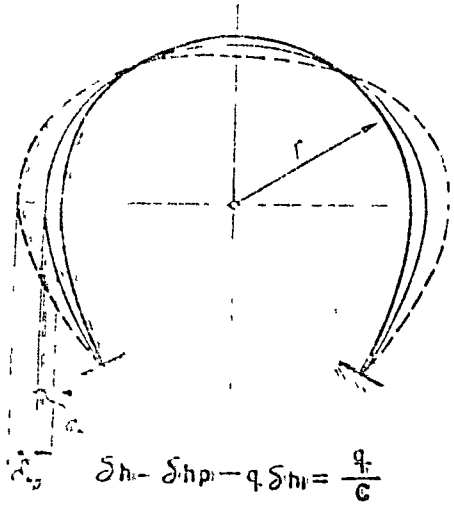
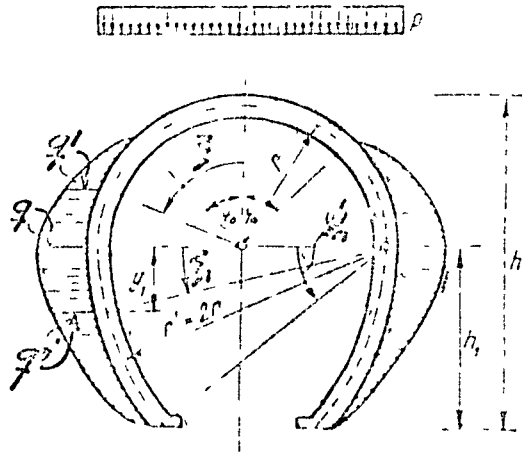


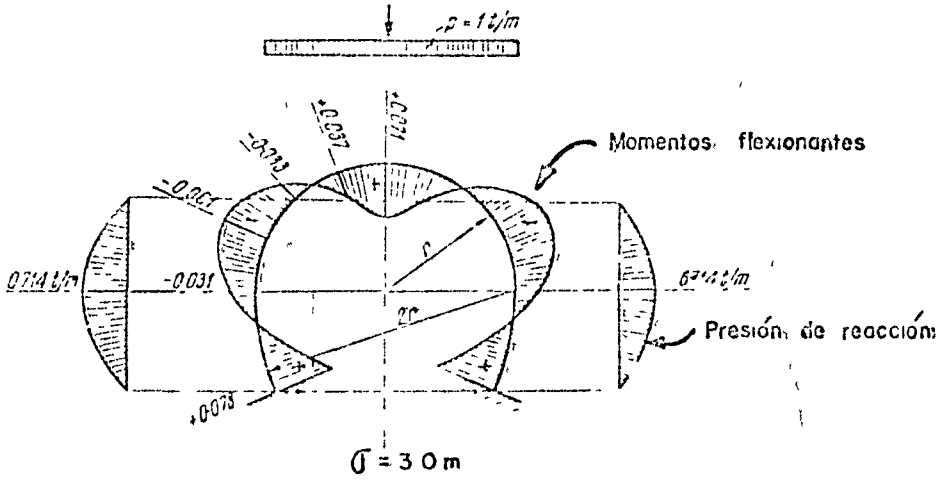
FIG — 6. CONSIDERACIONES SOBRE LAS PRESIONES ACTUANTES Y DE REACCION SOBRE LOS SOPORTES PROVISIONALES (TERZAGHI)



A.— DESPLAZAMIENTOS



B— HIPOTESIS SOBRE LA DISTRIBUCION DE LA PRESION DE REACCION



C.—RESULTADOS TIPICOS QUE SE OBTIENEN

FIG. N° 6.— ANALISIS DEL ADEME PROVISIONAL CONSIDERANDO INTERACCION CON LA ROCA EN FORMA APROXIMADA (ZURABOV Y BOUGAYEVA).

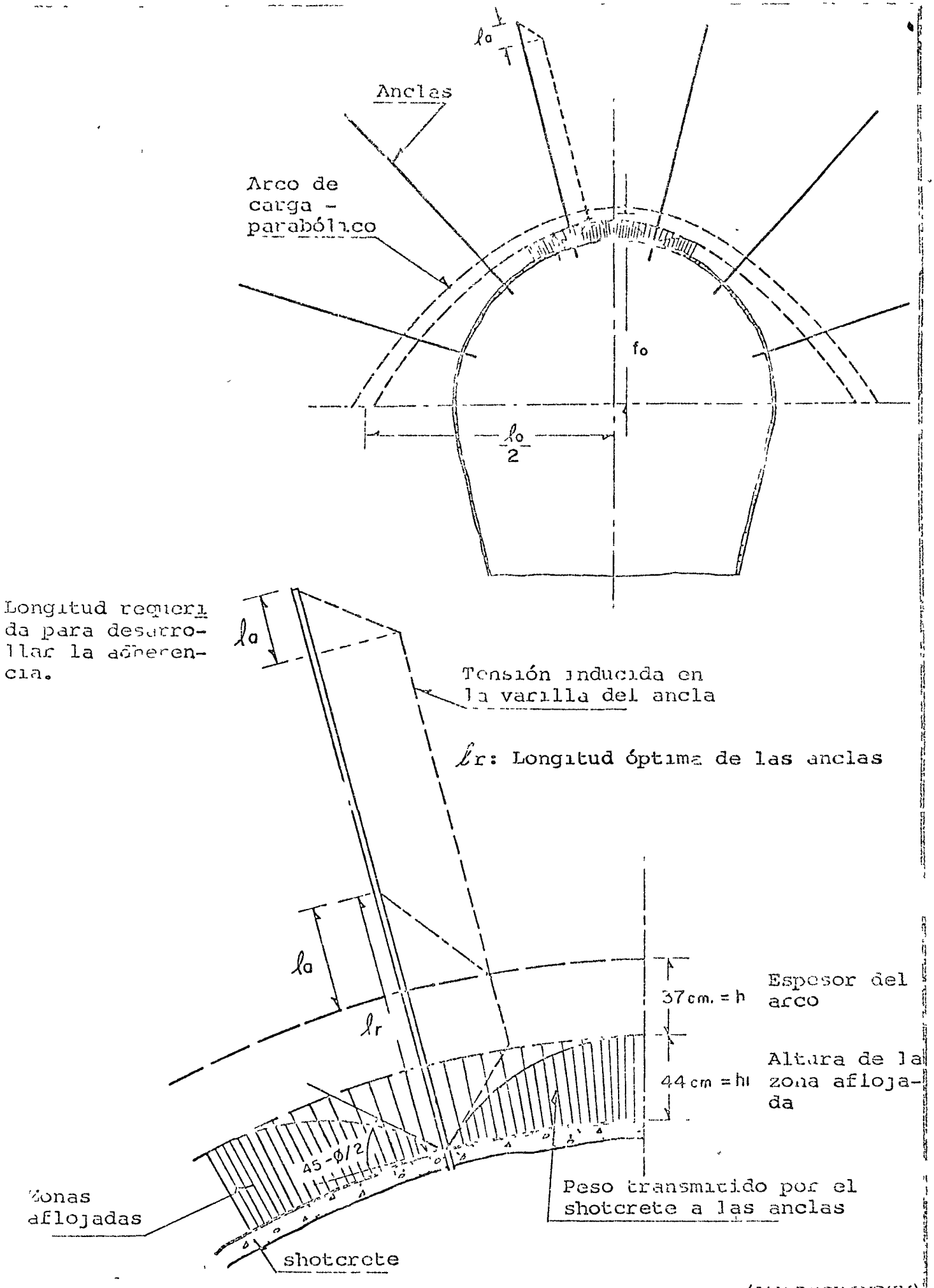
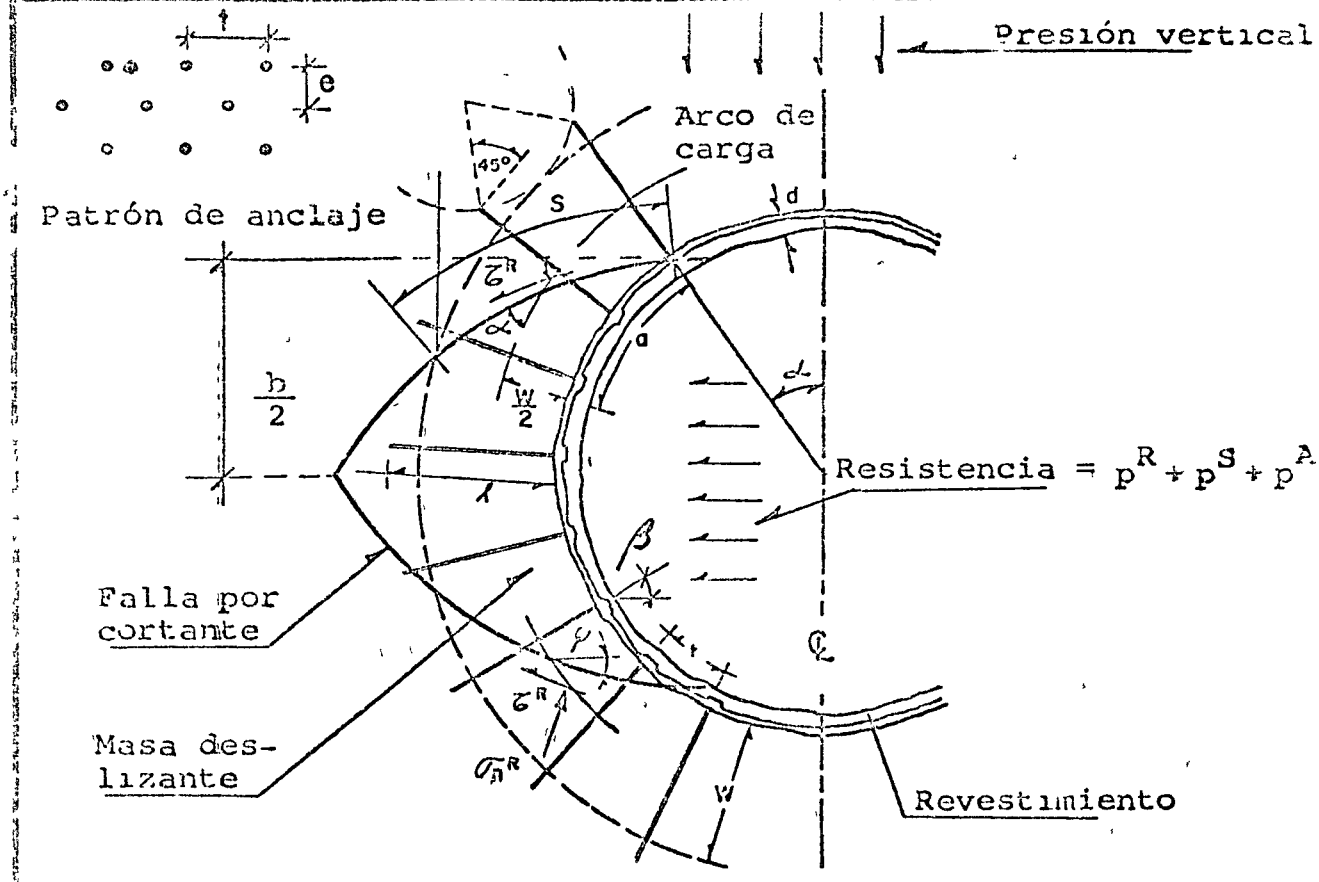


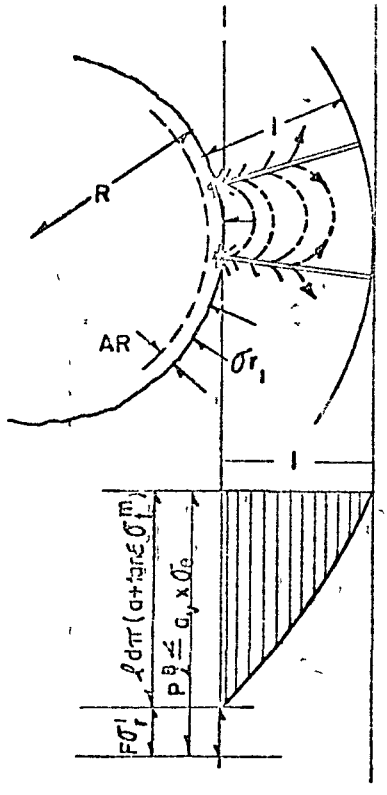
FIG.3.A.- INTERACCION PROPUESTA ENTRE LA ROCA Y LAS ANCLAS. (V.M.ROGUINSKY)



$$p^S = \frac{d \cdot \tau_c}{\operatorname{sen}\alpha\,(b/2)}$$

$$p^A = \frac{As \cdot fs}{e \cdot t} \quad \frac{\cos\beta}{(b/2)}$$

$$p^R = \frac{S \cdot \tau^R \cos\psi}{b/2} - \frac{S\,\sigma_n^R \operatorname{sen}\psi}{b/2}$$



ESQUEMA DEL FUNCIONAMIENTO DE INTERACCION ENTRE LA ROCA, LAS ANCLAS Y EL REVESTIMIENTO, PROPUESTO POR RABCEWICZ.

Fig. N° 8. B

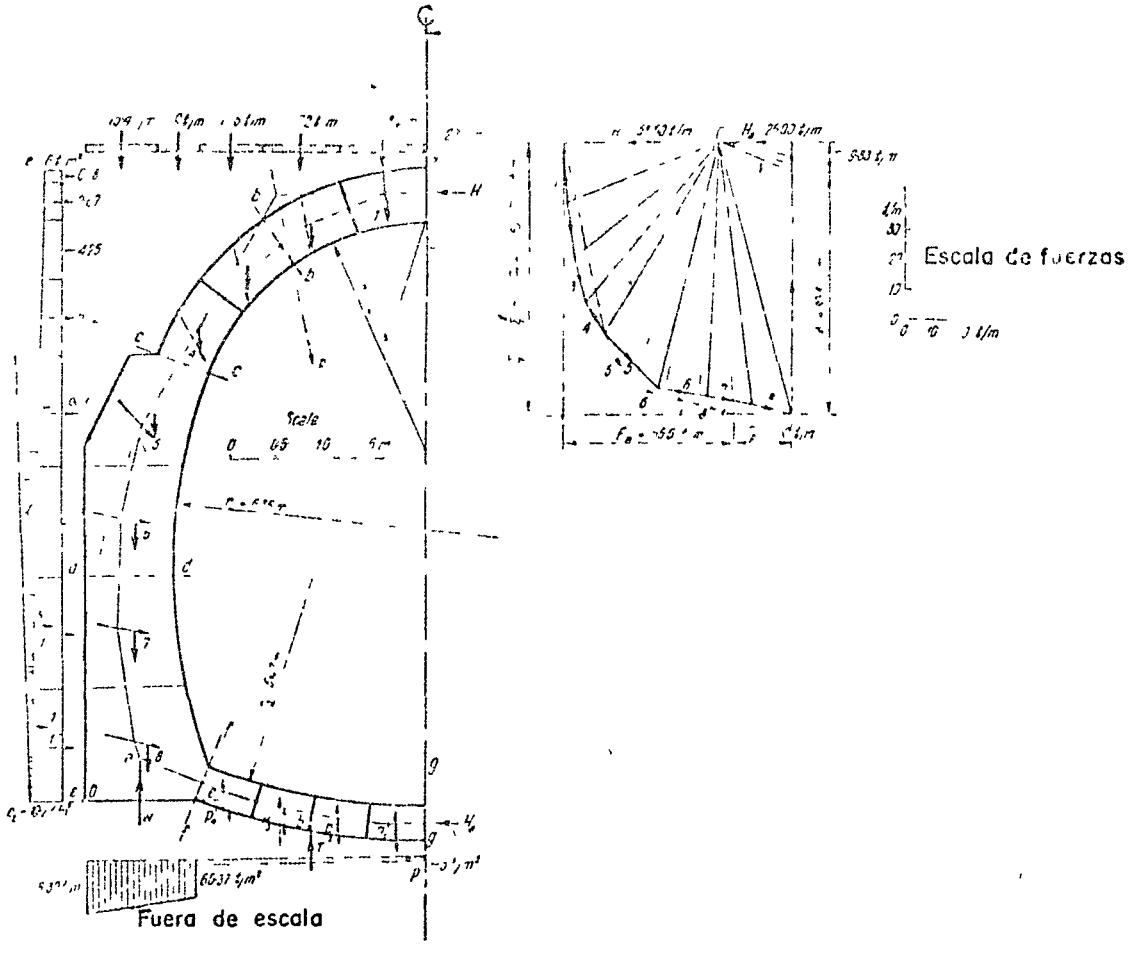
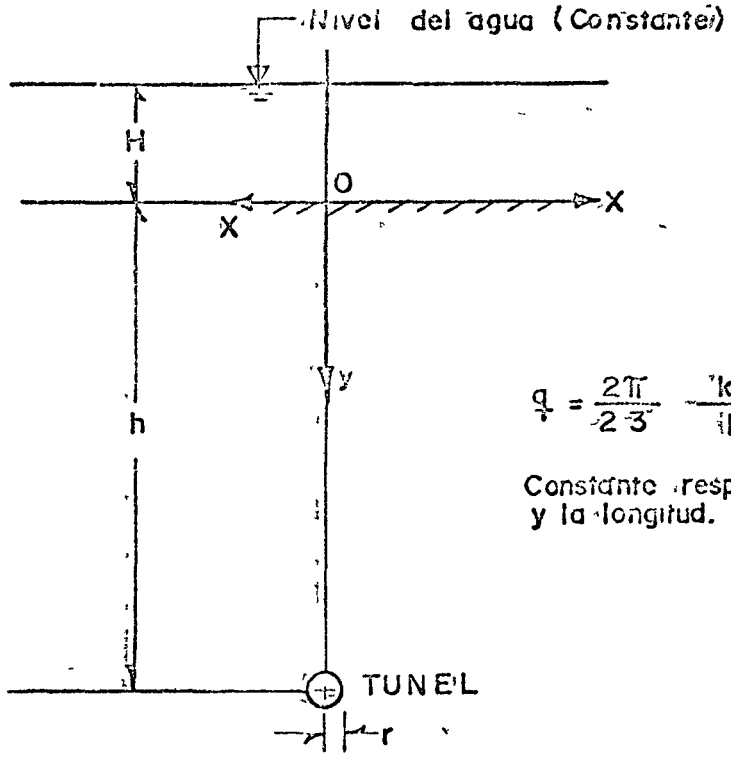


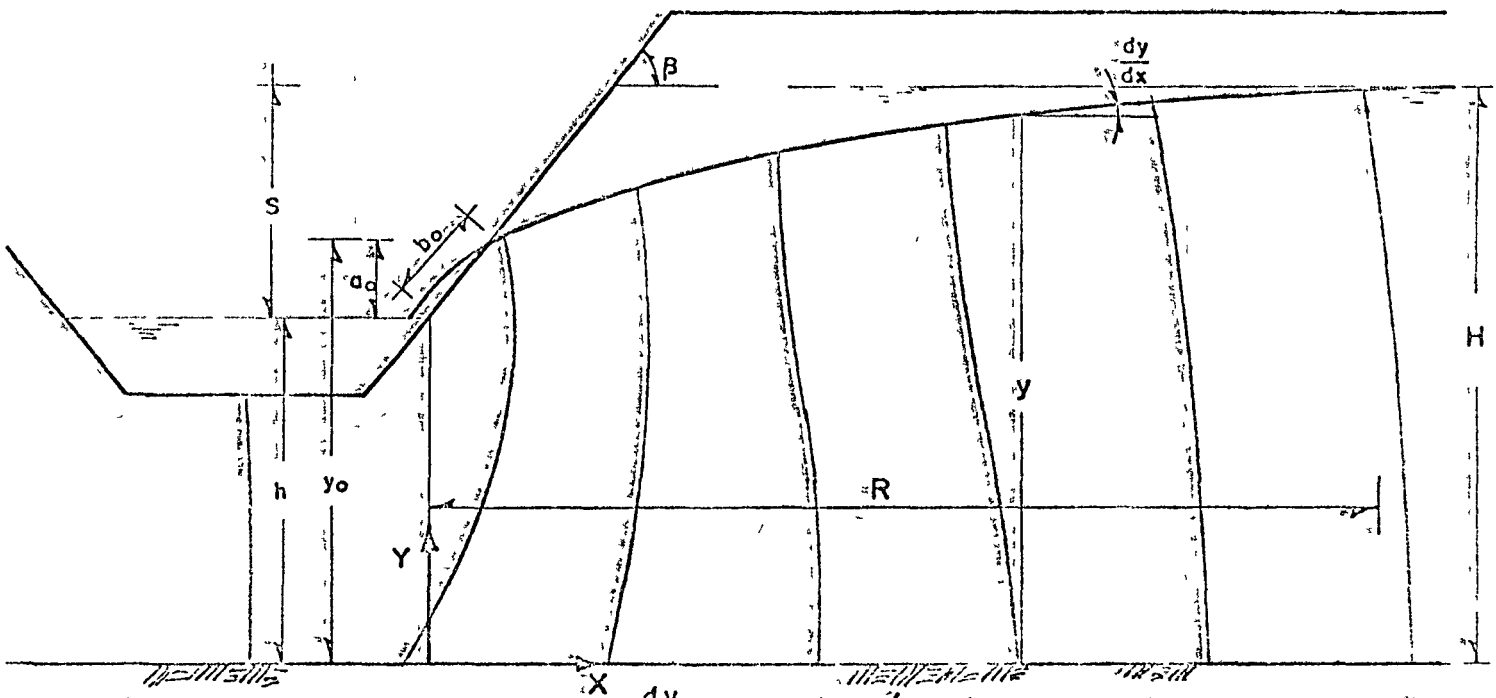
FIG 9.—ANALISIS SIMPLIFICADO DE ADEME DEFINITIVO COMO ANILLO CERRADO CONSIDERANDO PRESIONES DE REACCION.



$$q = \frac{2\pi}{2.3} \; \frac{k(h+H)}{\log \frac{2h}{r}}$$

Constante respecto al tiempo y la longitud.

FIG. 10.—APORTACION CONSTANTE EN UN TUNEL BAJO UN NIVEL DE AGUA CONSTANTE (SOLUCION DE POLUBARINOVA—KOCHINA)



Hipótesis de Dupuit : $i = \frac{dy}{dx}$; Hipótesis de Darcy : $v = k\,i$

Hipótesis de Sichardt : $R = \lambda \cdot S \cdot \sqrt{k}$

$$q = k\left[h + R\,\mathrm{ctg}\,\frac{\beta}{2}\left(\sqrt{1+\left(\frac{S}{R}\right)^2} - 1\right)\right] \quad \text{(Estacionario)}$$

HIPOTESIS USADAS EN LA VALUACION DEL GASTO EN ZANJAS Y DRENES

FIG — N° 11

R_o

R

Superficie del suelo

Nivel de agua superficial original.

Posiciones sucesivas de la superficie libre del agua.

H

℄

d

D

Acuifero recargado (por lluvias) e ilimitado

HIPOTESIS

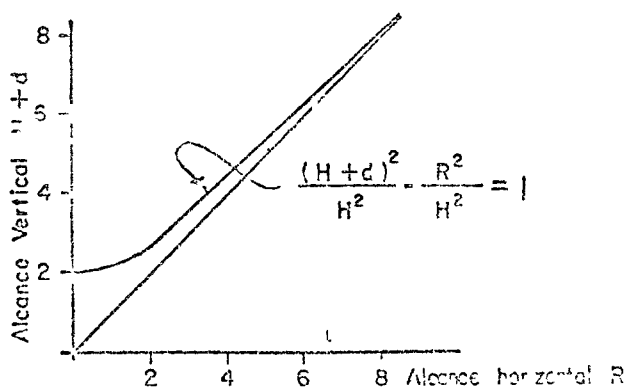
1.- Darcy: $v = k \cdot i$

2.- Dupuit: $i = \frac{dv}{dx}$

3.- Del proceso transitorio.

En $t = 0$: $R = 0$ y $d = 0$

Cuando $t \longrightarrow \infty$: $H + d \longrightarrow R$



Límite de la zona afectada por el flujo.

Fig. 12 — HIPOTESIS DE TRABAJO CONSIDERADAS EN EL TRATAMIENTO PROPUESTO DEL PROBLEMA

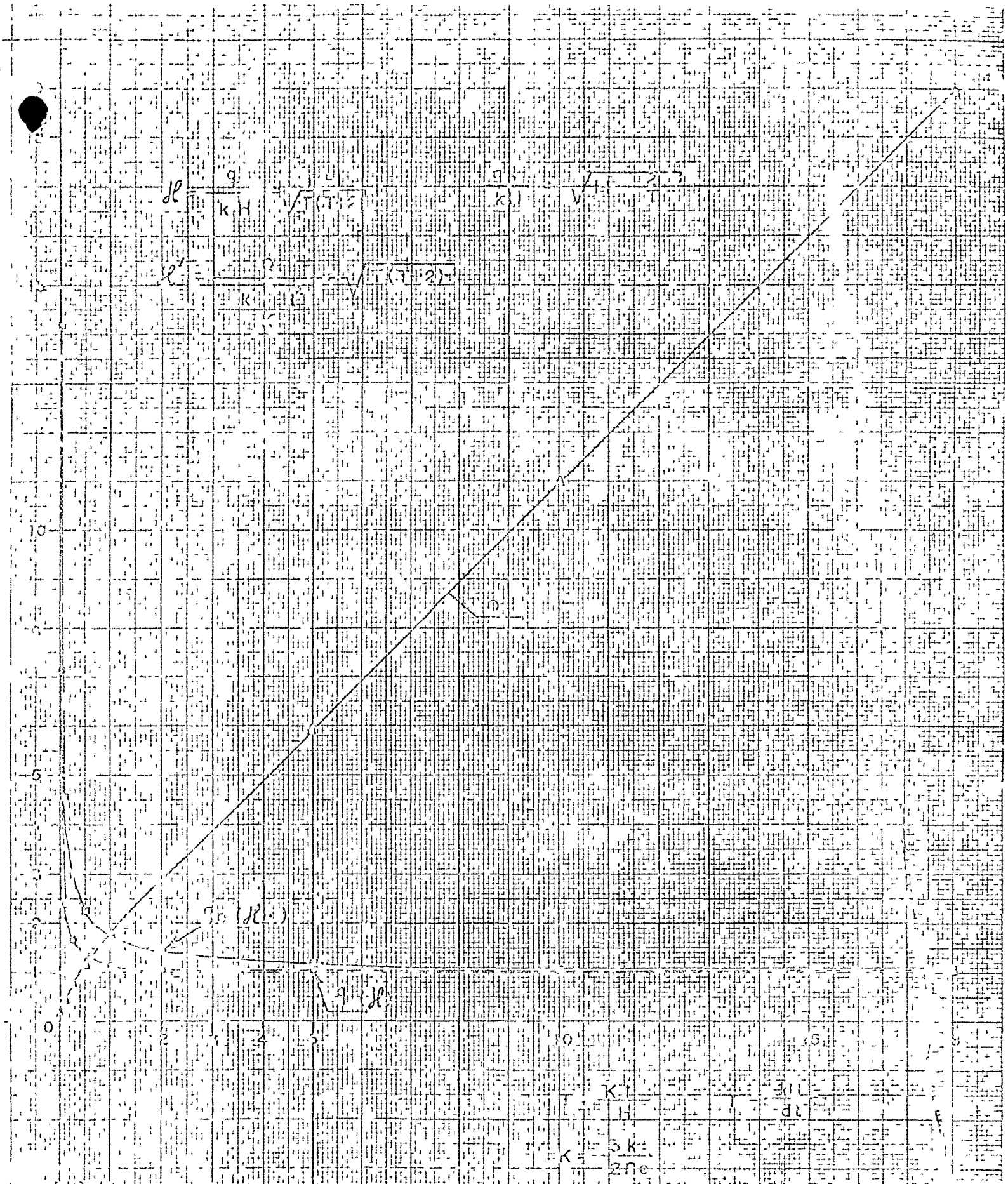
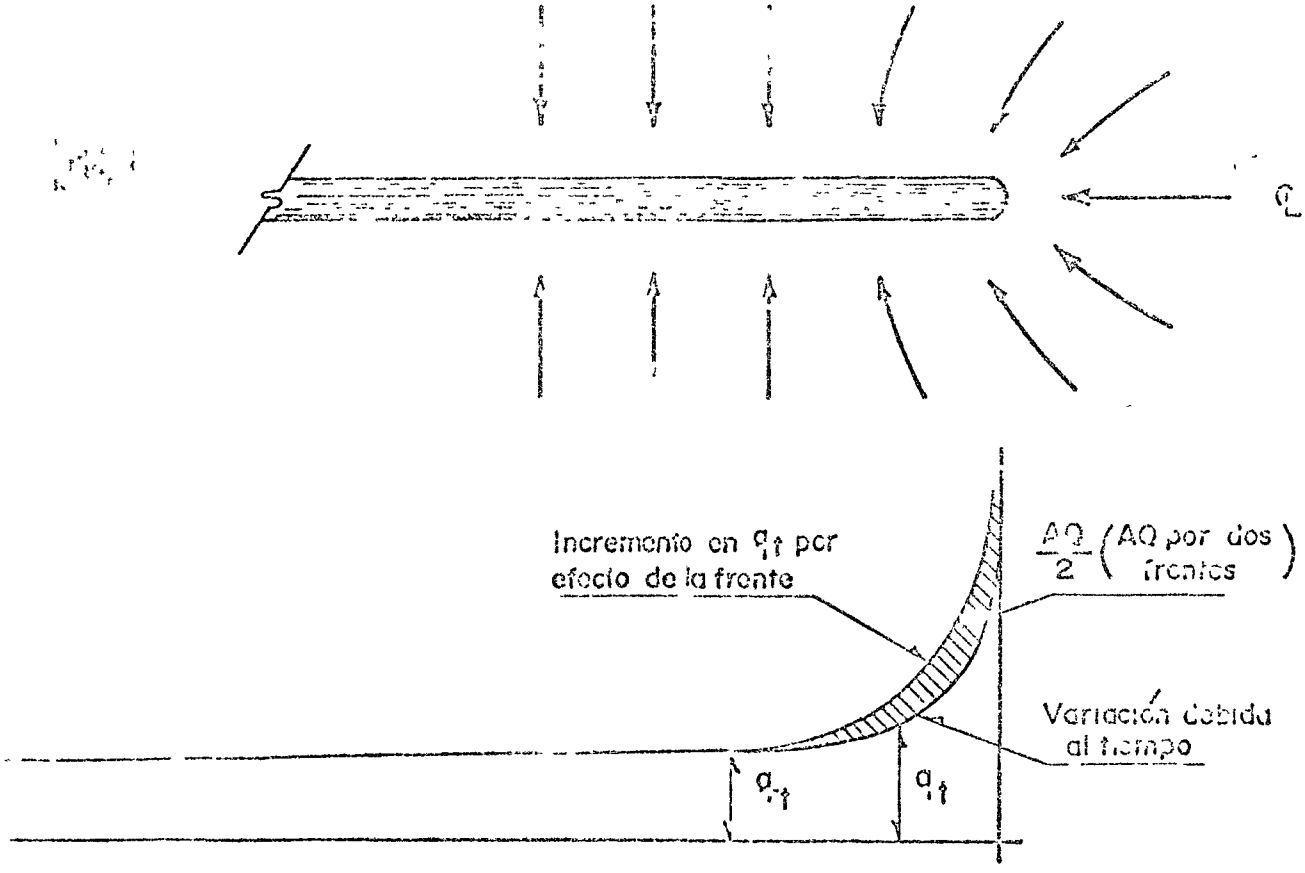


FIG. 14

RESULTADOS OBTENIDOS DE LA VARIACION DE LAS APORTACIONES Y DE LOS GAS CON LA LONGITUD DE TUNEL Y CON EL TIEMPO. (CURVAS ADIMENSIONALES).



'G 14 — INCREMENTO DEL GASTO POR EFECTO TRIDIMENSIONAL EN EL FRENTE

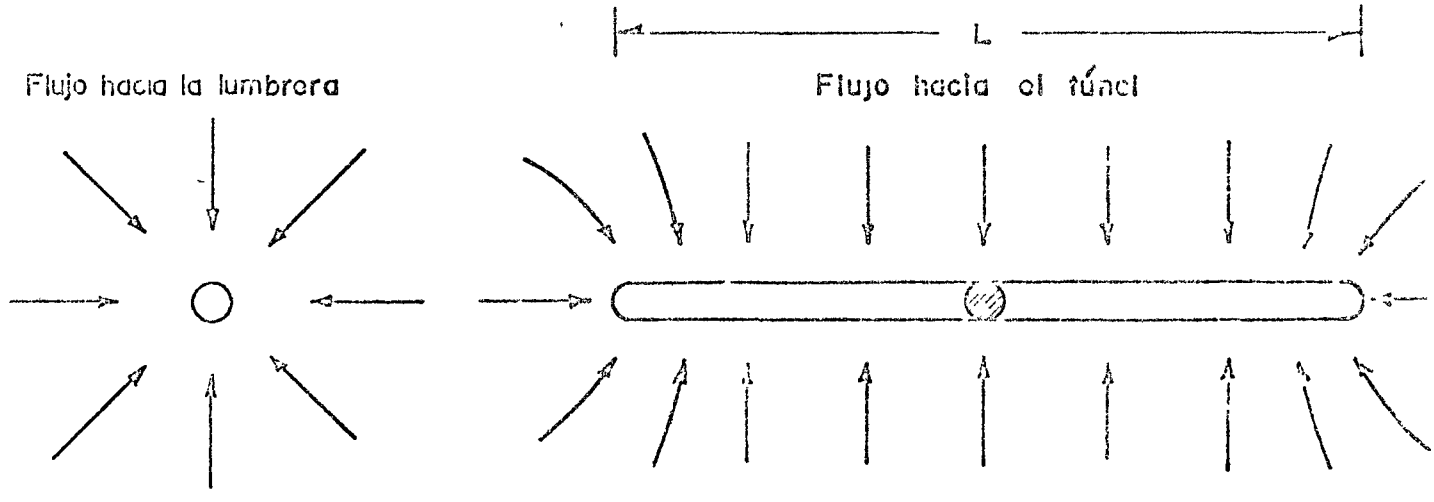


FIG. 15 — ESQUEMA DE LA DISIPACION DE LA CAPTACION EN LA LUMBRERA A LA DEL TUNEL

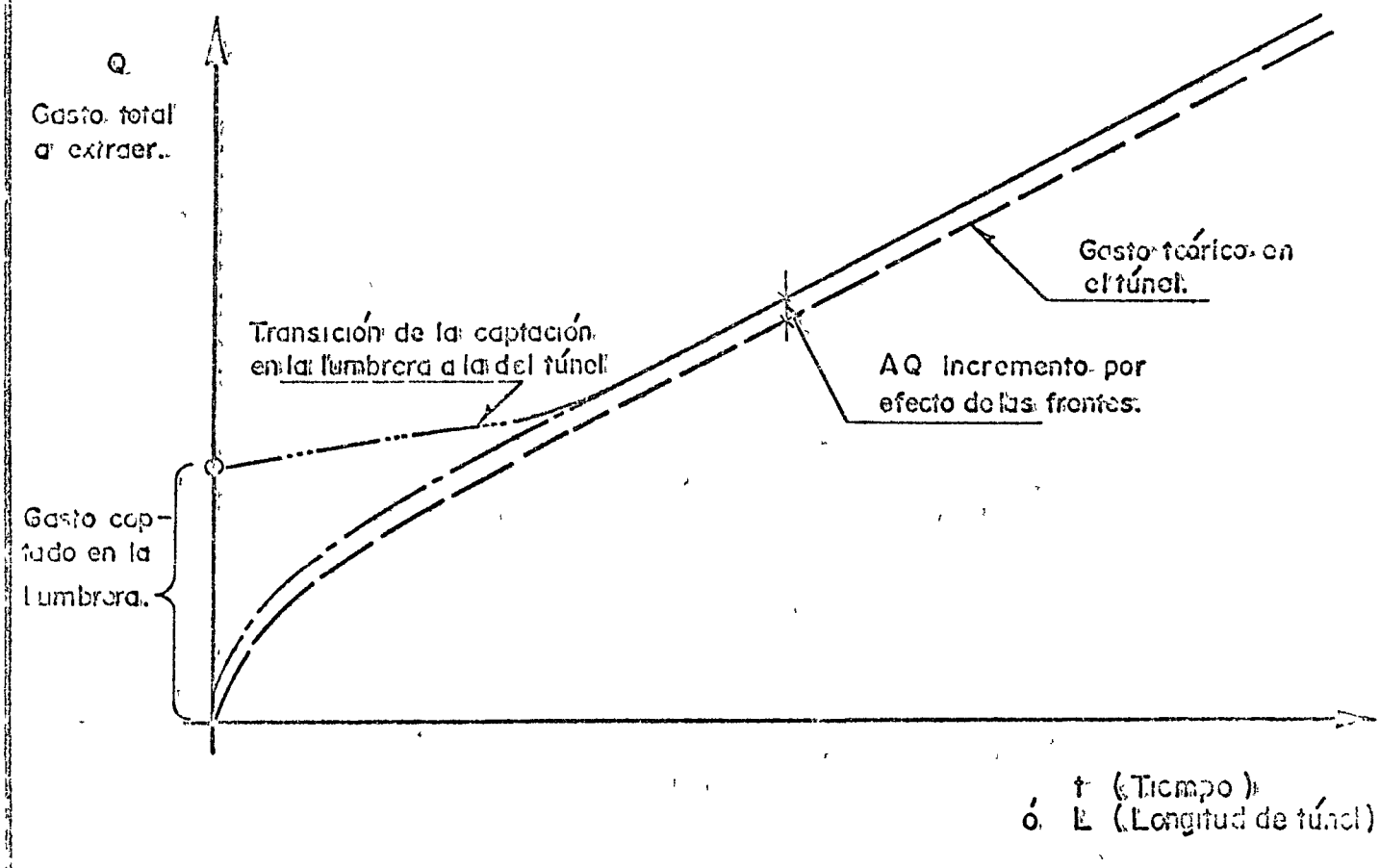
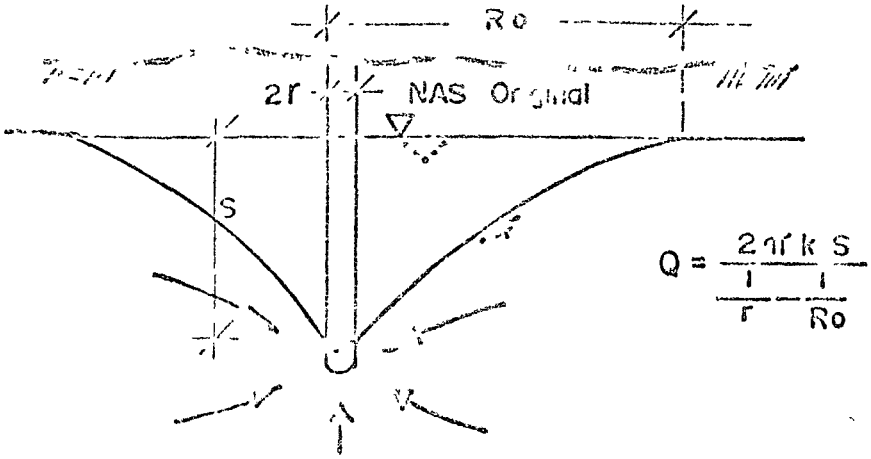
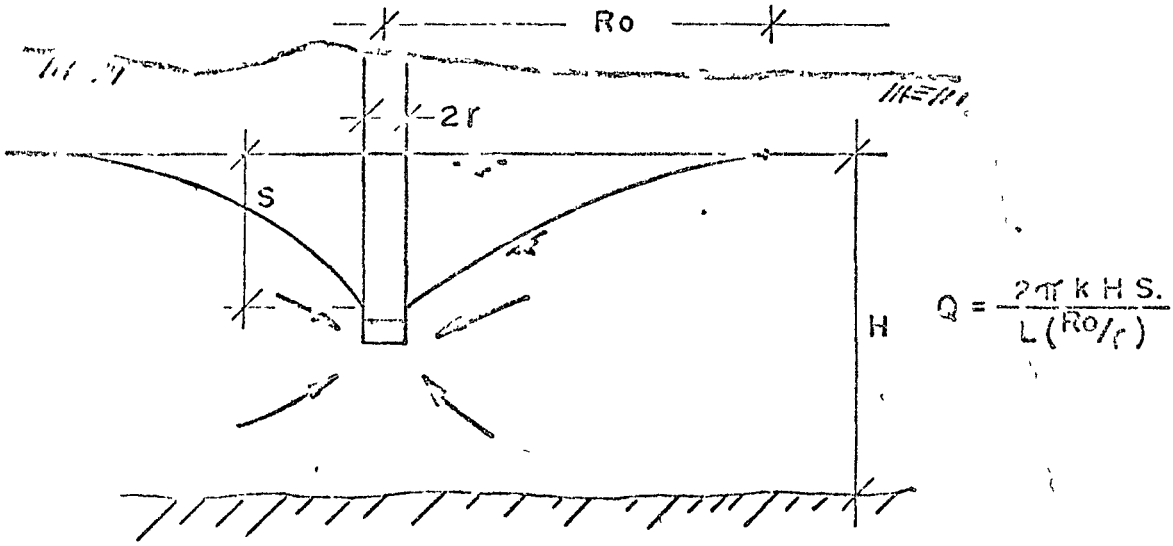


FIG. 10.— FORMA ESPERADA DE LA VARIACION DEL GASTO EN EL TUNEL EXCAVADO CON UNA LUMBRERA INICIAL

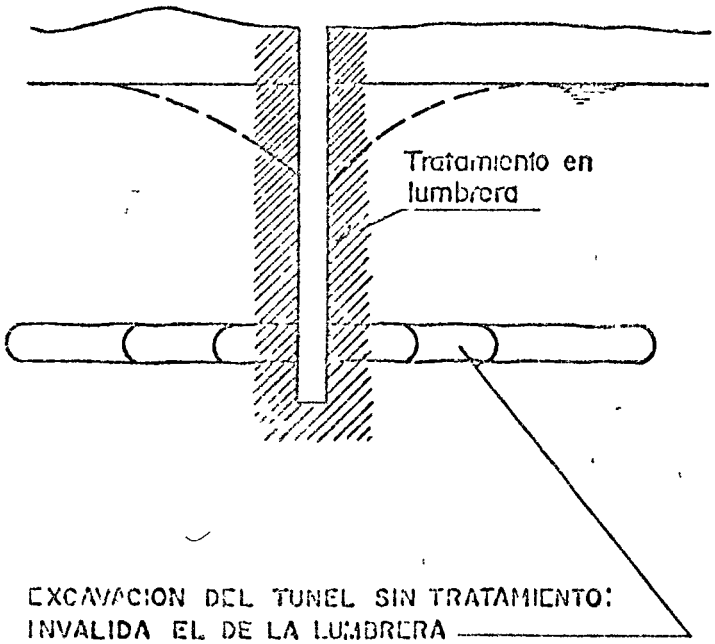


A— ACUIFERO LIBRE, ILIMITADO Y RECARGADO.



B— ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO

FIG 17 – VALUACION DEL GASTO EN UN POZO (CASOS REPRESENTATIVOS)



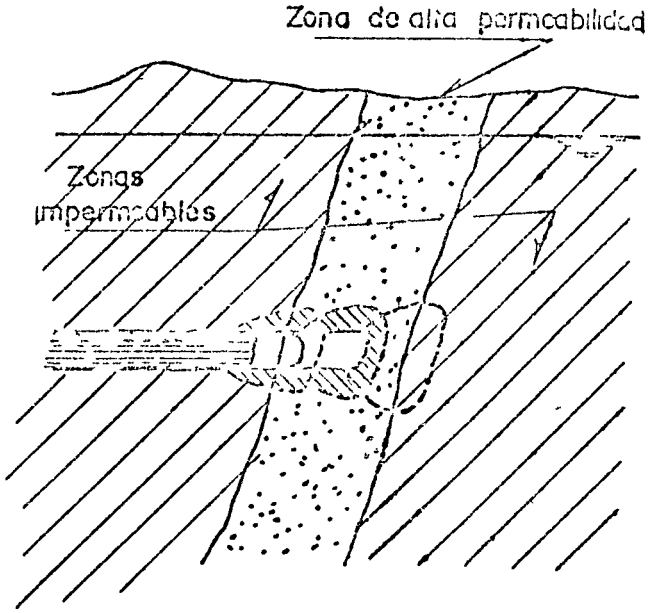
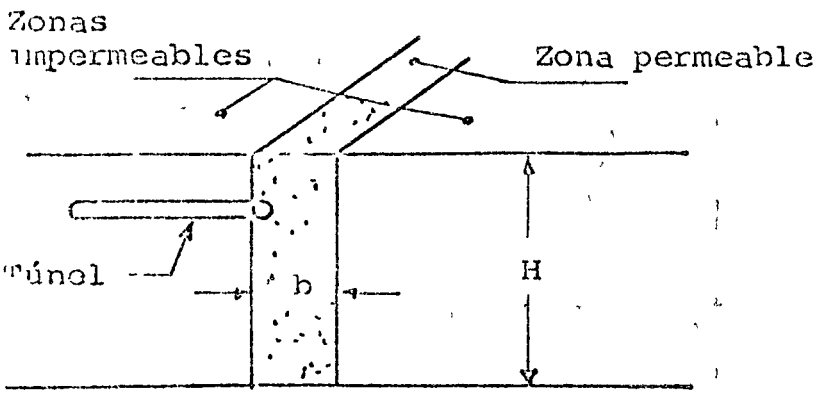


FIG N° 18—EFECTO DE TRATAMIENTOS IMPERMEABILIZANTES EN ZONAS DE ALTA PERMEABILIDAD.



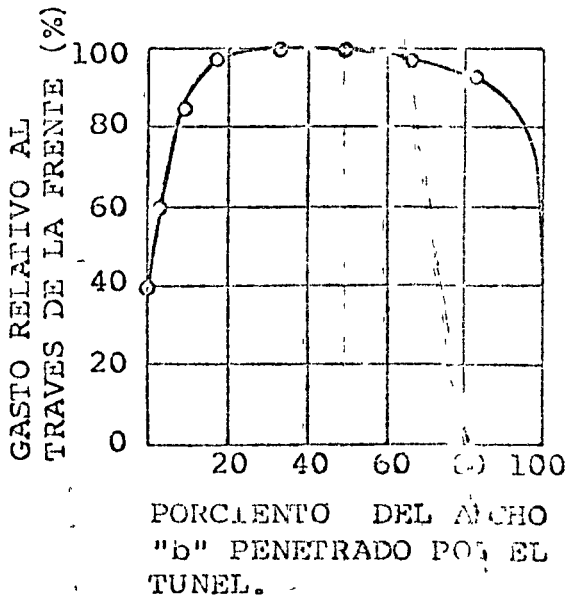


FIG N° 19
COMPORTAMIENTO DEL GASTO EN ZONAS DE FALLAS O CONTACTOS PERMEABLES (GOODMAN ET AL, 1964).

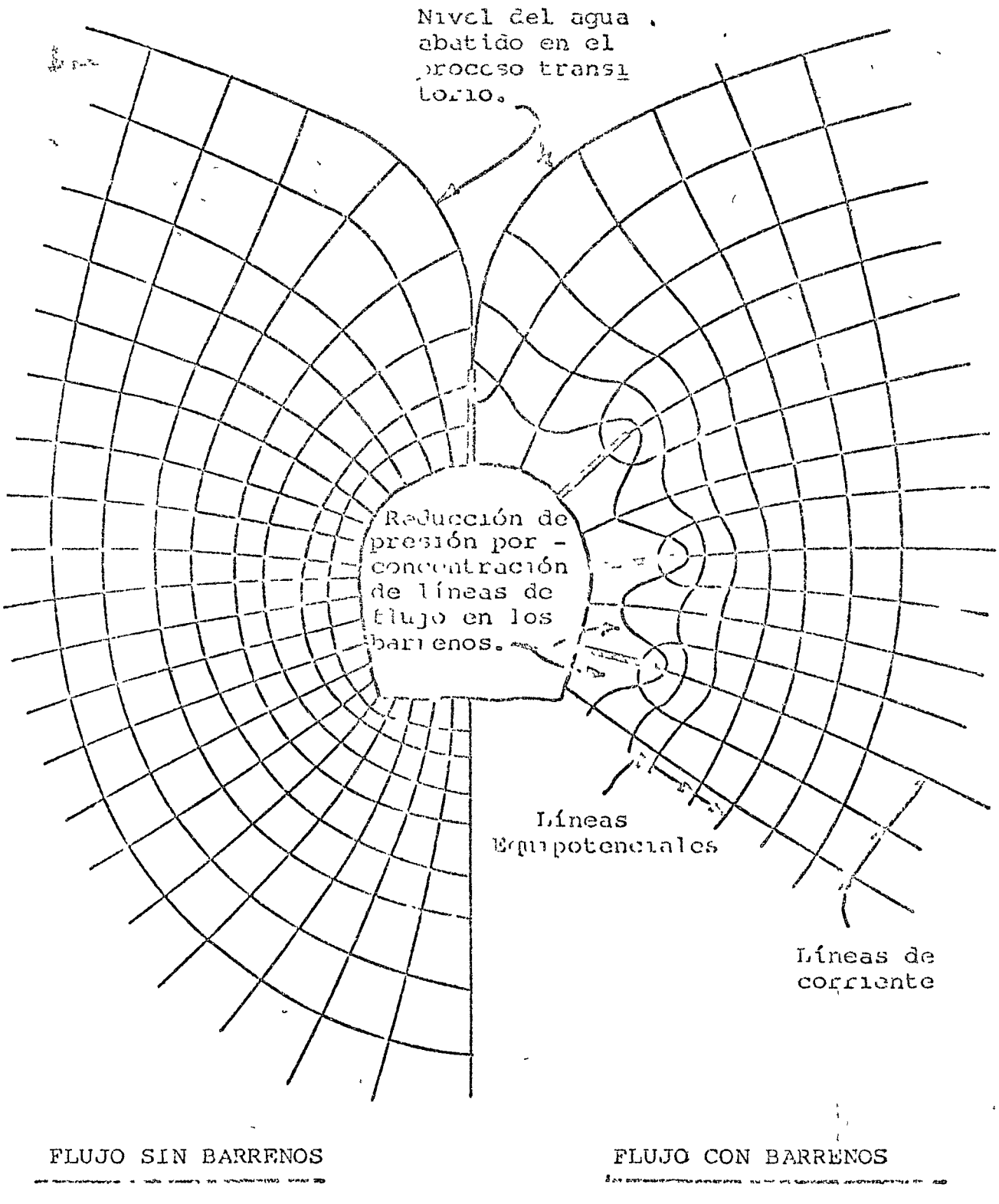
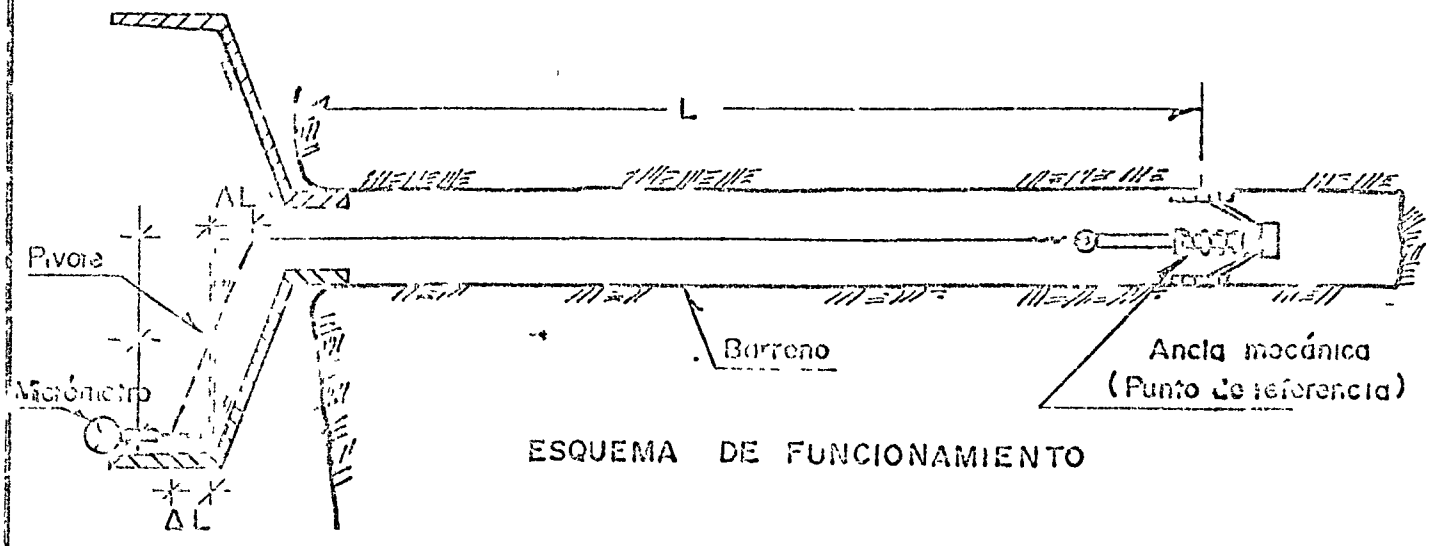
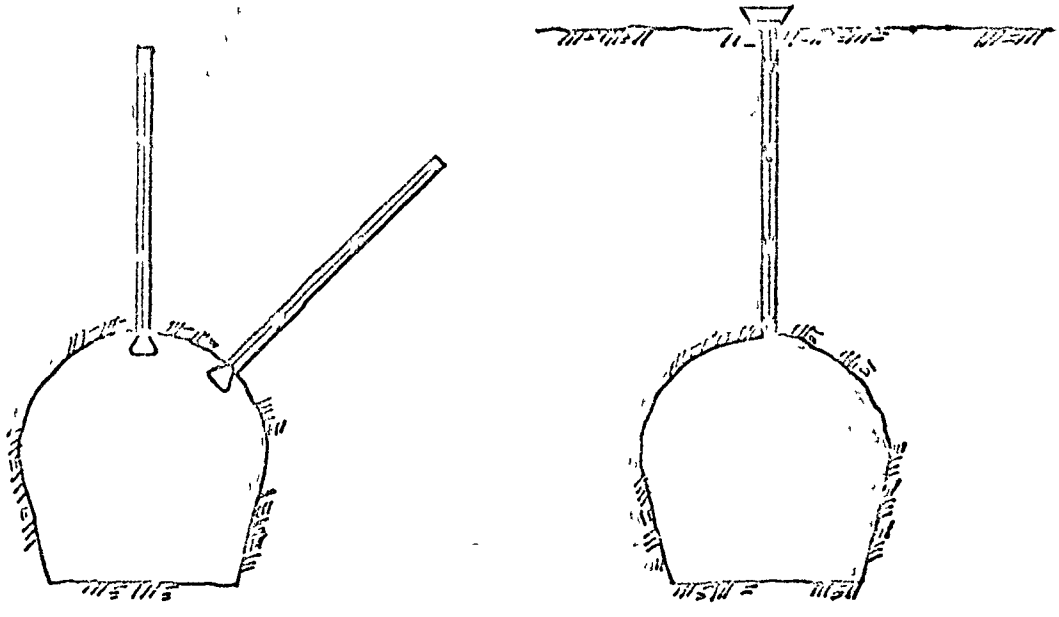


FIG 20 — EFECTO DE LOS BARRENOS DE DRENAJE EN LAS PRESIONES HIDRAULICAS.



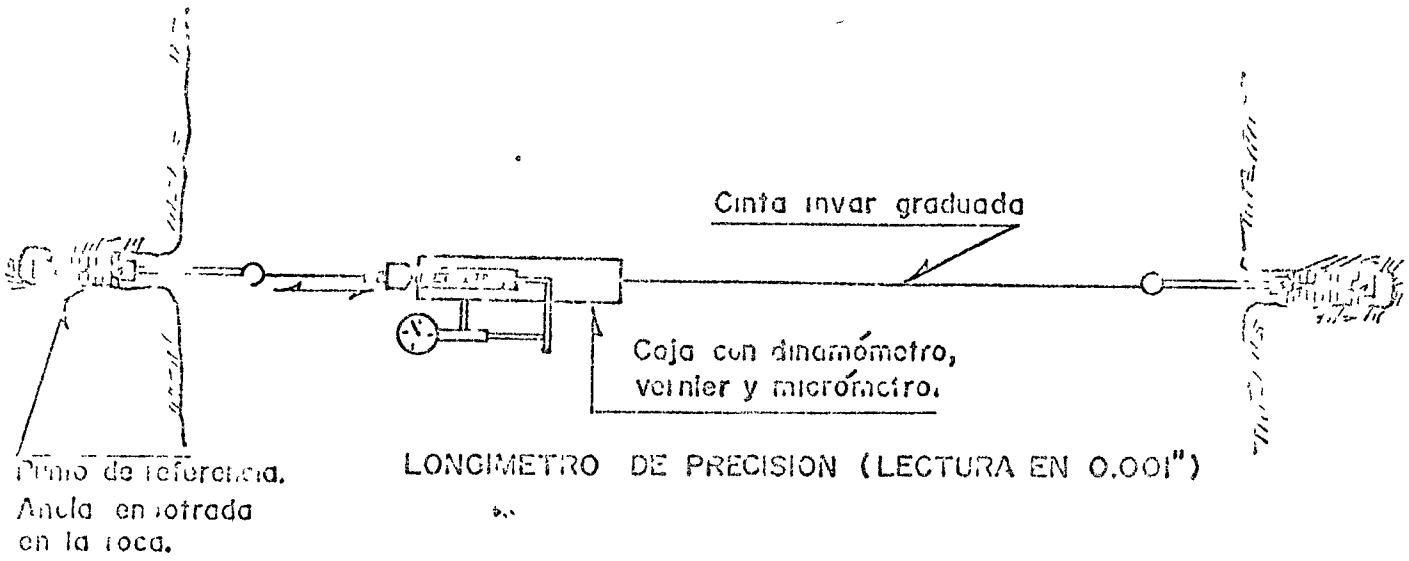
ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO



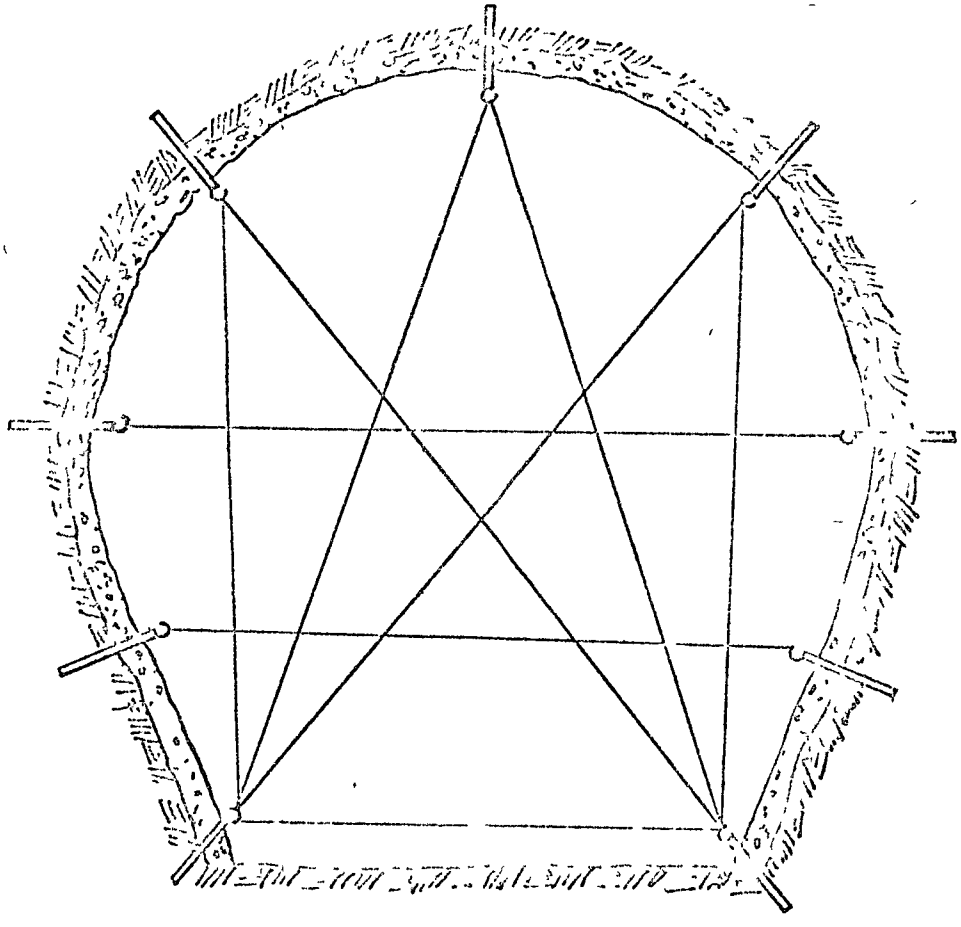
INTERIOR

EXTERIOR

FIG 21.— EXTENSOMETROS

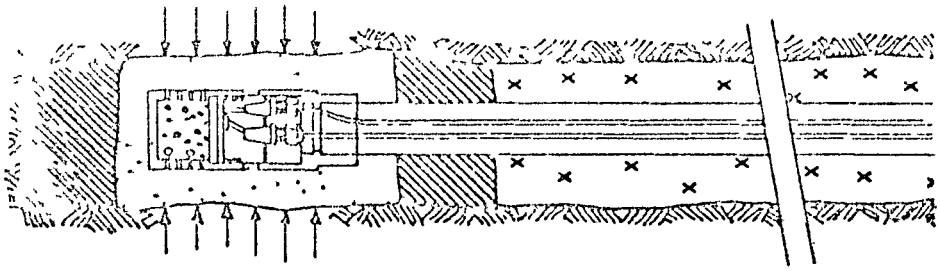


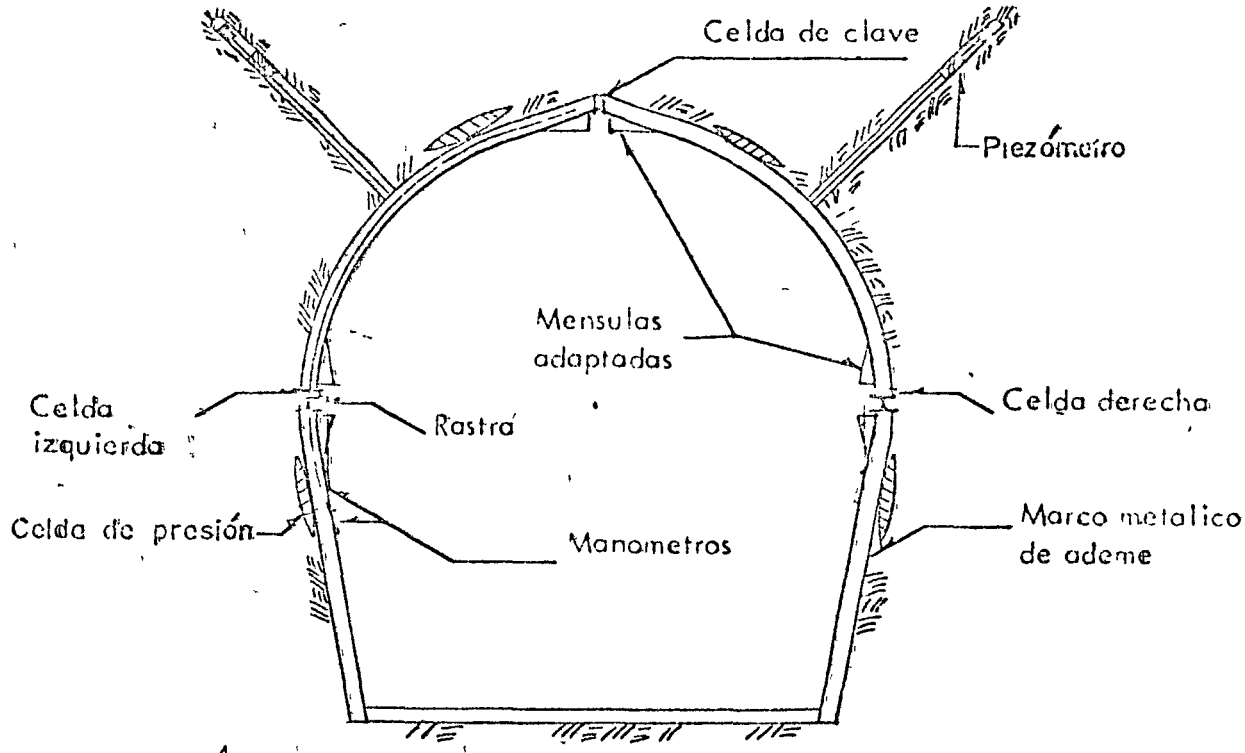
LONGIMETRO DE PRECISION (LECTURA EN 0.001")



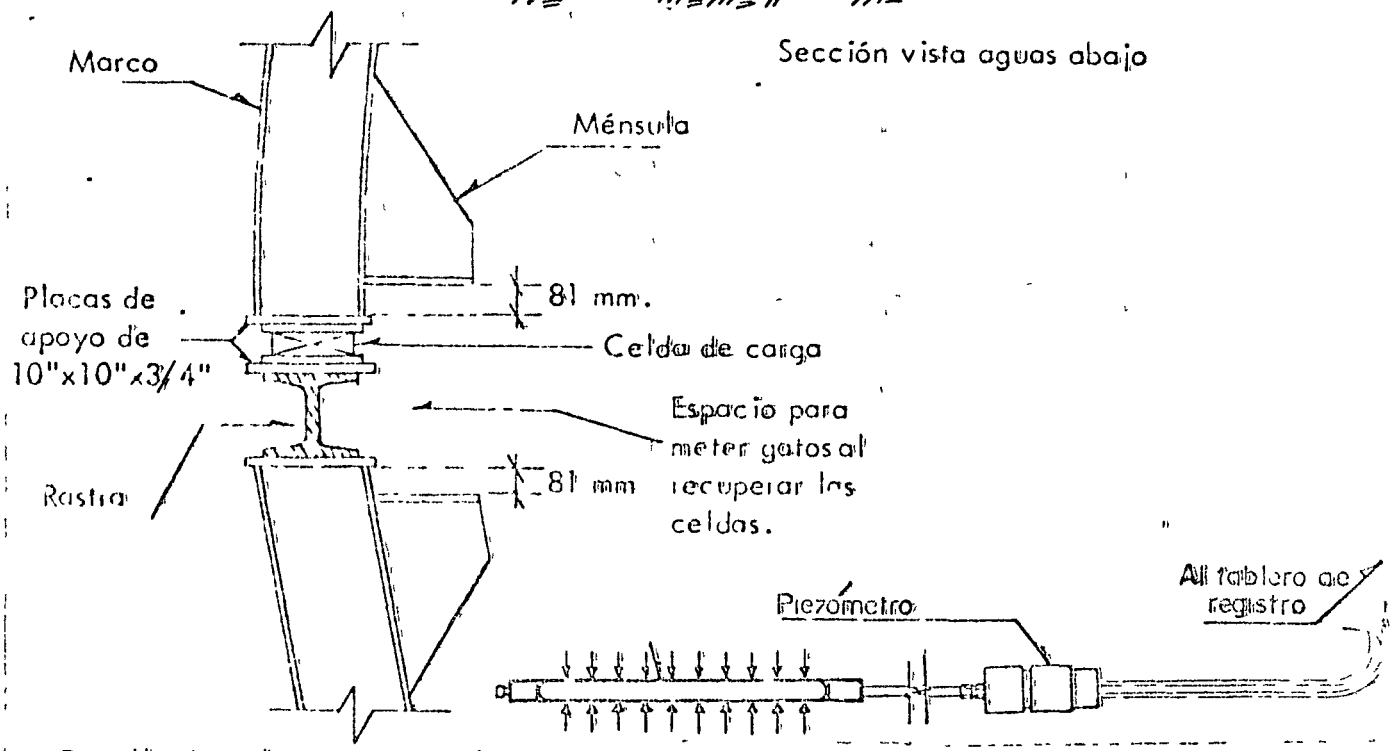
CUERDAS MEDIDAS PARA REGISTRO DE ESTA—
BILIZACION DE DESPLAZAMIENTOS

FIG. 22.- MEDICION DE CUERDAS EN LA EXCAVACION





Sección vista aguas abajo



Detalle de colocación de celdas en la unión de arco y columna.

FIG. 23— CELDAS DE CARGA Y PRESION Y PIEZOMETROS

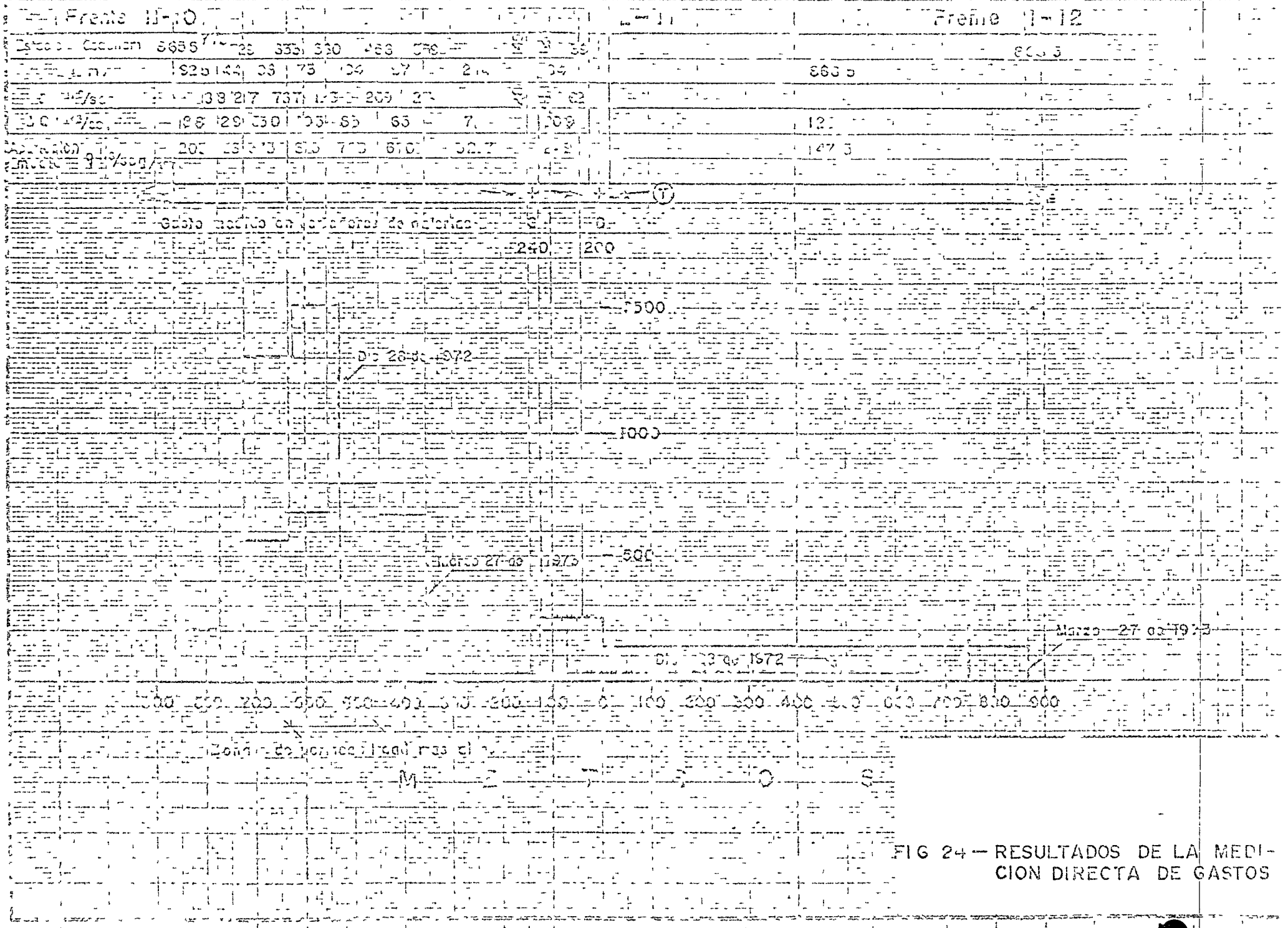


FIG 24 — RESULTADOS DE LA MEDICION DIRECTA DE GASTOS

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

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES

EXCAVACION SUBTERRANEA - METODOS CONVENCIONALES

APUNTES DE LA CONFERENCIA
DEL ING. VICTOR M. HARDY
EN EL PABIC

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D F. Tels. 521-40-23 521-73-35 5123-123

PROCEDIMIENTO GENERAL DE CONSTRUCCION

LUMBRERAS

Excavación.- El procedimiento general está fijado por el proyecto mismo, es decir, si va a servir para un desarrollo minero o dar acceso a la excavación de un túnel largo que no tiene portales de acceso. Por otra parte si ya hay acceso a la base de la lumbrera en proyecto (aprovechamientos hidroeléctricos), entonces la excavación reviste otras características, que son excavación de una lumbrera piloto de dimensiones pequeñas hacia -- arriba, hasta prácticamente salir a la superficie y posteriormente banqueo del resto de la sección de proyecto, vaciando el producto de la excavación por la lumbrera piloto al fondo de la misma y cargando para sacarla al exterior.

Procedimiento de construcción de arriba hacia abajo (convencional).

Se consideran en este caso dos etapas.

Construcción del brocal y excavación hasta unos 25M-30m (se llega a veces hasta 50m).

En esta fase, una vez excavado y colado de concreto el brocal de la lumbrera, se procede a la barrenación a base de perforadoras de piso, de acuerdo con un diagrama de barrenación y carga previamente establecido. Una - vez terminada la barrenación, se hace la carga del explosivo en los barrenos y seguidamente se hace la conexión eléctrica, en series en paralelo, dependiendo del número de barrenos, La profundidad de la barrenación, debe - ser la máxima que nos permita la sección de proyecto de la lumbrera y de - tal manera que debemos obtener como avance el 90% de la longitud barrenada. Una vez conectadas las series en paralelo, se conectan a la línea troncal - monofásica de corriente (110 V/220 V/440 V/); pero es más aconsejable usar un explosor de capacidad adecuada.

Una vez que se ha retirado el equipo y el personal, se hace la voladura desde la superficie. La ventilación en esta etapa es natural. Inmediatamente después se acercará la máquina, que en este caso es una draga con bote de almeja o bien con botes cilíndricos de capacidad adecuada, que se cargarán a mano en el fondo de la excavacion. La máquina (grúa), nos servirá en esta fase para todos los movimientos del equipo de barrenación, instalaciones, etc. En algunos casos también se usará para bajar o subir al personal; pero de preferencia, desde el inicio de la excavación deberá instalarse escaleras de caracol o de tramos inclinados y únicamente el último tramo (no mayor de 6 m) se hará con escalera marina.

PROSECUCION DE LA EXCAVACION DE 25M-30M HASTA EL FONDO

Para esta etapa el ciclo de trabajo que se mencionó brevemente en la etapa anterior es el mismo, pero para la rezaga, ya deberán hacerse instalaciones para la carga y manteo adecuado a la profundidad de proyecto. Para las obras de ingeniería civil estas profundidades serán del orden del 150m a 200 m.
Las instlaciones mencionadas incluyen.

a).- Una torre o estructura metálica o de madera tratada, en donde quedan instalada la polea o poleas, para el cable del malacate de tambor simple y del que penderá el bote de rezaga adecuado. El bote ó "skip", en este caso ya no baja libremente sino en guías de cable, sujetas en la torre y a cierta altura sobre el piso que se excava, para que no se dañen las ménsulas de soporte con las voladuras. De estas ménsulas al peso el bote -- baja libre (10m). Por otra parte deberá contarse con una estructura o marco de guía para evitar la rotación del bote cuando éste baje ó suba. En - la superficie el vaciado se hace a través de un canalón abatible o una tolva con compuertas para cargar directamente a camiones.

Lo recomendable que cuando el bote vacie, el brocal de la lumbrera, se cie-

rre con una tapa de madera con estructura metálica, también abatible, para dar paso cuando el bote sale y cuando regresa vacío.

b).- Una tolva de recepción de material producto de la excavación, equipada con una criba de rieles para separar el material grueso (30 cm - 60 cm), del material delgado; el material grueso almacenado se descarga hacia el frente de la tolva por medio de una compuerta operada neumaticamente. El material delgado almacenado en la tolva propiamente (el mayor porcentaje de su capacidad), se descarga también con una compuerta operada neumaticamente. La descarga en ambos casos se hace directamente a camiones de volteo.

c). Instalaciones comunes a la 1a. y 2a. etapa.

1.- Planta de aire comprimido a 100 lbs/pulg.2, incluyendo compresores, recipientes y tuberías de conducción debidamente seccionadas y de diámetro adecuado.

2.- Almacenamiento o abastecimiento de agua para la barrenación, tubería de conducción, debidamente seccionada con una presión de 40 lbs/pulg.2 - 30 lbs/pulg.2 y de diámetro adecuado.

3.- Lineas eléctricas de alumbrado, debidamente identificadas, así como los accesorios de sockets y focos, para líneas de alumbrado adecuado en el tramo excavado, así como en la zona de trabajo, de calibre adecuado.

4.- Líneas eléctricas de corriente trifásica, para equipo de bombeo y ventilación y en general para motores de corriente alterna, de calibre adecuado 2300 V/440 V/220 V.

5.- Línea de tubería de ventilación, debidamente acoplada para evitar fugas en la misma, de diámetro adecuado.

6.- Escaleras de emergencia (caracol o inclinadas), unicamente deberá haber un tramo de 6.00 mts. de escalera marina para llegar a la zona -- propiamente de trabajo.

El procedimiento general hacia abajo descrito (convencional) tendrá como va-- riantes en su ataque, de acuerdo con el equipo de barrenación y rezagado que - se ocupe, dependiendo desde luego del programa de ejecución de una obra de es- te tipo, valor de obra, dimensiones, tanto en sección como en profundidad.
En esta parte debe ejemplificarse gráficamente una instalación de superficie de una lumbrera, mostrando además las variantes en cuanto a equipo de barrena- ción y rezaga.

CONVENCIONAL: Perforadora de piso ó perforadora sobre orugas (sistema).
Rezagado a mano con pala.
Rezagado a máquina con cargador neumático sobre orugas - (EIMCO 630,632).

CRYDERMAN: Perforadora de piso
Perforadoras automáticas (4) montadas especialmente ó de giro.

RYDELL: Brazo o brazos hidráulicos tipo retroexcavador para carga del bote o botes (características Cryderman) montados bajo una plataforma de operación o en las paredes de la lumbrera.
Perforadoras montadas (difters ó de giro).
Perforadoras sobre orugas (trackdrill o airtrack)
Rezagado con almeja montada con malacate y monoriel (característica Rydell).

Perforadoras de gran diámetro: Wirth (banqueo, cuando hay acceso por el fondo. Indicar el proceso de barrenación con perforadora para gran profundidad y - sistema de carga de explosivos.

Indicar el proceso de barrenación con perforadora de oruga 12 m- 15 m de profundidad y sistema de carga de explosivos.

Mencionar que tipo de explosivos y artificios se usan y procedimiento de carga (convencional) y con auxilio de aire comprimido..

Un fotógrafo debe tomar fotografías de las instalaciones de superficie, del tiro de la lumbrera y del fondo de la misma para proyectarlas y dar una mejor idea de lo comentado anteriormente, en lugar de croquis o esquemas de pizarrón.

Procedimiento de construcción de abajo hacia arriba.

Se consideran dos tipos de excavación en este procedimiento.

1. Cuando la excavación hacia arriba (contrapozo), tiene las dimensiones finales de la excavación (circular, rectangular, etc.).
2. Cuando la excavación hacia arriba (contrapozo), es la fase inicial del procedimiento, es decir, se excava una lumbrera cuya sección queda dentro de la - sección definitiva. Al llegar este contrapeso a la superficie, se iniciará la fase final de excavación, que consistirá en el banqueo de arriba hacia abajo, a la sección de proyecto, descargando directamente en el contrapeso. El producto de la excavación, tanto del contrapeso, como del banqueo, se recogen en la parte inferior de la lumbrera en el piso del túnel o bien en una tolva, de donde se carga a camiones que transportarán este producto al exterior. -- (Caso de casas de máquinas subterránea o desarrollos mineros).

En los dos tipos de excavación hacia arriba, existen dos procedimientos generales que son:

a).- Convencional clásico

b).- Mecanizado.

En este caso también deberá tomarse en cuenta el programa, costo, etc., para la - elección del procedimiento.

a).- Convencional clásico:

Desde luego se hace otra vez hincapié que debe haber acceso a la base de la lumbrera (Tingambato, Apulco, Infiernillo, etc.)

En este caso la sección de contrapeso (como dimensiones definitivas o como primera etapa según el caso), se divide en dos secciones.

a1.- Sección de acceso e instalaciones.

a2.- Sección de almacenamiento y rezagado.

a1.- Sección de acceso e instalaciones.

Normalmente es de una área igual a la mitad de la sección de contrapeso.

Por esta sección, se subirán las instalaciones de aire comprimido, de agua, ventilación, corriente eléctrica (monofasica y trifasica), acceso de personal a través de una jaula, que es izada por medio de un malacate, y un juego de poleas. Con esta jaula también se suben los materiales que se utilizan para ir formando las dos secciones que se indicaron.

a2.- Sección de almacenamiento y rezagado.

Esta sección esta formada por la división entre las dos secciones y la pared rocosa. Esta sección comunica en la parte baja, con el acceso, de tal manera que por ella, baja el material producto de la excavación.

El proceso de construcción es como sigue: (considerando una etapa ya iniciado el contrapozo).

La excavación en la parte superior tiene una sección igual a la de toda el contrapeso, pero al ejecutar la voladura, la sección de acceso. queda taponada provisionalmente, de tal manera que habiendo extraído algo de material de la sección de - almacenamiento, exista un volúmen vacio para recibir el producto de la voladura. El tapón se coloca inclinado hacia esa sección, para facilitar la caida del material a ésa y evitar que se destruya. Después de ejecutada la voladura, deberá extraerse un volúmen calculado en función de la longitud barrenada, la sección del - contrapozo y el coeficiente de abundamiento adecuado. Si se extrae voladura mayor que el calculado y no se tiene cuidado de inspeccionar la parte superior, se corre el peligro de que el material se "encampane", siendo esto sumamente peligroso. Una vez extraído este volúmen, se remueve el tapón, subiendo entonces el personal y materiales para formar la siguiente doble acción. Normalmente tratándose de una obra provisional se usa pra formar esta división y el forro de la misma, madera común con escuadrías de 8" x 8" para las presas de marco, y 2" x 8" ó 10" para el forro.

Debe hacerse en esta parte un croquis del conjunto y después una serie de esquemas, indicando el proceso mencionado de construcción. Por otra parte deben citarse los procedimientos:

Clásico { Sección simple / Sección doble } Perforadoras de espiga

Jaula izable a través perf-malacate

Alimak - Sección simple

b).- Mecanizado Perforadoras con brocas especiales, para barreno piloto y posterior ampliación con broca de gran diámetro.

Perforadora con broca de gran diámetro.

Perforadora con broca tipo sierra ó de barril.

Con este sistema (entendiéndose que hay acceso por el fondo), se perforará un barreno piloto desde la superficie con una perforadora especial. Una vez comunicada esta perforación en la parte inferior se montará la broca o conjunto de brocas ó cortadores montados sobre una rueda giratoria. En estas condiciones se irá recortando el resto de la sección de excavación y se recogerá, la barra o eje de giro desde la superficie. En este caso el barreno piloto, sirve para dar paso a la barra de giro exclusivamente.

Si se hace la perforación de este barreno ó lumbrera piloto de mayor tamaño, entonces la perforadora principal avanzará autosoportándose en las paredes de la excavación terminada y la rezagada caerá a fondo de la excavación, a través de la lumbrera piloto.

REVESTIMIENTO DE CONCRETO.-

El revestimiento de concreto puede ser:

1.- Concreto simple.

2.- Concreto reforzado.

3.- concreto lanzado.

Dentro de las tres categorías el procedimiento de revestimiento puede ser:

a).- De arriba hacia abajo.

b).- De abajo hacia arriba.

a).- De arriba hacia abajo.

Este procedimiento se utiliza cuando el terreno es inestable o intemperizable a corto plazo. En este caso se usarán tableros de madera o de

lámina convencionales, para que el concreto después de 2-3 ciclos de excavación, se proceda a un ciclo re revestimiento de concreto (simple, reforzado). Se presupone que en el terreno inestable se debe haber hecho uso de algún procedimiento de protección de la excavación, (ademe metálico, pernos de anclaje ó soporte, concreto lanzado primario).

b).- De abajo hacia arriba.

Normalmente este procedimiento se utiliza, cuando la lumbrera ha sido excavada en buen terreno (con o sin protección) en toda su profundidad y normalmente se hace con cimbra deslizante (simple o reforzado). Este tipo de cimbra, puede utilizarse, aún en el caso a), antes de que la lumbrera, quede totalmente terminada en excavación, es decir, si se excava un tramo de 50 m, se puede decidir de revestir este tramo con cimbra deslizante pra después proseguir con la excavación, hasta completar otro tramo de 50 m. Inmediatamente después se reviste con la cimbra deslizante hacia arriba a ligar con el tramo anterior y así sucesivamente.

No se ampliará más sobre el revestimiento de concreto en lumbreras, ya que el principal tema es la excavación.

No únicamente el proceso de cimbra deslizante es el usado pra el revestimiento de concreto de lumbreras, sino que también se usa el sistema de cimbra auto-avanzante como la que se usó en Apulco, Puebla o bien en caso de lumbreras que usaron para alojar tubería de presión, se usa esta como cimbra y rellenado al derredor con grava graduada. Posteriormente y a medida que se van colocando los tramos de tubería, se inyecta el mortero a través de ésta, formando lo que se llama PREPAKT O COLORETE.

Problemas durante la excavación.

Estos se pueden clasificar en general en:

1.- Problemas comunes.

Son todos los que se relacionan íntimamente con el ciclo de trabajos y que deben contemplar con:

a).- Cantidad de trabajo.

b).- Calidad del trabajo.

c).- Costo del trabajo.

d).- Mantenimiento del equipo.

e).- Seguridad del trabajo.

Estos problemas comunes, como todo problema, representan en uno ó varios de los conceptos citados, dando lugar a una elevación de los costos.

La forma más conveniente de controlar este tipo de problemas, es con un control muy rígido de los tiempos aprovechados y los tiempos perdidos en cada ciclo durante el día, en base a los tiempos elementales teóricos o bien éstos más un 20% ó 30 %. Sin este control, nunca podrá el superintendente detectar cuales son -- las causas del tiempo perdido que afecta al trabajo.

Son los que se relacionan con el tipo de roca o formación rocoso por la que atraviesa la excavación. Esta condición, trae consigo la necesidad de protegerla con alguno de los procedimientos siguientes:

a) Ademe (serán de madera o metálicos)

Aunque genéricamente este ademe, quiere decir, cualquier tipo de protección, que se haga a la excavación, en este caso particular, se refiere a la protección de ésta por medio de elementos de madera o fierro estructural en forma - de segmentos que se apegan en lo posible al perímetro de la sección de excavación, separados entre si una distancia conveniente de acuerdo con la escuadría

de la madera o fierro estructural que se usa para formar el ademe y de acuerdo con alguna estimación de cargas que actuen sobre estos. En el caso de utilizarse fierro estructural se elimina el número de segmentos, usando elementos rolados de tal manera que se reduce el número de piezas y se facilita su colocación. En ambos casos (madera ó fierro) estos elementos de protección se llaman marcos. Estos marcos formaran el ademe definitivo o temporal según se requiera y como parte de la excavación, deben quedar en línea y nivel de acuerdo con el proyecto. En el caso específico de las lumbreras, estos marcos se colocan al terminar la limpia de la excavación y antes de iniciar la barrenación siguiente, de tal manera que queden apoyadas sobre el piso, facilitándose su colocación. El espacio entre la parte interior del marco y el terreno natural (que de ninunga manera queda regular) se retaca con madera formando " huacales" que transmiten las cargas al marco y que son fijados firmemente con cuñas de madera. Este retaque nunca debe fijarse con clavos. En el caso del ademe de madera, los segmentos sí se ligan entre si con clavos, así como los separadores entre los marcos, pues no hay otro modo de hacerlo. En el caso de los marcos metalicos la liga de los segmentos se hace con tornillos, completándose si es necesario con soldadura.

Al iniciar el ademe de este tipo, en una lumbrera, deberá colocarse un marco fijo firmemente (de acero o de concreto) y del cual se ligan los marcos siguientes hacia abajo, independientemente de que queden fijos con anclas de fierro o simplemente fijados por presión del retaque y cuñas de madera. Estos marcos principales se les da el nombre de"marcos madrina". Normalmente cada 10-20 m se coloca ó se construye un marco de estos, de tal manera que en un momento dado, y a determinada profundidad, no todo el ademe queda suspendido del primer marco madrina.

b).- Pernos de anclaje.

Estos elementos de protección consisten en general de una varilla de fierro liso, o corrugado y que en general se hace trabajar a presión, quedando fijas en un extremo dentro de la masa de roca ó a través de un barreno perforado previamente de longitud y diámetro adecuados, y el otro extremo con cuerda, fuera de la roca, y en donde es posible aplicar la tensión a base de un par adecuado (lbs-pres) por medio de una llave de impacto.

Colocados estos pernos perimetralmente en la sección y de longitud adecuada a una separación conveniente, producen un arco de roca autosoportante.

Los pernos de anclaje son de dos clases principales: (aunque recientemente se han desarrollado otros tipos, principalmente para terrenos suaves).

b.1) Pernos de expansión.

b.2) Pernos de fricción o inyectados.

En una o en otra clase, es necesario, efectuar pruebas cuando no se tiene experiencia, aunque a veces es evidente el uso de unos ú otros.

b.1) Pernos de expansión.

Estos a su vez se dividen en el tipo común que se puede fabricar en obra, y que es el de cuña y el otro tipo ya generalizado de fabricación especial y que es el de concha de expansión.

Describir en esta parte unos y otros, indicando su uso y ventajas y desventajas.

b.2) Pernos de fricción o inyección.

Estos pueden ser desde simples varillas corrugadas con longitudes entre 2.00 m-3.00 m, introducidas en un barreno perforado en la roca y que, provisionalmente ha sido llenado de mortero fresco.

El patrón de colocación es el mismo que en los pernos de expansión (tipo SN). Una variante de este tipo es el tipo PERFO. El otro tipo de pernos de fricción es el que en un perno de expansión, que se complementa con una inyección de mortero. En este caso, perforando el barreno den diámetro y longitud adecuadas, se introduce el perno que lleva un tramo de manguera de PVC de igual longitud que el perno mismo y por el que se inyecta el mortero.

La manguera sirve de respiradero para evitar que quede aire atrampado y no se llene el barreno correctamente ahogando toda el ancla.

(En algunas ocasiones no se debe llenar mas que cierta longitud del barreno como en pernos de anclaje muy largos). Otro tipo más sofisticado en el que la manguera larga sirve para hacer la inyección, taponándose la boca del barreno. La manguera corta de PVC, sirve de respiradero. Una vez fraguado el mortero, coloca la placa y tuerca y rondana esférica, y se tensa el perno, de acuerdo con las especificaciones, deducidas de las pruebas previas.

En los dos casos de anclajes (a) y/o (b), se pueden ligar éstos con malla "Ciclón" ó bien con tramos de solera de fino de "4-6" x 1/4". El diámetro de los pernos será de acuerdo a las necesidades y el material o fierro será de alta resistencia ó resistencia normal. (4400 kg/cm2 ó 2200 kg/cm2). Este sistema de protección de la excavación, se completa también con concreto lanzado.

c). Concreto Lanzado:

El concreto lanzado como protección de la excavación en la actualidad, es un elemento de suma importancia, en todo tipo de excavaciones, en donde, además de elemento de soporte, sirva de elemento contra el intemperismo.

Como su nombre lo indica, es un concreto que se coloca con el mismo principio de la "gunita", únicamente que, además de arena, se usa grava, que puede ser hasta de 1/2" es decir, el cemento, la arena y la grava convenientemente dosificadas y mezcladas en

seco y colocados en la máquina lanzadora, son proyectadas por ésta neumáticamente a través de una manguera de alta presión y resistencia al desgaste, en cuyo extremo hay colocada una boquilla (chiflón) en donde se agrega el agua, en cantidad adecuada, para que de acuerdo con la posición en que se coloca, tenga el concreto terminado la característica de tener resistencia deseada, con el mínimo de rebote (normalmente este rebote es del orden de 25% -50%). Con objeto de disminuir éste y además lograr la condición de fraguado rápido, se utilizan aditivos acelerantes, ya sea en forma de polvo ó bien en forma líquida. La dosificación se hace en función del peso del cemento utilizado (2%-1%).

Describir un sistema de concreto lanzado para una lumbrera, utilizando los mismos elementos que se usarían en el túnel (Instalaciones en Superficie). Método Squeesecrete (Quick-set shotcrete System).

3.d.1.3) Bombeo:

Normalmente y siempre es de esperarse problemas de manejo de agua en filtraciones en las excavaciones subterráneas, pero se intensifican más cuando se trata de una lumbrera, por la condición del área tan reducida de trabajo y que una aportación de agua por pequeña que sea, no tiene otra salida que no sea a base de bombeo. Es por esta razón que para prevenir este tipo de problemas, deberán hacerse los sondeos, necesarios para obtener un perfil estratigráfico, purebas de permeabilidad, flujo de agua, determinación del nivel fréatico, etc., con objeto de planear y decidir el procedimiento de ataque y en especial, si queden determinados ó previstos problemas con manejo de agua. Normalmente se excavará sin problemas de esta índole hasta el nivel freático. De este nivel en adelante, si no se han previsto estos problemas, la excavación puede retardarse considerablemente. Si las aportaciones no son importantes, pueden manejarse éstas a base de bombas centrífugas en traspaleo ó bombas de pozo profundo encami-

zadas, para formar un cárcamo artificial o bien un cárcamo excavado en la roca. El sistema deberá siempre ser doble, sin considerar reserva (debe haber siempre como mínimo un sistema de reserva), con objeto de que a medida que se profundiza la excavación, se pueden efectuar las - maniobras de adicionar tuberías y accesorios a las bombas de pozo profundo. Se puede considerar que con este sistema se pueden manejar sin grandes problemas, hasta unos 140 l.p.s. Un caudal mayor que este, causa problemas serios que requieren de tratamientos especiales.

Citar en qué consisten los sistemas de traspaleo y bombas de pozo profundo, ejemplos : Interceptor, Emisor - (Sistema con bombas centrífugas únicamente y sistema con bombas de pozo profundo y centrífugas).

3.d.2).- Problemas Especiales

3.d.2.1).- Terrenos Inestables.-

Se resuelve normalmente a base del ademe en general ó tipo de protección indicado en 3.d.1, (Problemas comunes).

3.d.2.2).- Exceso de agua.

La única forma, es con instalaciones especiales de bombeo y el equipo necesario al 100%, más todo del que se pueda disponer, y aún así, se piensa que no es económico tratar este problema únicamente a base de bombeo, dando lugar a los tratamientos.

3.d.2.3).- Tratamientos.-

Estos son procesos especiales cuando las condiciones citadas en 3.d.2 .1 y 3.d.2.2., resultan críticas, es decir, fuera - de control normal de los procedimientos de excavación y que generalmente se resuelven, dejando estos procesos a firmas - especializadas en estos tratamientos, tanto por el equipo co

mo por el personal con mucha experiencia que se requiere, pues de otra manera los resultados son totalmente desfavorables. Estos tratamientos, en general son muy costosos y requieren mucho tiempo.

Los tratamientos más comunes y que se aplican a la excavación de las lumbreras, son:

a).- Abatimiento del nivel fréatico:

Consiste en que, de acuerdo con los sondeos, perfil estratigráfico, permeabilidad, nivel fréatico, etc, se concluye que.

a-1).- La permeabilidad es tal que se puede lograr un flujo del agua a través del material por el que atraviesa la excavación.

a-2).- Que con las pruebas de bombeo que se efectúen se puede determinar la posibilidad de abatimiento.

En general, el procedimiento consiste en la perforación previa de un mínimo de 3 pozos perimetrales fuera de la sección de excavación de la lumbrera, es decir, de 3 m a 5 m fuera del perímetro de esta. El diámetro de los pozos será de acuerdo con los cálculos previos de capacidad de bombeo, de acuerdo con los con la permeabilidad determinada.

La potencia de los motores eléctricos estará desde luego en función de la carga hidrostática y el caudal de bombeo.

Es necesario que el bombeo se inicie hasta que esté toda la instalación de bombeo, para poder efectuar la medición y recolección completa de datos. Además, es necesario, si la

lumbrera no se revisa sucesivamente , de contar con alguna uente de abastecimiento de energía eléctrica de emergencia. Cuando se toma la decisión de abatir el nivel freático, es referible que se quede un poco sobrado, en cuanto a carga hidrostática, potencia de motores y número de pozos. La descarga de las bombas debe regularse con válvulas, de tal manera que los niveles piezométricos y dinámicos dentro de los pozos mismos ó pozos piezométricos se conserve el mismo y por debajo del fondo de la excavación de la lumbrera.

Si existe alguna aportación por el interior de la lumbrera, ésta se manejará con el sistema convencional de bombeo.

b).- Inyecciones:

b-1) Inyecciones previas a la excavación.-

Se hace mención únicamente de que la disposición de los pozos de inyección es semejante a la del abatimiento, y tomando en consideración los perfiles estratigráficos, se harán uno ó dos anillos perimetrales concéntricos con la lumbrera. La técnica normalmente utilizada es la de tubos de manguito (COLETANGE). El proceso es especializado y por lo tanto, como quedó indicado, debe ser efectuado por firmas especializadas.

b-2) Inyecciones durante el proceso de excavación.

Este proceso puede ser, simple ó especializado, dependiendo de la predicción con respecto a las filtraciones esperadas ó en cuanto a la competencia de la roca ó material que se excavará. En el primer caso, la inyección la puede realizar el

contratista general a base de lechadas de agua-cemento, con viscosidad apropiada y con equipo más o menos convencional.

En el segundo caso, la inyección se hace con el equipo de inyección desde la superficie, con una planta de fabricación y control de mezclas, más elaborada. Las perforaciones se hacen siguiendo diagramas previamente elaborados y en muchos casos usando aditivos (geles, silicatos, acelerantes de fraguado, retardantes, dispensores, etc.).

c).- Aire Comprimido.-

Consiste en formar una cámara cerrada en la excavación que tiene acceso a través de dos cámaras, una para la rezaga y otra para el personal. La presión en la cámara formada entre la frente de excavación y la mampara en donde se instalan los comportimientos ya mencionados, puede ser hasta de 25 lbs/pulg. 2- 30 lbs/pulg.2 para casos muy especiales y al nivel del mar, y los tiempos de trabajo efectivo serán del órden de 4.00 hrs. y la descompresión de otro tanto. Las presiones para trabajo, en que el aire comprimido únicamente se usa como auxiliar del abatimiento de nivel fréatico, no exceden de 10 lbs/pulg.2 - 14 lbs/pulg.2, y aún así las reglamentaciones deben ser sumamente rígidas. El problema clave, cuando se trabaja en aire comprimido, es hacer que los reglamentos se cumplan y que las instalaciones básicas y auxiliares sean siempre de primer órden. Las consecuencias de no cumplir con el reglamento trae consigo enfermedades (bends) a largo plazo (Nitrógeno en la sangre). Es más fácil lograr en sí el trabajo físico por parte del personal que hacer que se cumpla el reglamento. La presión necesaria, cuando se trabajo condiciones de aire comprimido, será para contrarestar, parcial o totalmente infiltracio-

nes de agua dentro de la excavación.

En lumbreras, se hace también uso de la campaña (Caisson) para -- efectuar la excavación, en ciertas condiciones muy especiales (casos de pilas de puentes, etc).

c).- Congelación.-

Este proceso consiste en que, de acuerdo con el perfil estratigráfico, nivel freático, flujo, permeabilidad del terreno, etc., que se obtienen de los sondeos, se hace una serie de barrenos perimetrales (semejantes al proceso (a) y (b), en la que se introducen los - bulbos de congelamiento, se conectan a la planta de nitrógeno ó al muera, y se inicia el proceso de abatimiento de temperatura, de tal manera que se logra la congelación en un cilindro de una área y una profundidad, que permite la excavación en material congelado, dejando una pared también congelada y que no permite el paso del agua. - El proceso deberá mantenerse durante todo el tiempo que dura la excavación y revestimiento de la lumbrera. El proceso aparentemente resulta muy costoso y normalmente se acepta como última solución a un problema de agua en una excavación subterránea. Muchas veces se prefiere correr los riesgos del ataque convencional y a la larga resultá más costoso y más dilatado que si se hubiera utilizado el proceso de congelación.

En los trabajos de desarrollo de minas, el proceso es bastante conocido y se usa a menudo, pero localmente.

3.e.).- Equipo Básico.

Habiendo establecido que el procedimiento de excavación de una lumbrera puede ser:

3.e.1).- De arriba hacia abajo.

3.e.2).- De abajo hacia arriba.

Además de que en ambos casos cada procedimiento tiene dos etapas:

3.e.1.1.) Primera etapa de inicio de la excavación.

3.e.1.2.) Segunda etapa de prosecución de la excavación.

Para facilitar el entendimiento del equipo que se usa en cada procedimiento y sus etapas correspondientes, se analizará éste en forma tabular siguiente:

		Exc. sección completa.	Revest. de concreto.
3.e.1. De arriba hacia abajo.	3.e.1.1.- 1a. Etapa	Compres. Fort Perfor. de piso. Grúa p. manteo. Rezaga a mano. Botes de 1 m 3. Camiones de volteo.	Cimbra convencional. Cimbra deslizante. Botes para concreto Bombas p. concreto.
	3.e.1.2.- 2a. Etapa	Compres. portto estac. Perf.piso, perf. sobre oruga,jumbro, integrales. Rezag.s/orugas, almejas,brazos hidráulicos. Botes guiados. Torre manteo y tolva. receptora. Malacate de manteo. Camiones de volteo.	Cimbra convencional. Cimbra deslizante Cimbra autopropulzada. Botes para concreto. Bombas para concreto.
3.e.2. De abajo hacia - arriba.	3.e.2.1.- 1a. Etapa	Exc. contrapozo Compres.Planta previa Perf. espiga. Malacate pers. y maniobras Alimak Perf. gran diámetro. Cargador. Cam. de volteo.	No se reviste de concreto
	3.e.2.2.- 2a. Etapa	Exc. banqueo Compres. part. Perf. piso jumbo. Perf. integral. Malacate maniobras y personal Cargador. Camiones. Locom. y carros mineros.	Idem. 3.e.1.1. y 2. 1a. y 2a. Etapas

3.f.).- Diagramas de barrenación

El diagrama de barrenación es un dibujo en donde se muestra

a). La sección a excavar (Línea A, Línea B).

b). Distribución de los barrenos para producir la excavación en cuanto a la sección de proyecto, como en profundidad por voladura.

c). Distribución de los tiempos de retardo, por zonas, para lograr una mejor fracturación del material excavado y una sección excavada lo más apegada a las Líneas A y B indicadas en el proyecto.

d). Distribución en planta de la cuña que se usa así como el resto de los barrenos en el plano de la misma

e). Cargas explosivas en la cuña y barrenos auxiliares en el mismo plano.

f). Número de barrenos total.

g). Número de estopines de cada tiempo (Dalay ó M. S.)

h). Coeficiente de barrenación.

i). Consumo promedio de explosivos y estopines, de acuerdo con el diagrama.

j). Otros datos que se estiman necesarios.

Los diagramas que se dan cuando se inicia una excavación de lumbrera, son tentativos y deben modificarse ó ajustarse a las circuntancias realmente encontradas en la práctica, pero siempre es necesario tener un diagrama básico, para poder ajustarlo ó modificarlo

Los tipos de cuña que se consideran en estos diagramas son:

a). Cuña piramidal.

b). Cuña en V.

c). Cuña de barrenos quemado.

d). Cuñas dobles ó multiples según lo requiera la sección de excavación

Los diagramas de barrenación, en cuanto a la distribución de los barrenos y cargas explosivas, deberán estar calculados con las siguientes - fórmulas empíricas, en donde:

cf= Carga de fondo.

cc= Carga de columna.

V = Distancia a la cara libre.

E = Espaciamiento (90°con respecto a V)

d = Diametro del barreno en el fondo.

H = Longitud total barreno -0.3 V - (Altura banco).

Q = Carga total por barreno.

Entonces: (ver la teoría de estas fórmulas, refiéranse al Rock Blasting Handbook, I, II. III de Atlas Copco).

Símbolo:	Unidades:	Carga fondo:	Carga columna:
c_f	kg/m.l.	$\frac{d^2}{1000}$	0 4 a 0.7 de c_f
l.	m.	1.3 V	H-2.3 V
Q.	Kg.	$1.3\ V\ \frac{d^2}{1000}$	0.3 a 0.7 de c_f (H-2.3 V)

En la realización de un diagrama de barrenación, físicamente es necesario que se siga este, pues de otra manera no se podrá determinar qué correctivos aplicar si sucede algunas de las cosas siguientes:

a). Rezaga poco manejable (mala fragmentación).

b). Barrenación quedada (mala conexión eléctrica, etc.)

c). Eficiencia muy baja (relación entre la longitud barrenada y avance de la misma.

d). Sección mal cortada (sobre-excavación o peines).

e). Explosivo mal retacado (bajo rendimiento en avance).

f). Mala distribución de tiempos, etc.

3.g). Ciclo básico de trabajo:

En las excavaciones de lumbreras y en general en los trabajos de excavaciones subterráneas, las operaciones que se realizan son sucesivas, aunque en algunos casos puede haber traslape de las mismas, pero en muchas ocasiones estos traslapes de operaciones para reducir tiempo, resulta contraproducente, pues las operaciones hechas de esta manera crean cierto grado de interferencia que se traduce en bajo rendimiento por ciclo.

Las operaciones del ciclo són:

a). Barrenación.

b). Limpieza de la barrenación.

c). Carga del explosivo (dinamita y estopines).

d). Conexión eléctrica.

e). Retiro de equipo y personal (sobrestantes elect. y ag).

f). Voladura.

g). Ventilación.

h). Movimiento del equipo de rezaga.

i). Rezaga.

j). Movimiento del equipo de barrenación.

k). Ademe (operación que depende del tipo de que se trate).

Sin embargo, para fines prácticos y análisis rápido de un ciclo éste se puede simplificar en los siguientes conceptos:

a). Barrenación y limpieza de la misma.

b). Carga de explosivos y conexión.

c). Retiro, voladura y ventilación.

d). Rezaga.

e). Movimiento de equipo.

f). Ademe (idem).

Como las operaciones son iguales o semejantes entre excavación de lumbreras y túneles, al pasar a capítulo correspondiente, se tratará en detalle las consideraciones sobre el cómputo de los tiempos elementales. (ver instructivo para realizar las operaciones en el ciclo de excavación de un túnel para el proced. de barrenación y voladura. -- Anexo).

4. T U N E L E S :

4.e). Procedimiento General de construcción;

4.3.1).- Excavación.

El procedimiento de excavación queda fijado prácticamente por el proyecto del mismo y desde luego, lo indicado en - 4.b). 4.c) y 4.d), pero principalmente los dos últimos. Además, y muy importante es el programa fijado para la excavación. Por otra parte, el procedimiento estará íntimamente ligado al tipo de terreno en donde se excave el túnel, dando orígen a dos tipos generales de excavaciones.

4.e.1.1). Excavación en roca.

4.e.1.2). Excavación en terreno suave.

4.e.1.1). Excavación en roca;

Los procedimientos para excavación en roca (4.e.1.1) podemos dividirlos en:

a). Convencional ó sección completa.

b). Media sección superior y banqueo.

c). Convencional y túnel piloto.

d). Perforadoras integrales (moles).

Descripción general del procedimiento (a):

Cuando se emplea.- Cuando la roca es de buena calidad, que no necesita soporte ó bien requiere localmente protección.

Descripción general del procedimiento (d):

En qué consiste.- Son perforadoras del tamaño de la sección del túnel y en que no se usan explosivos sino que a base de presión en la frente, la roca se fragmenta. Actualmente son para rocas con resistencias de 10,000 lbs/pulg^2 a 25,000 lbs/pulg 2. Son máquinas muy sofisticadas.

Cuándo se emplean. Cuando se conoce la geología a lo largo de la localización del túnel. De otra manera puede resultar un fracaso total.

Cómo se emplea.- A base de un sistema hidráulico central que opera todos los mecanismos de la perforadora. La roca fragmentada se recoge y se transporta con una banda a carros mineros.

Resultados.- En rocas suaves muy buenas, con avances de 0.50 m/h a 3.00 m/h. El contenido de cuarzo en la roca afecta mucho el avance.

4.e.1.2). Excavación en terreno suave.-

Los procedimientos para excavación en terreno suave (4.e.1.2) se puede dividir en:

a). Convencional para tramos locales (uso de tablestacas, etc.)

b). Escudos.

Descripción general del procedimiento (a):

Cuándo se emplea.- Cuando hay zonas locales de roca alterada y en que prácticamente se excava a mano con equipo neumático.

Cómo se emplea.- El procedimiento convencional es a base de tablescas que se hincan a base de golpe con equipo neumático ó con un 'toro". Para secciones medianas y grandes se usa un conjunto con el procedimiento de media sección y banqueo

Resultados.- El resultado es en general satisfactorio, cuando se trata de zonas locales, pero cuando son tramos ó longitudes largos, resulta inapropiado y deberá buscarse otro procedimiento, ó bien mejorar las condiciones del terreno a base de inyecciones sucesivas.

Descripción general del procedimiento (b):

En cuanto a este procedimiento, indicaremos únicamente en general, en qué consiste, ya que se tratará por separado, como tema específico.

El equipo consiste en cilindro de lámina de acero rolado a las dimensiones del túnel por excavar. La sección delantera forma el costado, la parte central es en donde van montadas las plataformas de operación y la parte posterior ó cola del escudo, en donde, con auxilio de un brazo ó brazos erectores se arman los anillos formados de segmentos de concreto prefabricado ó de acero. El escudo tiene en su parte frontal una serie de gatos que se operan a baja presión, para que en conjunto, con tableros de madera, poder cubrir todo la frente en un momento dado, además de que sirven de plataforma para efectuar la excavación de arriba hacia abajo, con auxilio de martillos neumáticos. En la parte posterior del escudo se alojan los gatos de empuje que impulsan el escudo hacia adelante. En la parte posterior, en la zona central inferior, existe una compuerta que se levanta durante la erección del anillo, no permitiendo que el producto de la excavación invada la zona de trabajo. Una vez colocado el anillo, se abate esta compuerta y se inicia el proceso de carga del material de excavación por medio de un cargador que carga directamente a carros mineros o bien a camiones a traves de una banda transportadora. El proceso de excavación normalmente no requiere uso de explosivos. Este proceso es contínuo. A veces se requiere abatimiento del nivel freático y aire comprimido a baja presión. Este tipo de escudos pueden ser abiertos, semiabiertos ó cerrados.

Los escudos cerrados pueden ser: rotarios u oscilantes.

4.d.).- Problemas durante la excavación:

Habiendo tratado con cierto detalle los problemas de excavación en lumbreras, en el capítulo correspondiente de túneles se presentará en forma tabular, ampliando sobre el tema posteriormente.

4.d.1). Problemas comunes.

4.d.2). Problemas especiales.

4.d.1). Problemas Comunes:

4.d.1.1.). Terreno inestable localmente (caídos).

a).- Marcos metálicos o de madera.

b).- Pernos de anclaje (expansión, fricción, bulbos etc).

c).- Concreto lanzado.

4.d.2). Problemas Especiales:

4.d.2.1.). Terreno inestable por presencia abundante de agua, y terreno alterado intensamente.

Bombeo.

Inyecciones.

Tratamientos especiales, (geles, silicatos)

Abatimiento de nivel freático.

Aire Comprimido.

Congelamiento.

4.e. Equipo Básico:

El equipo básico para la excavación de un túnel depende del procedimiento de ataque. En general constará:

4.e.1). Planta de Fuerza:
- Corriente eléctrica.
- Casa de compresores.
- Casa de bombas (agua de barrenación).

4.e.2). Conducción
- Tubería para aire comprimido.
- Tubería para agua de barrenación.
- Tubería para ventilación.
- Conducciones Eléctricas.
  - Alumbrado (monofasico 110 V).
  - Energía trifásica de alta y baj' tensión (2300 V/440 V/220V).
  - Líneas telefonicas.

4.e.3). Patios.- (Con vías, tiraderos, talleres, oficinas, almacenes, hospitales, comedores campamento, etc).

4.e.4). Equipo de Barrenación:
- Convencional.
- Perforadoras integrales.

4.e.5). Equipo de Carga:
- Sobre rieles (rezagadoras).
- Sobre orugas (cargadores, palas, excavadoras de pluca corta).
- Sobre llantas (cargadores).

4.e.6). Equipo de acarreo:
- Sobre rieles (locomotoras diesel, eléctricas, carros mineros.
- Sobre llantas (camiones ligeros y pesados).

4.e.7). Equipo auxiliar:
- Bombas horizontales, verticales sumideros, etc.
- Transformadores.
- Cambios california, car-passer, cherry picker.
- Laderas fijas, pisos deslizantes, pisos navajo, etc

4.e.8). Equipo de emergencia:
- Contra incendio.
- Detectores de gases
- Corriente eléctrica (planta de emergencia).
- Transformadores (2300/440).
- Bombas (de todos tipos).

4.f.).- <u>Diagramas de Barrenación</u>:

Ya quedó definido en el capítulo de lumbreras, por lo que; no se repetirá esta defincion.

El diagrama de barrenación básicamente está formado por tres partes·

a). Una sección en donde se muestra en sección la distribución de los barrenos con su respectiva secuencia de tiempo en los estopines eléctricos.

b). Una sección en donde se muestra la zonificación de las cargas de explosivos, es decir, que no todos los barrenos con el mismo tiempo, se deben llenar con la misma carga y viceversa.

c). Una planta en donde se muestra un corte horizontal del tipo de cuña indicando la distribución de la carga explosiva.

d). Una sección en donde se muestre el diagrama de conexión eléctrica (series en paralelo).

e) Otros datos numéricos que se refieren a consumo de explosivos resultante en kgs/m^3; consumo de estopines en piezas/m^3; coeficiente de barrenacion en m.l./m^3; tabla con el número de estopines de cada tiempo, longitud de barrenación en m.l., etc.

4.f.1). Los diagramas de barrenación siempre serán tentativos y deberán corregirse de acuerdo con los resultados que se obtengan. Es necesario que con diagrama, al realizarlo físicamente se realice tal y como se indica. Inclusive, en cuanto a la conexión eléctrica, debe calcularse la resistencia en ohms para que al comprobar físicamente con un ohmetro, que la variación de la resistencia en el circuito no varié en más de 10% de lo calculado.

Los ajustes que haya que hacer al diagrama de barrenación, en estas condiciones, se podrán hacer fácilmente y la tendencia deberá ser, la de hacerlo óptimo, es decir, lograr el mayor rendimiento en avance por voladura, el mejor corte perimetral posible, de acuerdo con la sección de proyecto, el menor consumo posible de dinamita y estopines, el coeficiente menor de barrenación posible, sin detrimento de la fragmentación de la roca.

4.f.2). Los diagramas de barrenación constan de cuatro tipos de barrenos:

a). Barrenos de cuña.

b). Barrenos ayudantes.

c). Barrenos de corte (smooth blasting ó presplitiing).

d). Barrenos de piso.

4.f.3). Los diagramas de barrenación por el tipo de cuña que se usa, serán:

a). Cuña triangular.

b). Cuña de abanico.

c). Cuña piramidal.

d). Cuña de barreno ó barrenos quemados con barrenación paralela, exclusivamente.

4.f.4). Utilización de cada tipo de cuña:

a). Cuña triangular:	Secciones grandes perf pierna. Ladder drilling (60 m^2 en adel.)
b). Cuña de abanico:	Secciones muy alargadas longitudinalmente ó verticalmente
c). Cuña piramidal.	Secciones pequeñas en donde se usan drifters (perforadoras montadas).
d) Cuña de barreno quemado con barrenación paralela:	Secciones pequeñas en túneles piloto, drenaje ó exploración 4 m^2 - 6 m^2.

4.g). <u>Ciclo de Trabajo:</u>

Como en las lumbreras, en los túneles las operaciones que se realizan, por regla general son cíclicas, aún en los trabajos con escudos La excepción es cuando la roca es muy competente y se usan perforadoras integrales (moles).

4.g.1). Las operaciones básicas son para el sistema convencional:

a). Barrenación.

b). Limpieza barrenación

c). Carga de explosivos.

d). Conexión eléctrica.

e). Retiro de equipo y de personal.

f). Voladura.

g). Ventilación.

h). Movimiento de equipo de rezaga.

i). Rezaga.

j). Movimiento equipo de barrenación.

k). Ademe (operación que puede ser sucesiva ó traslapada, dependiendo del tipo que se utilice)

Para fines prácticos, las operaciones son:

a). Barrenación y limpieza misma.

b). Carga de explosivos y conexión

c). Retiro, voladura y ventilación.

d). Rezaga

e). Movimiento de equipo.

f). Ademe (idem - k).

4.g.2). Las operaciones básicas para un sistema de excavación a media seccion y banqueo, en donde no se usan explosivos, sino que se usa herramienta neumatica, son.

(normalmente se usa ademe metálico - cuatro secciones min.)

a). Excavación ranura sección superior

b). Colocación rastras de apoyo para la media sección ademe superior.

c). Colocación de piezas de ademe media sección superior y retaque de madera.

d). Remoción sección central de la media sección superior

e). Excavación banco.

f). Colocación piernas ó postes de cada marco.

g). Rezaga sección superior y banco con escrepas de mina ó cargador de oruga y carga a carros mineros ó camiones.

Como puede observarse en este sistema si se traslapan las operaciones convenientemente, la excavación resulta contínua. Estas operaciones requieren en algunas ocasiones la adición de la tornapunta, en cuyo caso es conveniente pensar a cambio - a sección circular de cuatro piezas, si las condiciones de carga son extremas.

4.g.3). Las operaciones básicas pra un sistema de excavación con un escudo de tipo abierto, son:

a). Escavación ranura superior con gatos frontales en posición y con mampara también en posición vertical

b). Retracción gatos de empuje

c). Transporte y colocacion de dovelas de concreto.

d). Extensión gatos de empuje para fijar dovelas.

e). Abatimiento de mampara.

f). Continuación de excav. y rezaga hasta terminación.

g). Empuje escudo.

h). Inicio nuevo ciclo.

También en este procedimiento, traslapado convenientemente las operaciones, la excavación se hace contínua (mencionar escudos Interceptores, 12 dovelas de 6.50 m. Ø exc. y escudo Metro, 3 dovelas 9.50 m. Ø exc).

Para reducir los riesgos de la excavación, generalmente se utiliza abatimiento de nivel freático por medio de bombeo a lo largo del alineamiento del túnel, localizados a tres bolillo, con separación conveniente entre sí y de las paredes de los túneles.

4.g.4). Las operaciones para un sistema de excavación con perforadora integral -- (mole), es prácticamente una sola operación y es la misma operacion de avance de la máquina autoavanzable y rezaga contínua, lo que produce una operación contínua de la excavación. Los avances dependen de la resis-- tencia de la roca y pueden ser de 3.00 m/h en rocas de resistencia hasta de 40,000 lbs/pulg. 2 de resistencia.

4.h). Revestimiento de Concreto:

4.h.1). El revestimiento de concreto es la fase final de una obra subte-- rránea, para que quede definitivamente en posibilidad de utilización y únicamente se complementará con los trabajos de inyección de contacto y en algunos casos de consolidación

4.h.2). El revestimiento de concreto puede ser;

a). Simple.

b). Reforzado.

4.h.3). Por el sistema de mezclado·

a). Planta estacionaria de concreto para mezclas dosificadas en seco - grava y arena. El cemento pesado se coloca en el mismo, como en comportimiento separado. El vaciado y mezclado del conjunto se hace en el interior del túnel en el tren de concreto.

b). Planta estacionaria de concreto para mezclas dosificadas y premezcladas, transportándose en carros remezcladores ó agitadores, vaciándose al tren de concreto.

c). Planta estacionaria de concreto para mezclas dosificadas premezcladas, transportándose en carros especiales colocadores, que se vacían en el tren de concreto.

d). Planta estacionaria de concreto para mezclas dosificadas y premezcladas, transportadas en camiones revolvedora y vaciadas a tuberías o bombas para concreto que lo colo-- can directamente en las formas (prácticamente en este - sistema no hay tren de concreto).

4.h.4). Por el sistema de colocación:

a). Con colocador neumático

b). Con bomba para concreto.

Debe, en esta parte extenderse el tema ejemplijifando los - tres sistemas indicados en (4 h.3).

4.i.). <u>Inyección</u>:

4.i.1). La inyección en un túnel debe ser por su objetivo:

a). De contaco y sello

b). De consolidación.

c). De relleno.

a). La inyección de contacto, como su nombre lo indica, es la que se hace únicamente para lograr una liga comple-

ta entre el concreto de revestimiento y la roca, a base de barrenación corta y mezclas económicas, presiones de 3 kg/cm^2 - 5 kg/cm^2.

b). La inyección de consolidación, es la que se hace para - lograr mejorar las condiciones de la roca en zonas locales en que la protección durante la excavación hubiera sido muy profusa y se hace a base de barrenación profunda y mezclas resistentes; presiones de 10 kg/cm^2 - 20 - kg/cm^2.

c). La inyección de relleno es la que se hace para no dejar vacíos los huecos grandes (caídos) que quedaran durante la excavación. Para esta inyección normalmente se dejan preparaciones que consisten en tubos de inyección y aeración (respiraderos). Excepcionalmente se requiere barrenación. Se deben hacer con mezclas muy económicas y a muy baja presión (de 1 kg/cm^2 - 3 kg/cm^2 máximo).

4.1.2). La inyección por el procedimiento para ejecutarlas, puede ser:

a). Con planta fija y bombas (premezcladas).

b). Con planta fija y bombeo local (mezclas secas)

No se abundará más en el tema y únicamente los párrafos anteriores son de carácter ilustrativo.

5. CASAS DE MAQUINAS:

Procedimiento General de Construcción:

5.1). Excavación:

El procedimiento de ataque de una excavación para una casa - de máquinas, es decir, profundidad sobre la superficie di-

mensiones y condiciones de la roca, programa de construcción, etc., se seguirán los que ya se han expuesto para la excavación de túneles y lumbreras en roca, con sus variantes correspondientes, de acuerdo con las dimensiones y forma geométrica de las excavaciones. Sin embargo, normalmente se ataca:

a). El túnel de acceso ó sea el que conecta del lugar adecuado en la superficie, con el nivel del piso de generadores, estableciendo una pendiente no mayor de 14%.

b). Un túnel auxiliar a la bóveda de la casa de máquinas, con las mismas condiciones de a) y que en algunos casos se utiliza para la salida de los cables eléctricos a la subestación de transformadores de superficie, cuando ésta existe, o bien directamente al patio de torres de distribución

c). Normalmente, es posible a través del túnel de acceso a casa de máquinas, hacer dos ramificaciones, una hacia el túnel de desfogue y otra hacia los túneles y lumbrera de presión.

d). El túnel ó túneles de presión también se atacan y se procura establecer, si es posible, un crucero inmediato a la zona de conexión entre estos túneles y la rama inclinada.

Establecidos estos frentes de ataque, a través de ellos, se extraerá el producto de la excavación.

Hay que hacer notar que sólo en casos excepcionales y de ro-

ca muy competente, la bóveda puede dejarse sin revestimiento de concreto. Normalmente, una vez que se termina la excavación de esta y antes de iniciar el banque hacia abajo, deberá hacerse el revestimiento de concreto de la bóveda. Inmediatamente, puede iniciarse el banqueo, haciendo primeramente barrenación de precorte (presplitting) en el contorno, para evitar en lo posible daños a las paredes, y a medida que se prosigue con el banqueo invariablemente deberán colocarse pernos de anclaje del tipo conveniente, completando con malla de alambre y concreto lanzado, si fuera necesario.

Un aspecto importante en este tipo de excavaciones, dado el número de excavaciones adyacentes del propio proyecto, así como los auxiliares, para su excavación, es la instrumentación adecuada y oportuna, para registrar el comportamiento de la roca antes y después de la excavación y hacer los reforzamientos y protecciones si se requieren, oportunamente.

(x)	Tingambato, Mich., México.
(xx)	Novillo, Son., México.
(xxx)	Infiernillo, Mich., México.
(xxxx)	Raudales, Chis., México.
	Churchill Falls,
	Kamano, Vancouver
	Starnosffors,
	Anchicayá,

en el caso de una casa de máquinas, el descuidar el aspecto de ventilación e iluminación, así como de protección adecuada, debe dictaminarse de negligencia y la responsabilidad no únicamente debe recaer en el -- contratista que ejecuta la obra sino en el contratante también.

5.4.2). Revestimiento de Concreto:

El revestimiento de concreto en una casa de máquinas subterránea, se-- guirá a la excavación, excepto como quedó indicado, el concreto que se coloca en la bóveda. Exceptuando este y otros concretos provisionales necesarios en algunos casos como protección, todos los demás seguirá - la secuela de iniciarse hasta que la excavación correspondiente esté terminada. De otra manera, habrá interferencias que provocarán ineficiencia en el trabajo.

El revestimiento de concreto en general, se colocará a base de:

a). Transportadores de concreto (camiones revolvedora).

b). Bombas para concreto.

c). Colocadores neumáticos.

d). Grúas y botes para concreto.

e). Bandas transportadoras

f). Por gravedad con tuberías o canalones.

Una vez terminado el revestimiento de concreto general, se proseguirá con los concretos de segundas etapas, ligadas íntimamente con el montaje electromecánico (carcasas de las turbinas, tubería de presión, válvulas, pozos y galerías de drenaje, etc).

COMENTARIO·

Es necesario que se cree en México, como se creó en todos los países que asistieron a la Conferencia de la OECD en Washington, la Sociedad ó Institución que se dedique a coordinar los estudios y proyectos de túneles. En México el campo es muy amplio, pero, desgraciadamente la falta de coordinación y probablemente la falta de recursos, han dilatado el desarrollo intensivo de túneles tan importante, como son:

TUNEL MEXICO - TOLUCA

TUNEL MEXICO - CUERNAVACA

TUNELES URBANOS, en donde apenas con los trabajos del Metro y de los Interceptores Profundos, los resultados de laboratorio se están llevando a la práctica.

En todas las grandes urbes, en donde el desarrollo de los túneles es urbano, para ferrocarriles de transporte colectivo, están en contínuo desarrollo. Es muy lamentable que en México todo esto esté regido por las políticas particulares de cada servicio y que retrasan la labor continuamente en este aspecto del desarrollo de un país.

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

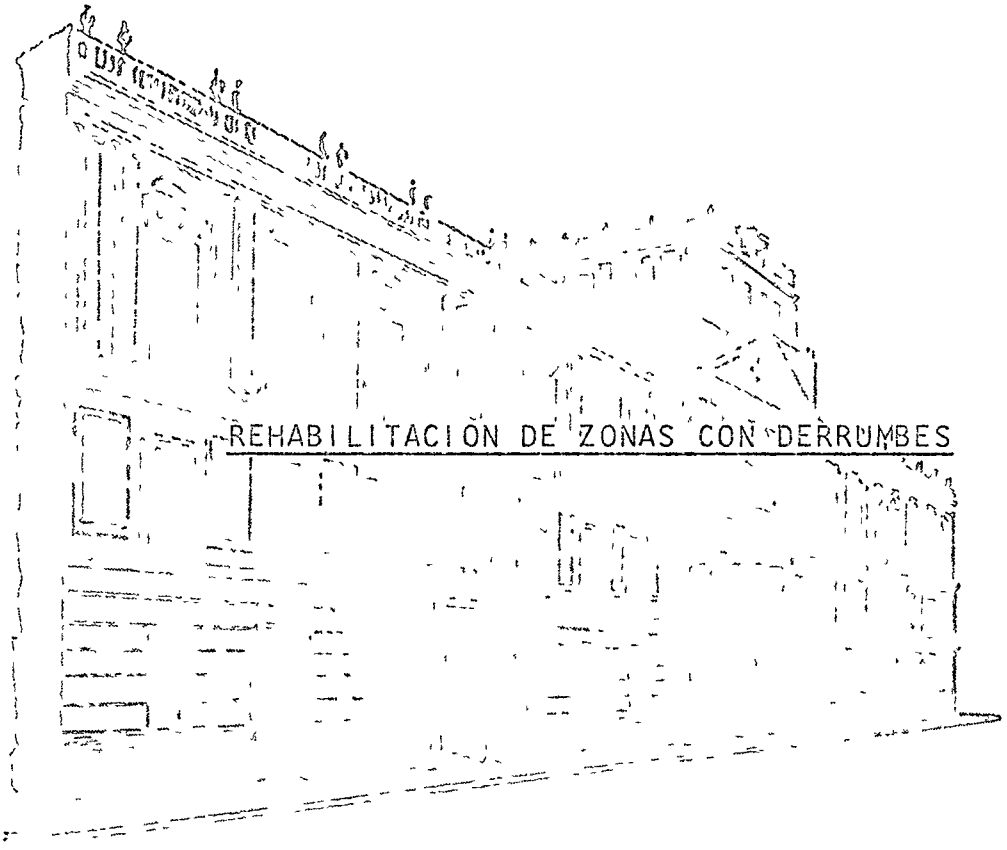
- Practical tunnel driving - Richardson and Mayo.
- Rock tunnelling with steel supports - Procter and White.
- Mining engineers handbook - Peele.
- Planning and Estimating underground excavations - Parker.
- Rock blasting - Langefors and kihlstrem.
- Tunnels and Tunnelling - Pequignot.
- The Art of Tunnelling - Szechy.
- Shaft sinking and tunnelling - Symposium.
- The Drilling of Rock.
- Catálogo JOY de ventiladores avivane.
- Catálogo SF de ventiladores aviales,
- Catálogo TUNNELS de Sika.
- Manual on Rock Blasting Atlas Copco.
- Proccedings TUNCON - 70 Johannesburg, S. A.
- Blsters Handbook - Du Pont.
- Blsters Handbook C.I.L.
- Manual de bombas para profundo Johnston Howe de México.
- Shotcrete - A. C. I.
- Rapid Excavation and Problems (Proceeding of the tunnel and shaft Conférence).
- Rapid excavation and tunnelling conference (RETC Proc AIME).

Compressed Air Handbook

- Construcción en roca.
- Mine Plant Colorado School of Mines.
- Symposium on Underground Rock Chambers ASCE 1971.
- Handbook of Mineral Dressing Taggart.
- Handbook of Heavy Construction Stubbs.
- Construction Planning and Plant Peurifoy.
- Shield and Compressed Air Tunnelling Hewetl & Johanesson
- Tunnel Shield for Subaquens Works Copper & Thwaite.
- Le Boulonage des Roches en Souterrain par A. Hugon et A. Costes.

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

EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES



REHABILITACION DE ZONAS CON DERRUMBES

Ing. Juan Manuel Escamilla Agea

Marzo 11 de 1977

REHABILITACION DE ZONAS CON DERRUMBES

Cuando se habla de derrumbe en la construcción de un túnel, se hace referencia a una invasión de material hacia el interior del mismo, en magnitud tal que impide los trabajos de excavación.

Pueden distinguirse algunos materiales susceptibles a derrumbarse que se mencionan a continuación.

1.- Zonas de falla geológica.

2.- Arcillas preconsolidadas, facilmente intemperizables.

3.- Materiales granulares, sueltos y saturados (limos, arenas y gravas abajo del nivel freático).

Cuando se excava un túnel en materiales similares a los indicados, será preciso realizar estudios lo más extensos posible, de geología superficial y subterránea, previos y durante la ejecución de la obra por medio de observaciones en sondeos y túneles pilotos, a fín de adecuar el método constructivo a los materiales que se van presentando.

En este capítulo se tratarán algunos casos y la forma en que se manejaron, en los cuales, después de un derrumbe se plantea el problema de restablecer el frente de excavación.

I.- Caido ocurrido al atravezar una falla compuesta por andesita muy fracturada, empacada en arcilla y en presencia de agua.

Previo al derrumbe empezaron a desprenderse bloques de roca, posteriormente se apreció filtración de agua que seguramente deslavó la arcilla y se -

generalizó un caído de 1,600 m3. aproximadamente. (Ver croquis 1).

Se procedió a instalar marcos de acero en la zona de trabajo de inyección, se lanzó concreto en clave y muros en dicha área, y se procedió a inyectar con mortero el material derrumbado, a fín de impartirle cierta resistencia. Finalmente, se procedió a rellenar el hueco dejado por el material caído.

Para proseguir la excavación se extrajo el material derrumbado hasta unos 10 m. del frente original. A partir de ahí se excavaron dos túneles pilotos de 1.80 x 1.20 x 1.50 los cuales llegaron hasta 5.00 m. después de la falla, a fin de observar físicamente el estado del material tratado, el cual se consideró satisfactorio y por lo mismo se procedió a completar la excavación de la media sección superior, instalando conforme se avanzaba marcos metálicos de 8" espaciados a cada 1.0 m. y lanzando concreto en espesor de 4" en toda la superficie expuesta. Para finalizar, se realizó el banqueo de la sección inferior y la prolongación de los pies derechos de los marcos. Los trabajos descritos anteriormente tuvieron una duración de dos meses y medio.

II.- Caído ocurrido en margas calcareas.

Este material queda comprendido dentro del grupo MH, que corresponde a limos de alta plasticidad, su peso volumétrico varía entre 1.6 y 1.8 t/m3., la resistencia en compresión simple está comprendida entre 8 y 25 kg/cm2., el contenido natural de agua varía de 35 a 45%, la densidad de sólidos es 2.5 y la relación de vacíos varía de 0.8 a 1.3, se encuentra 100% saturado y presentó poca expansibilidad bajo saturación, sin embargo, al aliviar la presión a la cual se encontraba sometido, el material se deformó.

./.

En el frente del túnel, el material presentó una consistencia de lutita, al perderla se alteró facilmente y se desintegró en forma de partículas pequeñas y bloques, registrándose un caido con un volumen aproximado de 1,500 m3. en una longitud de 40 m. y con una altura de 20 m.

Para la recuperación del frente se realizaron los siguientes trabajos.

1.- Colado de un marco de concreto reforzado para apoyar en el 14 gatos -- hidráulicos con 100 ton. de capacidad cada uno. (Ver fig. 2).

2.- Hincado de tubos telescópicos siguiendo el contorno del túnel, con el - objeto de recibir el material producto del caido, mientras se retiraba la rezaga bajo los mismos.

3.- A medida que se retiraba el material derrumbado, instalación de marcos metálicos y retaque de madera para recibir a los tubos.

4.- Las operaciones anteriores se realizaron a cada 5 m., a partir de donde se hincaba un nuevo tramo de tubo con diámetro ligeramente menor.

Los trabajos descritos permitieron restablecer el frente de excavación en 3 meses y medio. Posteriormente, mientras se excavó en estos materiales, se lanzó concreto en forma sistemática como parte del ciclo de trabajo, a fin de prevenir la intemperización de estos materiales y su derrumbe.

III.- Recuperación de lumbrera y túnel.

La lumbrera 3 del Emisor Central se excavó en tobas arenosas compactas con

...

poca aportación de agua. A partir de 50 m. de profundidad, el material se encuentra muy fracturado, y las fracturas rellenas en su mayor parte de arcillas bentoníticas.

Desde los 70 m. de profundidad la alteración de la roca fué notable, al grado de encontrarse convertida en una arcilla arenosa, y haberse requerido para la terminación de la lumbrera la instalación de marcos de acero a cada 50 cm., hasta 140 m. de profundidad aproximadamente. En el perfil adjunto se presenta la litología y los planos de falla inferidos a partir de las muestras de sondeos y de observaciones visuales en el campo. (Ver Fig. 3)

Terminada la excavación de la lumbrera, se procedió a iniciar los trabajos de excavación en túnel, los cuales se desarrollaron con gran lentitud debido a que se requirió instalar marcos de ademe a cada 0.60 m. Los empujes laterales eran de tal magnitud que fué necesario colar una losa de concreto y un arco para hacer trabajar en forma solidaria al conjunto. No obstante, el material estaba movilizado y fluyó hacia el túnel un volumen de 3,000 m3., compuesto de bloques de roca andesítica en una matríz de arcilla arenosa, que cubrió lo que se llevava excavado en túnel hasta tomar un talud de reposo de 10°.

La recuperación de la lumbrera y rehabilitación del frente de excavación se realizó siguiendo las siguientes etapas principales:

I.- Trabajos desde superficie.

Perforación de siete barrenos de 9" Ø, ademados en 6", para rellenar con mezclas gruesas la caverna dejada por el caido.

./.

II.- Trabajos desde lumbrera.

a) Relleno con grava hasta 3.00 m. dentro de la lumbrera para evitar fugas de inyección hacia el túnel y para apoyar una plataforma de concreto para realizar los trabajos de inyección.

b) Perforación e inyección.

1. Aureolas de ataguía (A, B, C) para contener el flujo de material hacia la lumbrera.

2. Aureolas de techo (K, L, M) para formar una boveda que impidiera la caida de material.

3. Aureolas de anclaje (I a IV), barrenos equipados con varillas de acero e inyectadas para dar una cierta armazon a la masa suelo-roca.

4. Instalación de inclinómetros para verificar la efectividad de la ataguía.

III.-Trabajos desde túnel:

Terminados los trabajos en lumbrera, se inició el ataque en el frente 2 - 3 en la siguiente forma:

1. Comprobación de la capacidad de la ataguía por medio de lecturas en los inclinómetros y con la ejecución de tres barrenos horizontales para conocer el espesor de la zona tratada por la ataguía.

2. Avance en media sección excavando con pala neumática y dejando un escudo de material tratado de 5.00 m.

./.

3. Tratamientos sucesivos de 16 m. de profundidad para avances de 12.00 m. (dejando siempre un tapón protector no menor a 4.00 m.) que interesaran un semicilindro con diámetro tal que cubra 3.00 m. sobre la clave y 2.00 m. abajo de la media sección.

4. Avance del túnel en media sección superior 12.00 m., excavando con pala neumática.

5. Tratamiento de media sección superior simultáneamente al tratamiento de la media sección inferior del tramo anterior.

Los pasos 3, 4, 5 se llevaron a cabo 3 veces hasta que se logró llegar a zona de roca sana.

Los tratamientos mencionados desde lumbrera y túnel tuvieron como objeto recomprimir el material derrumbado por medio de la inyección a altas presiones (de 30 a 50 kg/cm2), de mezclas de cemento-bentonita, en su mayoría, empleando el método de inyección conocido como de tubos de inyección o tubos de manguitos, mediante el cual es posible emplear una misma perforación debidamente protegida con dicho tubo, tantas veces como sea necesario para que la masa tratada alcance la presión estipulada. La recompresión o consolidación de los terrenos tratados se produce al crear con las venas de lechada, panales confinantes de la masa suelo-roca.

En el cuadro de estadísticas es posible observar la disminución de absorción a medida que se avanzó en los tratamientos, de cuyo análisis puede concluirse que el método de consolidación adoptado fué satisfactorio.

./.

Desde que ocurrió el derrumbe hasta que se pudo continuar normalmente la excavación del túnel transcurrieron 17 meses.

IV.- Suelos granulares saturados.

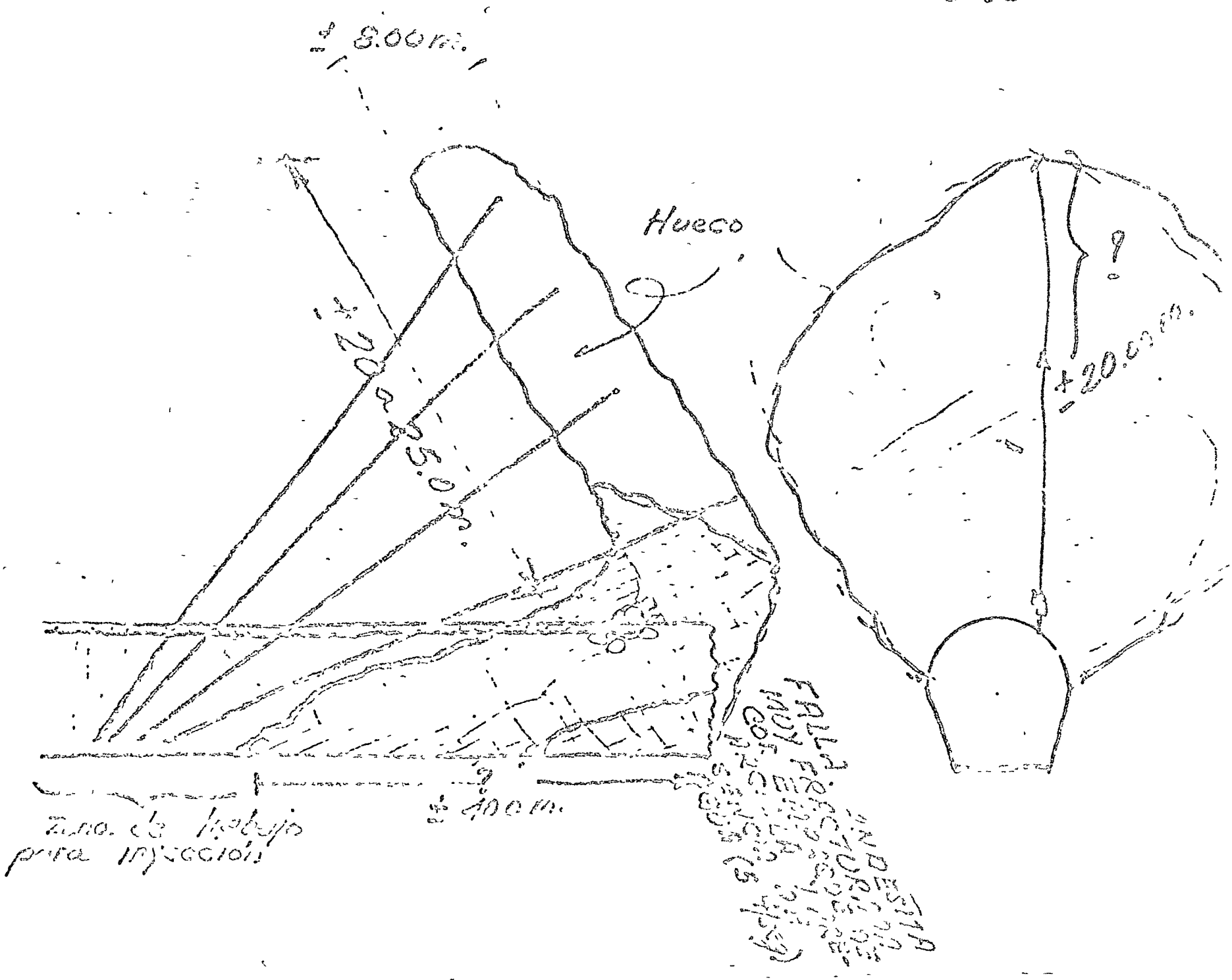
En este tipo de materiales se presentaron durante la excavación del Emisor Central, caidos impresionantes que obligaron a cambiar el trazo de un tramo de túnel y de una lumbrera, a la vista de lo dilatado y costoso que hubiera sido tratar de recuperar los frentes por medio de tratamientos de inyección mas o menos similares al explicado anteriormente.

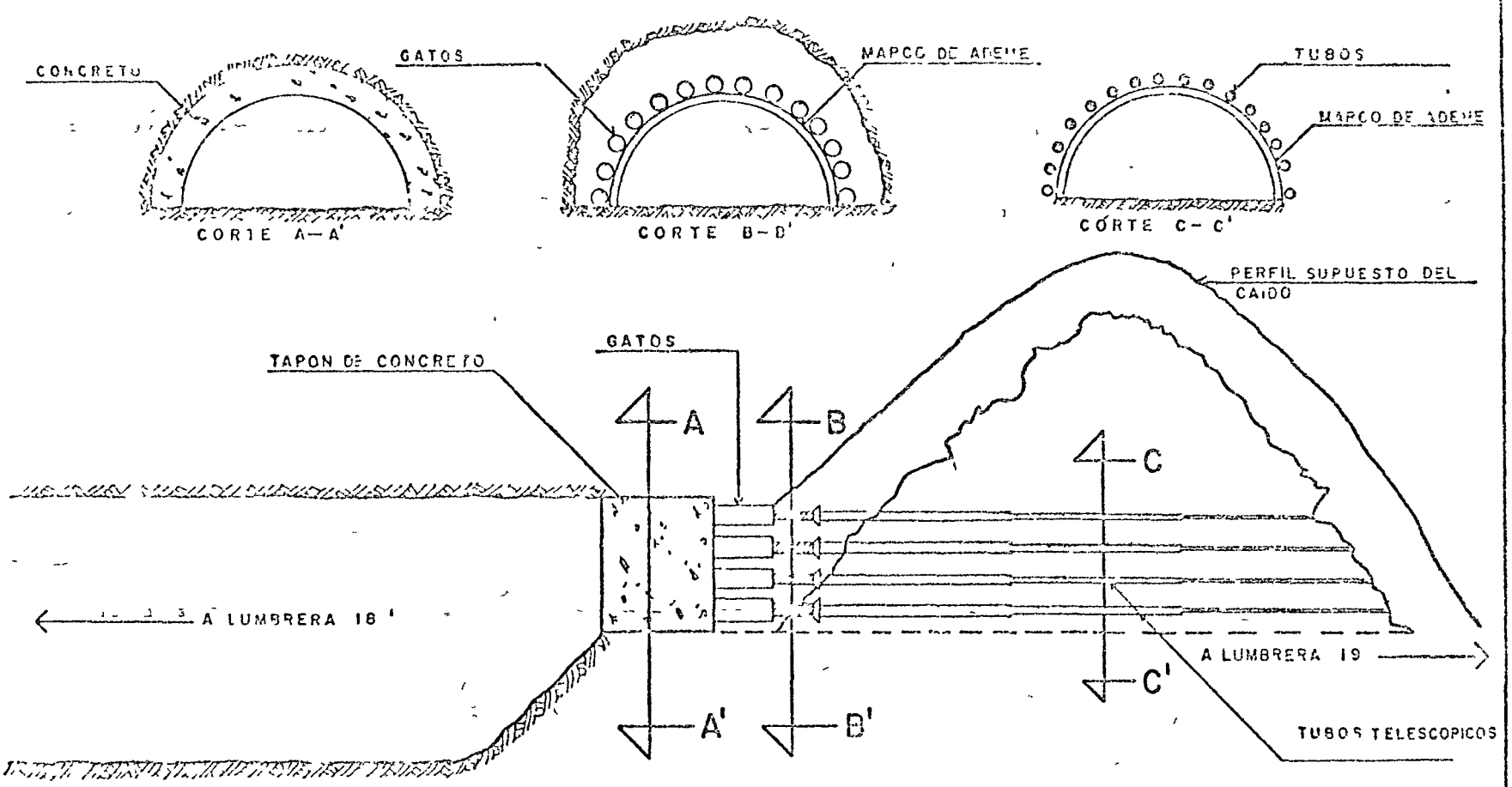
A cambio de ello, se optó por estabilizar los suelos por donde atravezaba el nuevo trazo por medio de abatimiento del nivel freático previo a la excavación, método que había sido probado ampliamente durante la excavación de los interceptores central y oriente, los cuales fueron excavados en este tipo de materiales gran parte de su recorrido.

CONCLUSIONES.-

Los derrumbes deben considerarse como accidentes que en lo posible hay que evitar ya que la rehabilitación del frente así como la suspensión temporal del avance de excavación, incrementan notablemente el costo de la obra, siendo en no pocas ocasiones causantes de la modificación del trazo del túnel.

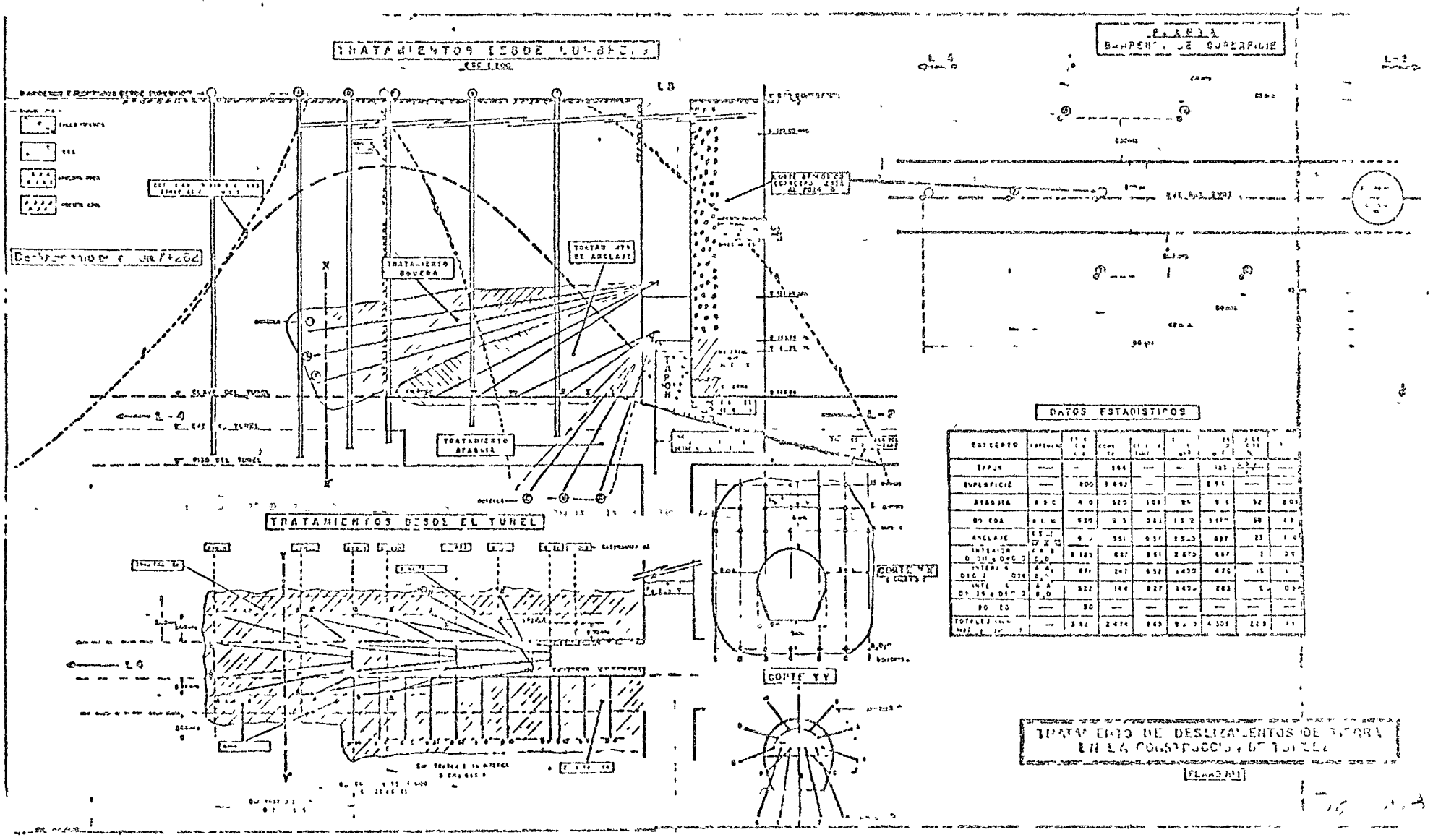
ING. JUAN M. ESCAMILLA A.


± 8.00m.
Hueco
+20.00m.
+35.00m.
+20.00m.
?
± 40.0m.
Zona de trabajo
para inyección
FALLA
INVERSA
CONCORDANTE
DESPLAZADA
(Falla)



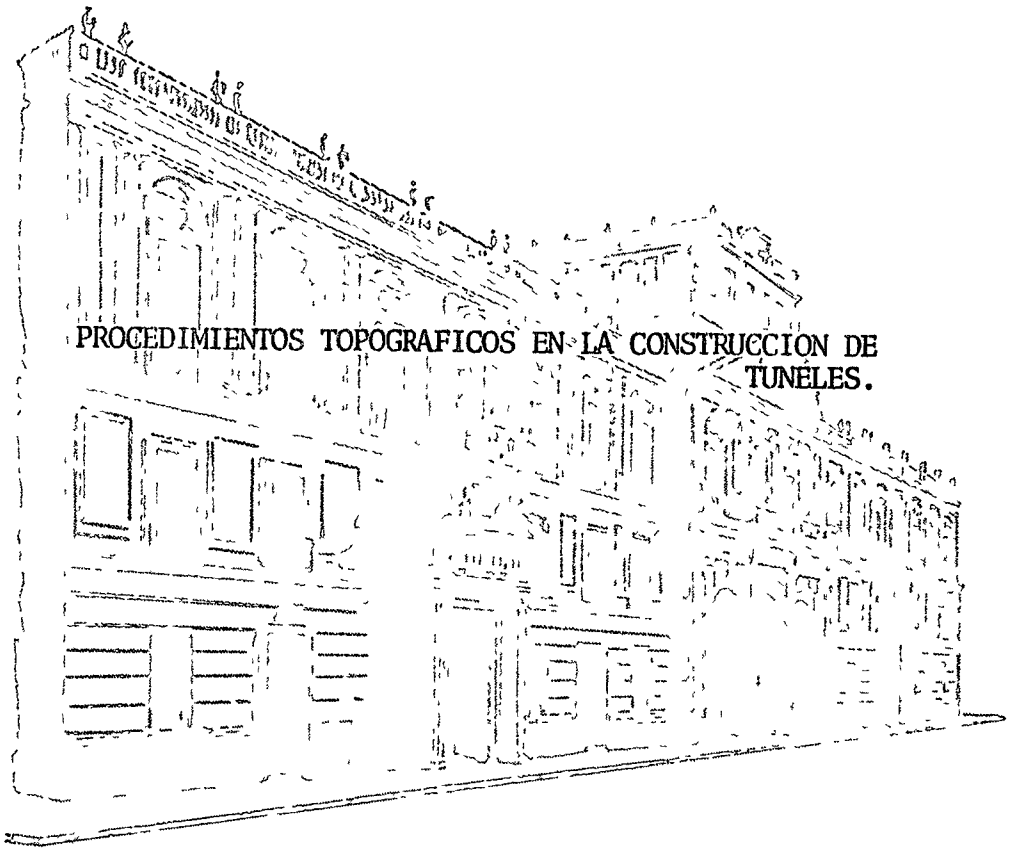
PERFIL DEL CAIDO EN EL TRAMO 18-19 Y PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION

Figura 3


TRATAMIENTOS DESDE SUPERFICIE
PLANTA
BARRENOS DE SUPERFICIE
TRATAMIENTO BOVEDA
TRATAMIENTO ATAQUIA
TRATAMIENTOS DESDE EL TUNEL
CORTE XX
CORTE YY
DATOS ESTADISTICOS
TRATAMIENTO DE DESLIZAMIENTOS DE TIERRA EN LA CONSTRUCCION DE TUNELES

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

EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES



PROCEDIMIENTOS TOPOGRAFICOS EN LA CONSTRUCCION DE TUNELES.

ING. LUIS JUAN ALCEDA H.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso México 1, D F. Tel. 521-40-20 5 Líneas

PROCEDIMIENTOS TOPOGRAFICOS EN LA CONSTRUCCION DE TUNELES

Por: Ing. Luis Juán Alceda H.

En todo tipo de obra, es necesario basarse en un sistema de ejes coordenados que sirva como apoyo inamovible para la construcción de dicha obra. Este apoyo nos servirá de base para la consecución de las distintas etapas de trabajo y tendrá como fin fundamental el de permitirnos llegar al final del proyecto de la mejor manera posible.

Los trabajos topográficos que se requieren antes y durante la ejecución de un proyecto pueden ser muy variables y distintos para cada tipo de obra, por lo tanto es necesario estudiar cuidadosamente el proyecto ejecutivo para diseñar la forma de trabajo y el equipo necesario que se debe considerar para su utilidad durante la construcción.

Estos trabajos de topografía, a los que todavía muchos Ingenieros les dan (equivocadamente) poca importancia son básicos; como comentario podría anotarse:

> No puede existir un buen proyecto sin una buena topografía, como no puede haber buena obra sin un buen proyecto.

En nuestro análisis relativo a túneles, debemos de considerar 2 tipos de trabajos:

1.- Trabajos Topográficos de Superficie

2.- Trabajos Topográficos en el Interior del Túnel.

Cabe hacer mención que estos últimos (trabajos topográficos en el interior del túnel) están apoyados en los resultados de los primeros, por lo tanto su veracidad -

dependerá del cuidado y precisión con que se hallan elaborado los trabajos de superficie.

1.- TRABAJOS TOPOGRAFICOS DE SUPERFICIE

Dentro de los trabajos topográficos de superficie deberán considerarse los que sirvieron de apoyo para la realización de un proyecto. A éste tipo de trabajos no nos referimos en virtud de que puedan ser demasiado amplios y por métodos muy diversos. Por lo tanto no entran en el tema que ahora nos ocupa, únicamente hablaremos de los trabajos de superficie que tengan relación directa con la construcción de un Túnel - que en algunos casos por supuesto serán muy semejantes a los que se hacen para un proyecto de obra.

Como punto de partida y dependiendo de la magnitud de la obra que se pretende - construir, se requiere conocer los vértices de triangulación que servirán de apoyo a la topografía de superficie y consecuentemente a la construcción del túnel. Basados en éstos vértices de triangulación y apoyándose en los datos de proyecto se procede a la localización sobre el terreno, del eje de trazo, estacando puntos (a) 20.00 M, ó menos para un terreno muy quebrado, se localizan también los accesos al túnel ya sean éstos lumbreras ó portales. Estos puntos prefijados, junto con el eje deberán - unirse por cada uno de sus extremos con un vértice de triangulación para tener una poligonal ligada en sus extremos, se verificarán los datos del proyecto comparándolos con los obtenidos en el cálculo de éstos trabajos preliminares para detectar posibles errores en uno y otro caso.

También es conveniente ejecutar 2 ó mas orientaciones astronómicas en los extremos de la poligonal del túnel y una intermedia en el caso de ser necesaria si el tú-

nel tiene una longitud muy grande.

Con respecto al equipo topográfico que se debe usar en ésta primera etapa, consistirá en tránsitos con lectura directa de 1 segundo. Nos servirán para medir los ángulos horizontales y verticales de la poligonal; para las mediciones de los desniveles podemos utilizar cualquiera de los niveles existentes en el mercado. Equipo electrónico para medir distancias, por ejemplo el Distomat DI-10; y equipo orientación (Giroscopo busca meridiano GAK1)

Como se vé los trabajos topográficos de superficie no difieren para el caso de túneles de los trabajos realizados para construir una carretera; un ferrocarril; un puente; un puerto, etc. y puesto que se trata del mismo trabajo y se utilizan los mismos tipos de aparatos, podríamos concluir que los trabajos en superficie para túneles, son los que tradicionalmente se han ejecutado para cualquier obra.

Debemos hacer una separación con respecto a los túneles:

a) Túneles con acceso de tipo portal, en los cuales los dos accesos al túnel están localizadas en forma de portal y en los que llevar una poligonal abierta dentro del túnel, según avanza la excavación, es una actividad relativamente sencilla.

b) Túneles de tipo minero en los cuales el acceso a ellos es a traves de lumbreras, algunas bastante profundas y que una vez que se llega al piso de la lumbrera, el túnel sale hacia dos lados directamente opuestos excavando simultaneamente, sin que se puedan llevar los aliniamientos dentro de esos túneles por los métodos convencionales.

En éste último caso, que es el que ahora nos ocupa, se deberan considerar ciertos procedimientos y métodos de trabajo un poco más complicados y apoyándose también del equipo mas sofisticado pero que nos permiten tener datos confiables y aliniamientos adecuados para la excavación de dichos túneles.

Una vez que se tiene totalmente definido el trazo superficial, medido y orientado, se procede a bajar la línea del eje en cada lumbrera. Dicho trabajo se puede realizar de varias formas, desde la mas rudimentaria hasta la mas segura y práctica.

El método mas simple y por lo tanto menos exacto es el método de los tanteos en el cual colocamos en superficie en la boca de la lumbrera un hilo reventón sobre la línea que se desea bajar. Enseguida, instalados en el piso inferior de la lumbrera y centrando nuestro teodolito aproximadamente abajo de la línea, auxiliándose de un juego de lentes acodados podemos ver hacia la boca de la lumbrera con el anteojo en forma vertical; en ésta posición movemos nuestro aparato hasta lograr la coincidencia del cruce de los hilos de la retícula con alguna parte del hilo reventón, en el momento que ésto suceda podemos considerar que el punto en el piso, que señala la plomada óptica del aparato, corresponde a un punto de la línea superficial; cambiando de lugar el tránsito ejecutamos la misma maniobra, cuando menos una vez más para tener el mínimo requerido que define una línea, que son dos puntos. Como se puede apreciar éste método es muy burdo, impreciso y tardado ya que para llegar a estar centrado exactamente en la proyección vertical de la línea se requieren muchos intentos.

Otro método, más práctico, es el de intersecciones de planos verticales; éste método es posible aplicarlo cuando la profundidad de la lumbrera no sea mayor de 10 veces su diámetro.

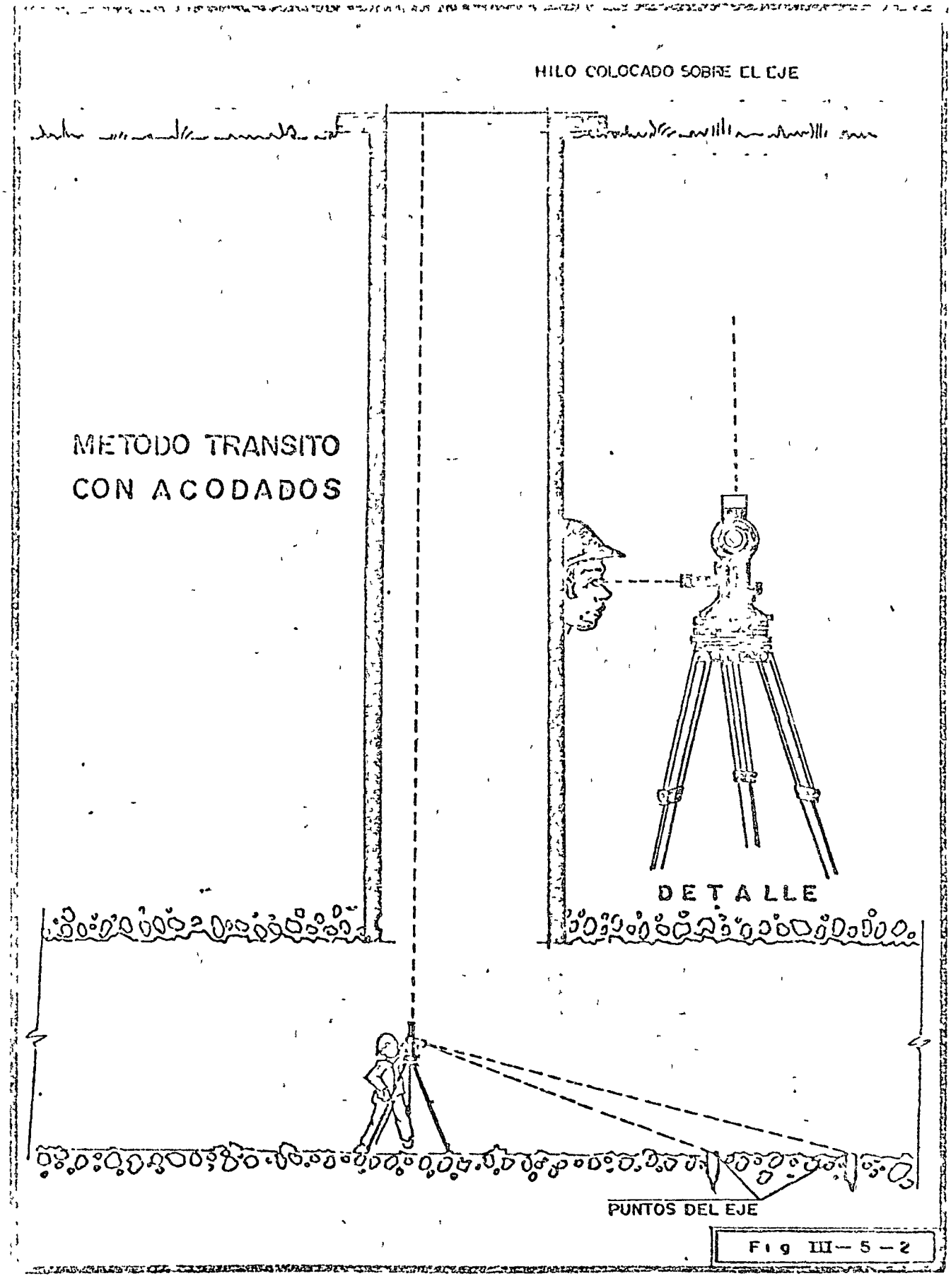
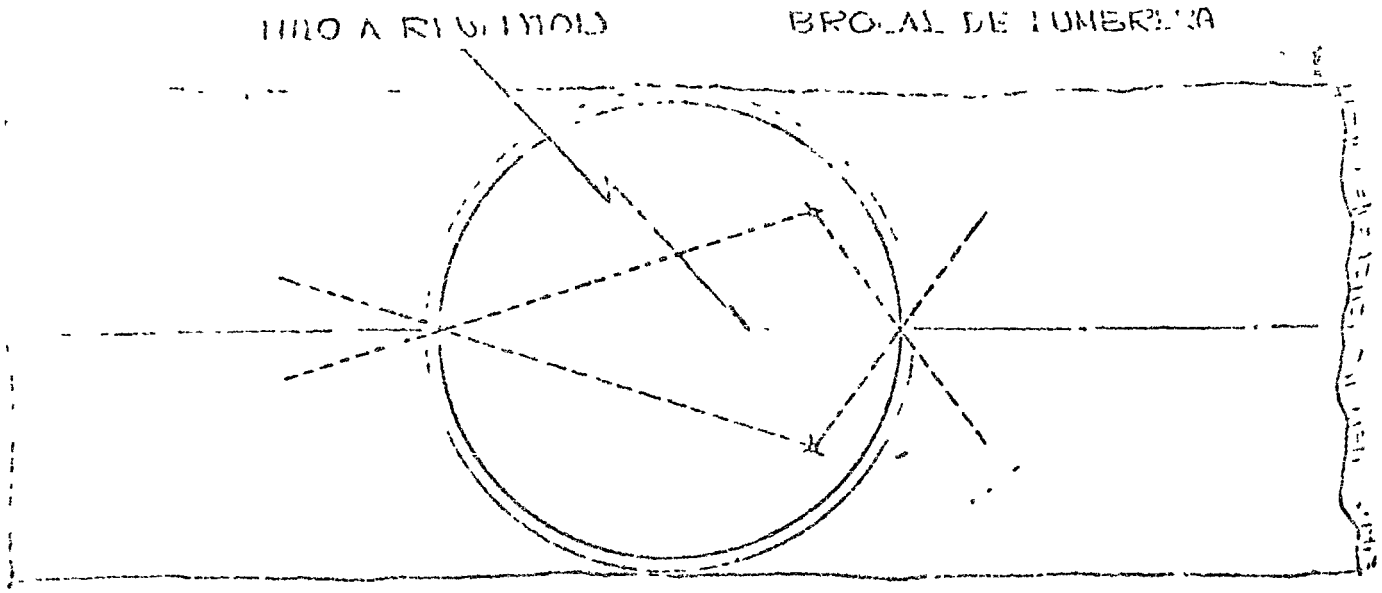

HILO COLOCADO SOBRE EL EJE
METODO TRANSITO
CON ACODADOS
DETALLE
PUNTOS DEL EJE

Fig III-5-2


HILO A PLOMO
BROCAL DE CHIMENEA

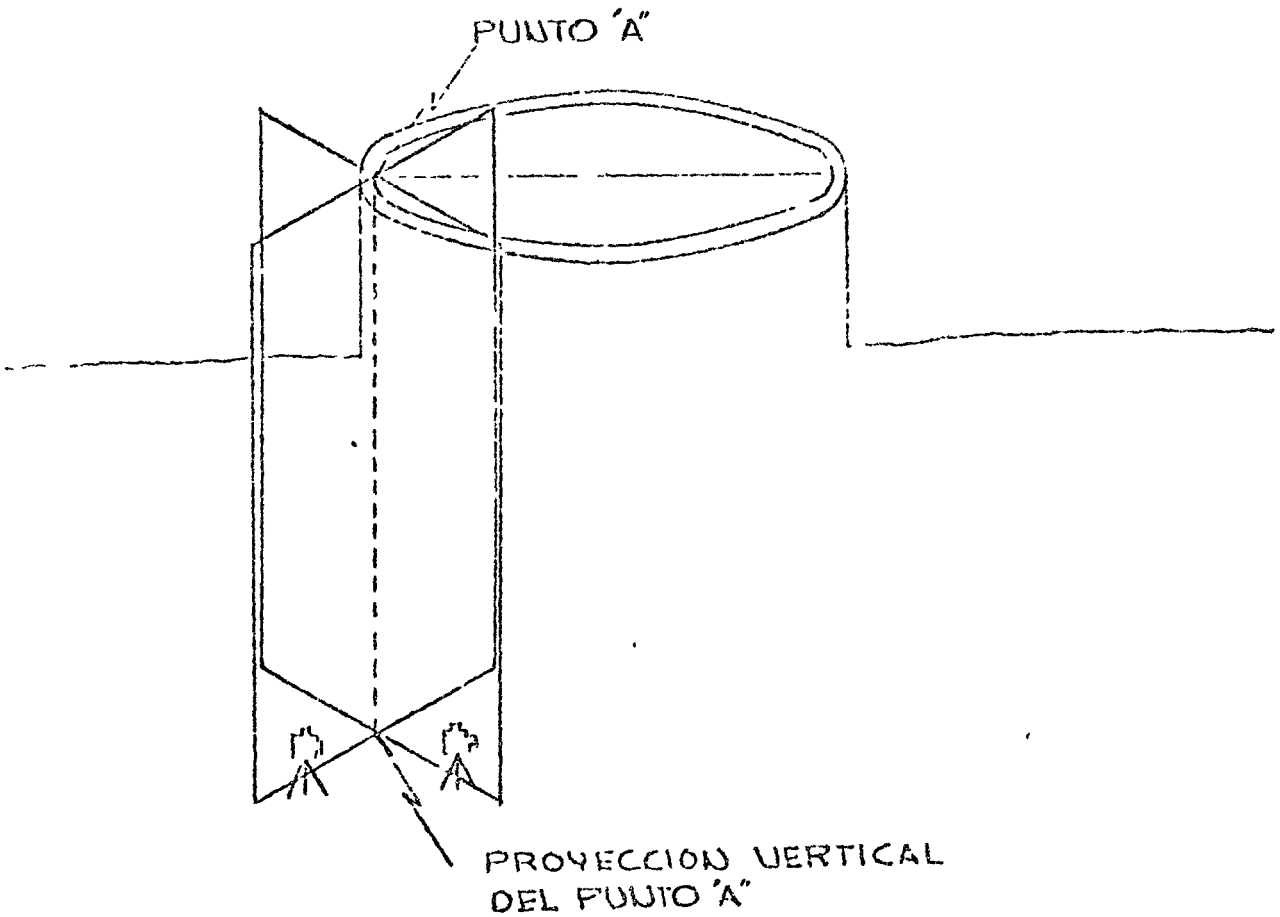

PUNTO "A"
PROYECCION VERTICAL
DEL PUNTO "A"

FIGURA 3

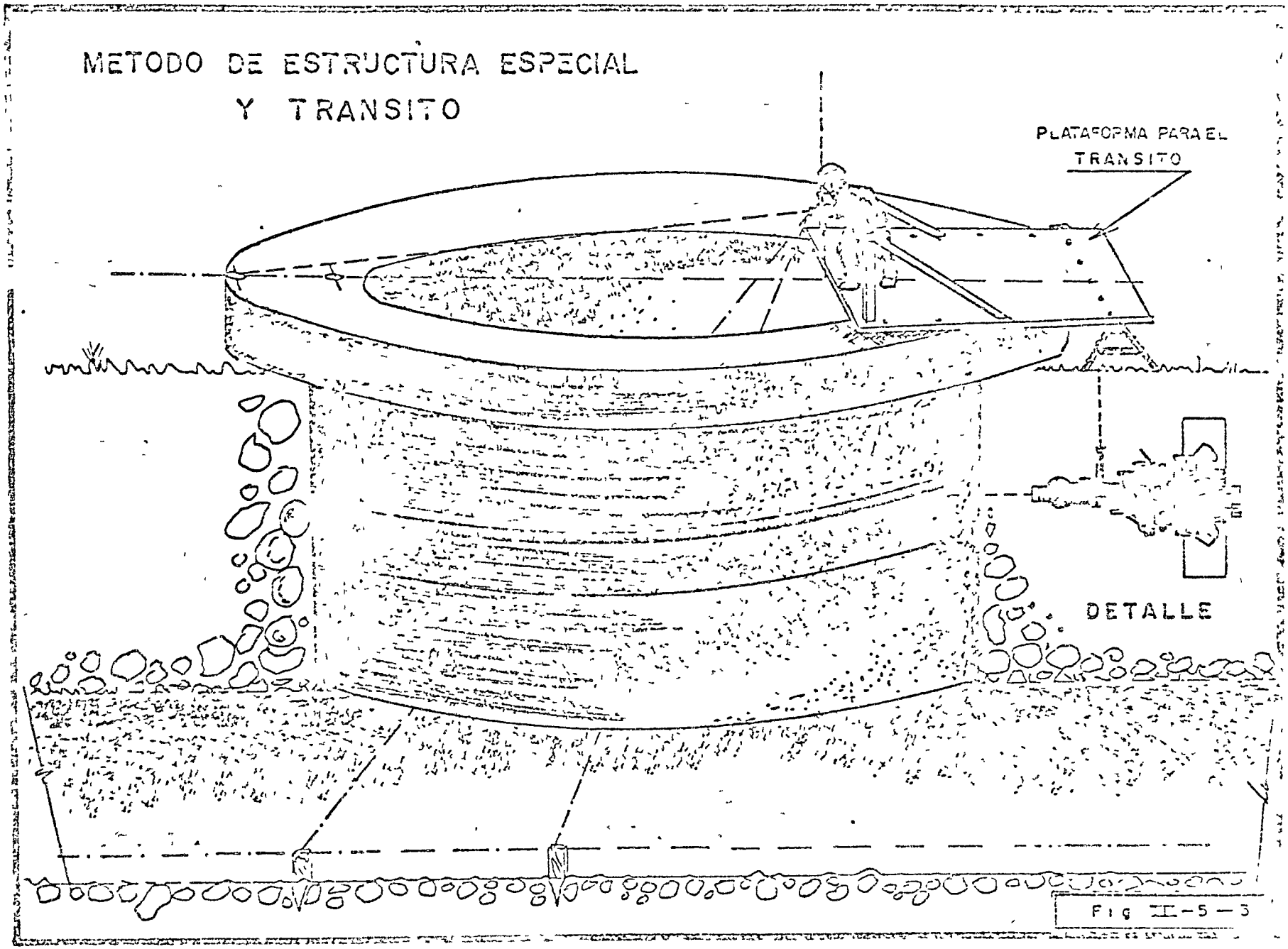

METODO DE ESTRUCTURA ESPECIAL
Y TRANSITO
PLATAFORMA PARA EL
TRANSITO
DETALLE

Fig II-5-3

Consiste este método en usar el mismo hilo reventón con dos pequeños nudos separados 4 metros (si el diámetro de la lumbrera lo permite), aproximadamente de tal forma que estando colocados en el piso inferior de la lumbrera y usando el juego de acodados visemos de dos puntos de estación diferentes cada uno de los nudos. Cada visual estará formando un plano vertical, con dos planos verticales estaremos definiendo una recta perfectamente vertical. El tercer plano (requisito indispensable para definir un punto en el espacio es el de 3 planos no paralelos) estará dado por el propio piso de la lumbrera quedando implícita la localización de los dos puntos del Eje del trazo que tenemos en superficie.

Existen otros métodos bastante mejores pero que requieren algunos de ellos, de una inversión adicional como es el de construir una plataforma especial (desarmable) que permita colocarla sobre el eje del trazo y sujeta a ella tendríamos un dispositivo para colocar el transito con su eje horizontal, alojando en un plano vertical. Esta forma es poco recomendable en virtud de estar trabajando el transito en forma diferente al que fué proyectado y construído, sin embargo la facilidad para bajar el eje de trazo es mucha comparada con los otros métodos analizados anteriormente en virtud de la ventaja al estar colocados en la parte superior de la lumbrera y sin interferencias de visibilidad como son las instalaciones propias de la lumbrera, y las molestias de las filtraciones de agua que en ocasiones forman verdaderos aguaceros.

La mejor forma de bajar el trazo es auxiliándonos de un aparato especialmente diseñado para ese tipo de trabajos. Se trata del anteojo CENIT-NADIR WILD ZNL utilizado para aplomar ópticamente en topografía. En éste caso, como se ve en la

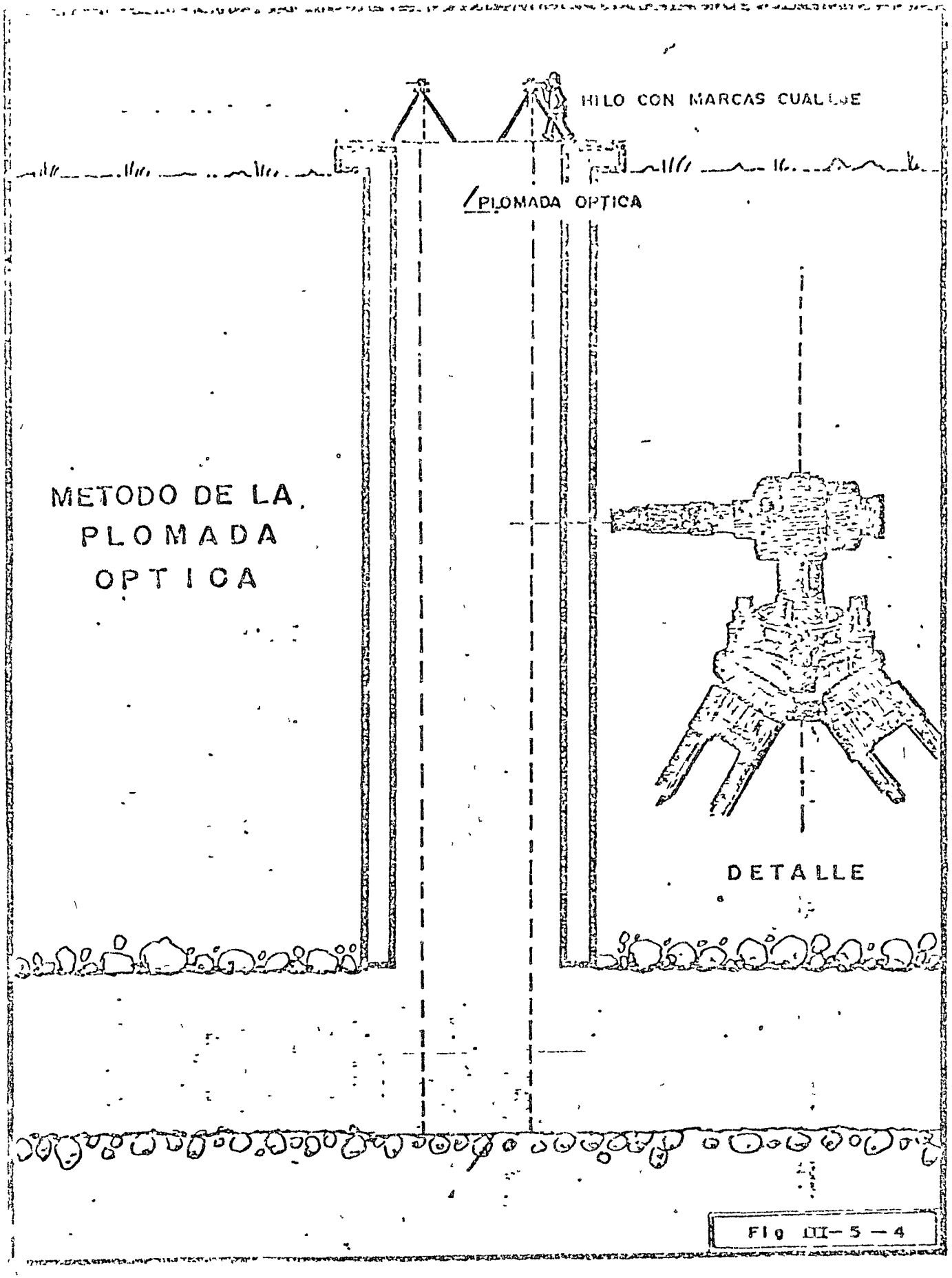

HILO CON MARCAS CUALQUIE
PLOMADA OPTICA
METODO DE LA PLOMADA OPTICA
DETALLE

Fig III-5-4

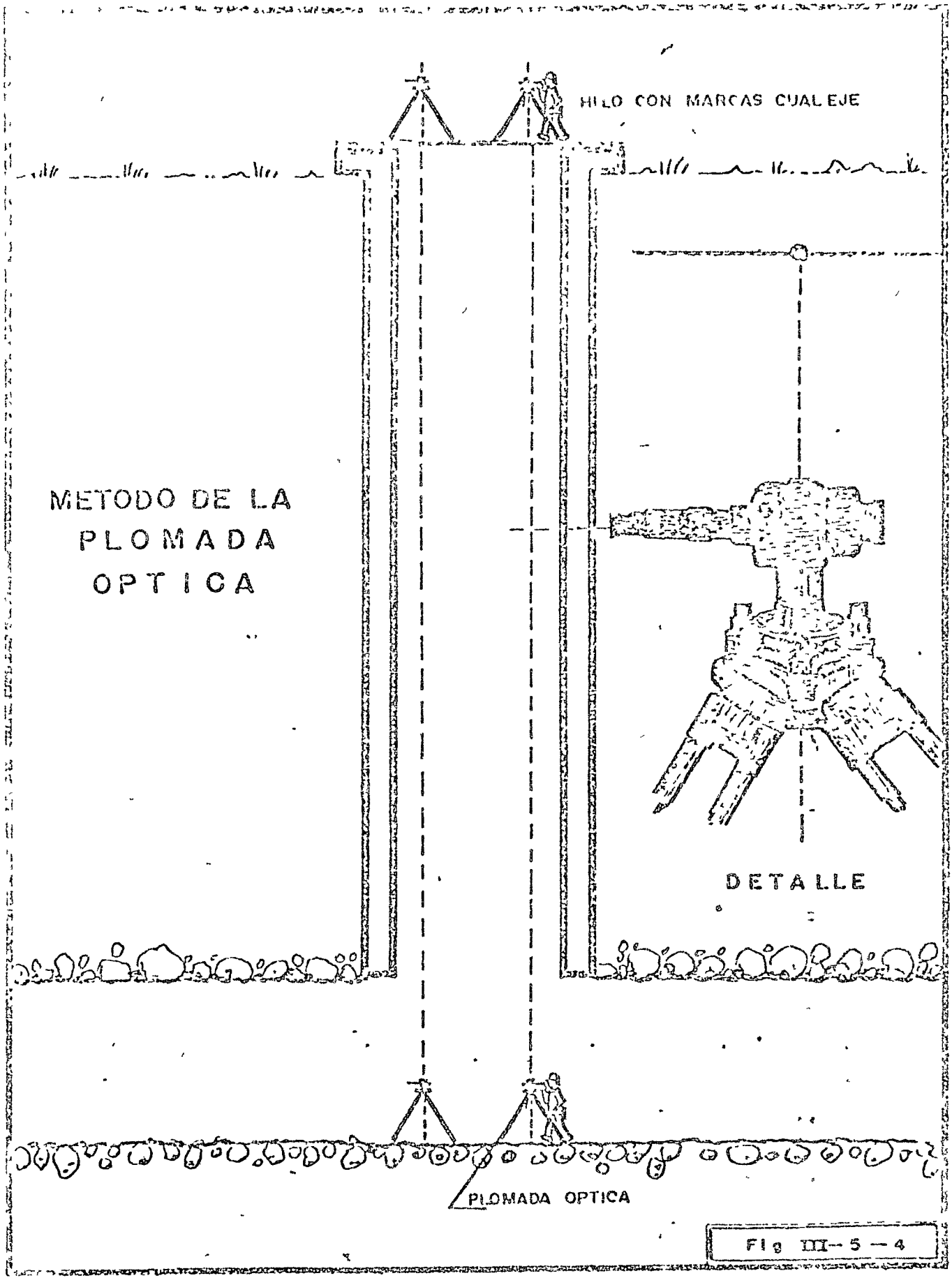

HILO CON MARCAS CUAL EJE
METODO DE LA
PLOMADA
OPTICA
DETALLE
PLOMADA OPTICA

Fig III-5-4

figura siguiente, es bastante fácil y práctico bajar puntos del eje superficial, al piso inferior de la lumbrera practicamente sin error.

Con un mínimo de dos puntos, podemos considerar que ya tenemos el alineamiento dentro de la zona de la lumbrera por lo tanto es posible iniciar la excavación en ambos sentidos del túnel.

Apoyados en ésta pequeña tangente que tendrá como máxima longitud el diámetro interior de la lumbrera, se inician los trabajos y cuando el avance de escavación lo permita, la línea deberá corregirse por medio de una orientación debido a la poca exactitud que se tiene al prolongar una tangente muy chica. El trazo interior, deberá corresponder a la proyección vertical del trazo de superficie.

Para lograr esto, y al no ser posible orientar las líneas de los túneles, por los métodos de observaciones al sol o a la estrella polar, debemos auxiliarnos del Giroscopo GAK-1 que nos permite conocer la deflexión existente entre la línea dentro del túnel y la dirección del norte geográfico. En ésta forma podremos dar la corrección adecuada a la linea del túnel ya que de antemano hemos hecho las orientaciones superficiales de las líneas con el mismo equipo que ocupamos dentro del túnel. El error medio que tendremos debido a la precisión propia del aparato será de $\pm$ 20". No existe influencia por compos magnéticos exteriores. Tan 0° 0' 20" = 0.0001

También es necesario medir exactamente la profundidad de la lumbrera para ubicar dentro del túnel, BN auxiliares que nos permitiran controlar la pendiente de proyecto. La forma es bastante simple, ya que únicamente colocamos una cinta perfectamente sujeta en la parte superior de la lumbrera y en el otro extremo le suje-

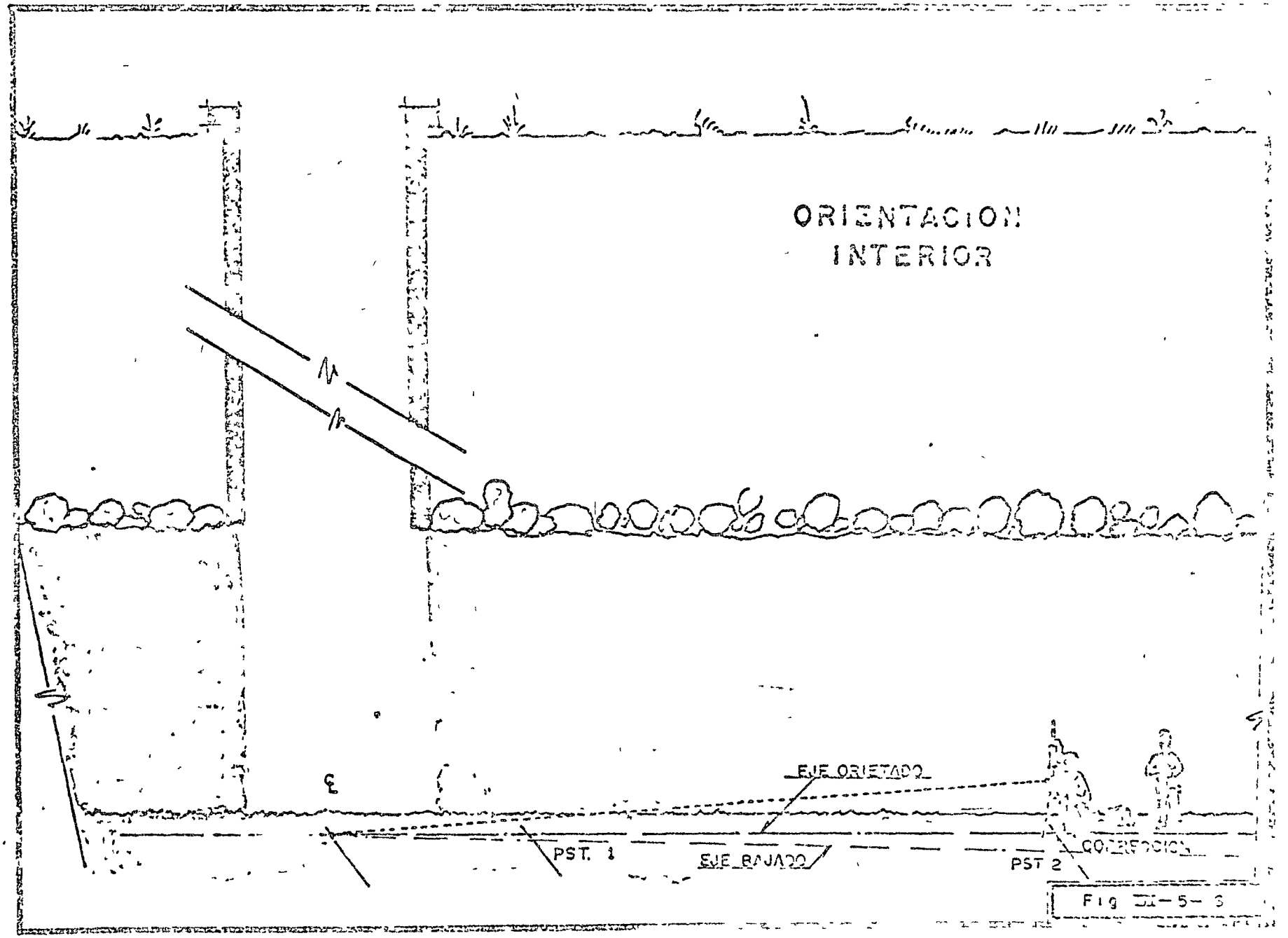

ORIENTACION
INTERIOR
EJE ORIETADO
PST. 1
EJE BAJADO
PST 2
CORREDOR

Fig III-5-3

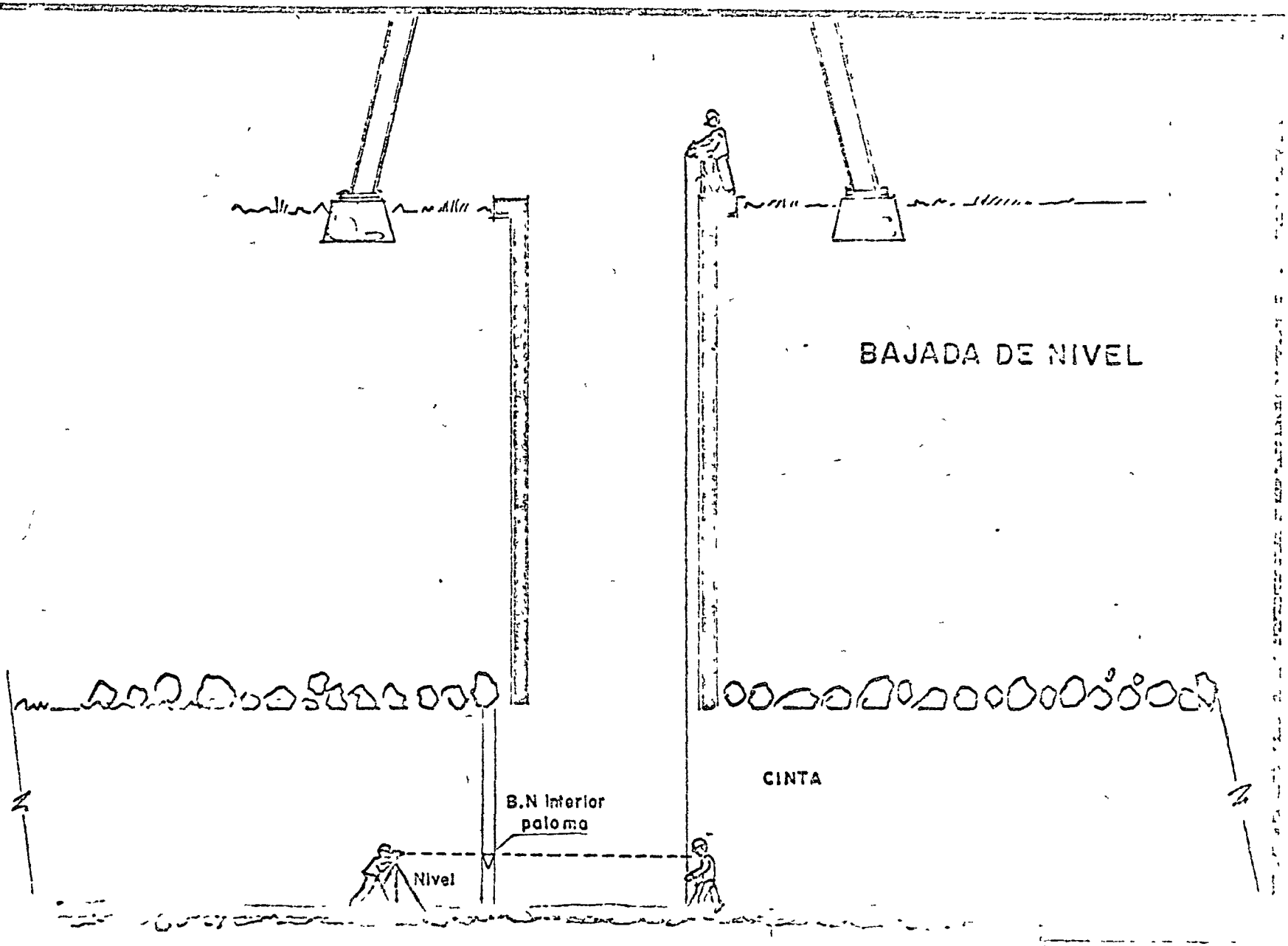


FIG III — 5 —

tanios una pesa para tensarla.

Haciendo las veces de un gran estadal se hacen las lecturas correspondientes con un nivel fijo de cualquier marca. Establecido el BN en el interior del túnel y con la línea definida y corregida con la orientación podemos decir que nuestro túnel - tendrá forma para controlarse planimétrica y altimétricamente.

Junto con los trabajos de avance del túnel, se irán desarrollando otros trabajos topográficos también importantes como son:

a) Cadenamiento interior

b) Medida de los avances de excavación

c) Control vertical y horizontal de la excavación

d) Secciones transversales

e) Colocación del Ademe

De todas estas actividades, la más importante desde el punto de vista topográfico es la de las secciones transversales debido al gran uso que tienen. Nos permiten calcular los volúmenes de excavación y nos auxilian para conocer los volúmenes de concreto que deberán colarse así como los espesores máximos y mínimos que - tendrá la sección definitiva.

Además es importante conocer la colocación del ademe que sostendrá al túnel - mientras se hace el colado definitivo.

En la actualidad se tienen varias formas de ademe: marcas metálicas, dovelas de acero o concreto, concreto lanzado, anclas en roca, etc.

LEVANTAMIENTO DE GALIBOS

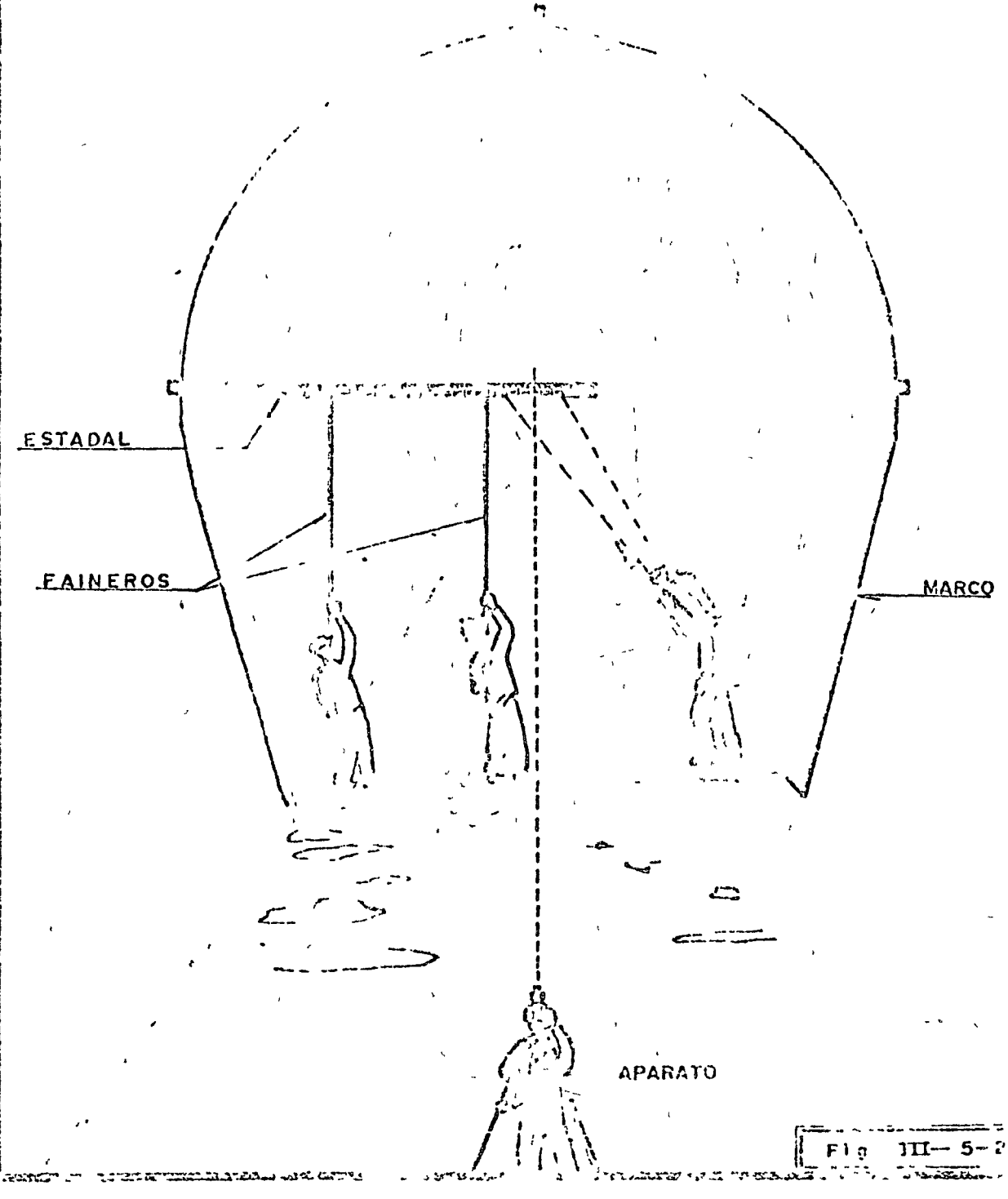


Fig. III-5-2

En cada uno de los casos debemos conocer la sección transversal mínima o máxima por las siguientes razones:

Para el caso de las marcas metálicas porque estos quedarán seguramente ahogados en el colado definitivo y se consideraran como acero de refuerzo, por lo tanto es muy necesario conocer los espesores de recubrimiento.

Para los túneles ademados con dovelas (túneles excavados con escudos) también se requiere conocer la sección para constatar que la misma no ha sufrido deformaciones que interfieran durante el colado y en caso de haberlas, corregirlas con suficiente antelación.

En concreto lanzado, la sección es muy irregular, por la misma forma de excavar y también se requiere conocer las secciones transversales para las posibles ampliaciones ("peines ") de la excavación ó para conocer la sobre excavación habida.

En los túneles en roca, en donde no haga ademe, se les cataloga dentro del grupo último por su similitud.

Uno de los mayores problemas que se presentan en el seccionamiento de los tuneles es la precisión de las medidas y la velocidad de trabajo; esto último debido a la interferencia que se ocasiona a los trabajos de avance del tunel (excavación, rezaga, ademe); por tal motivo se ideó un método de seccionamiento que fuera mas rápido pero que tuviera un mayor indice de confiabilidad en las medidas obtenidas, pensando en esto se decidió utilizar el método de fotografía auxiliado de un equipo laser y de un prisma reflector a 90°. Este método consiste en alinear

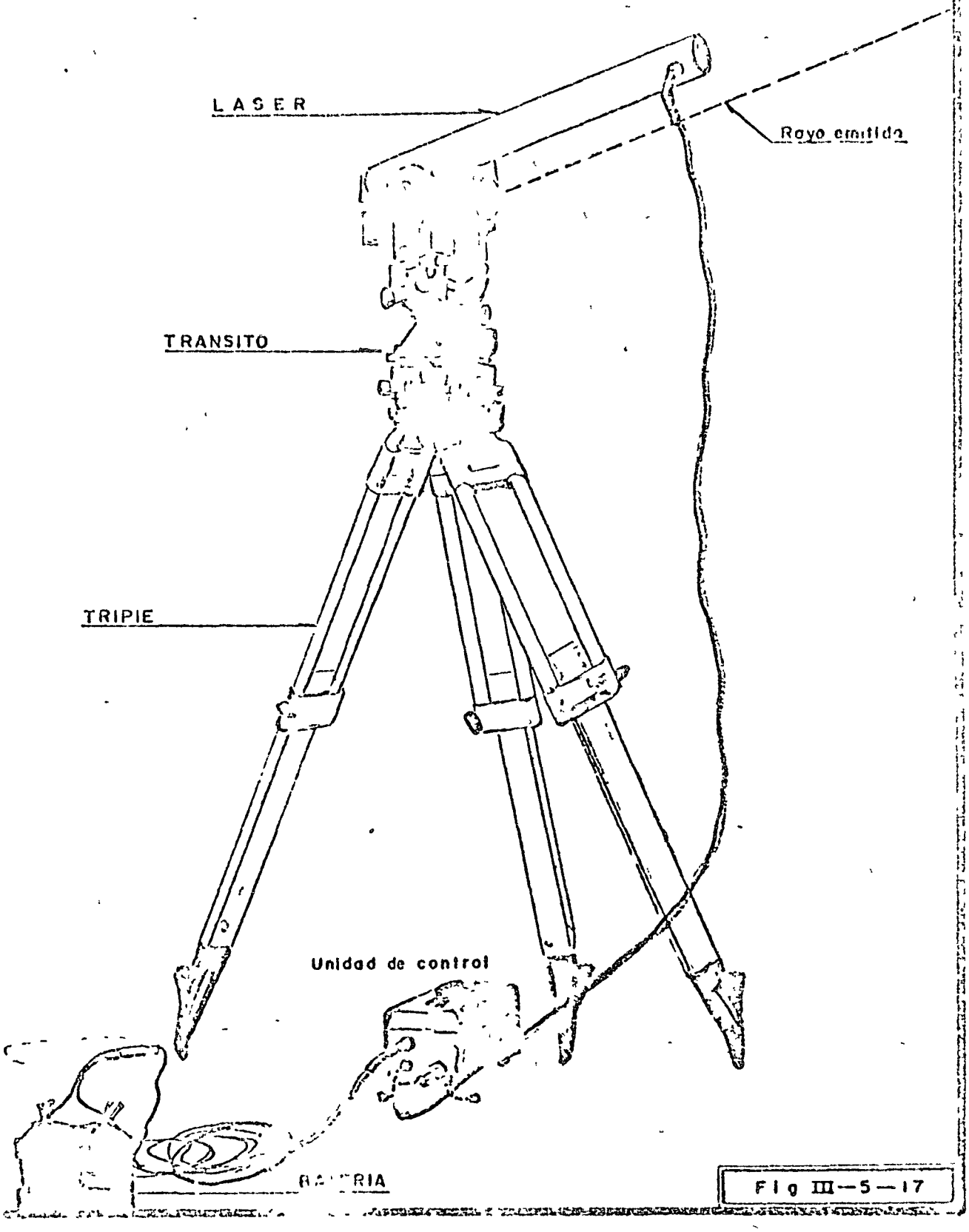

LASER
Rayo emitido
TRANSITO
TRIPIE
Unidad de control
BATERIA

Fig III—5—17

CAMARA HASSELBLAD SWC

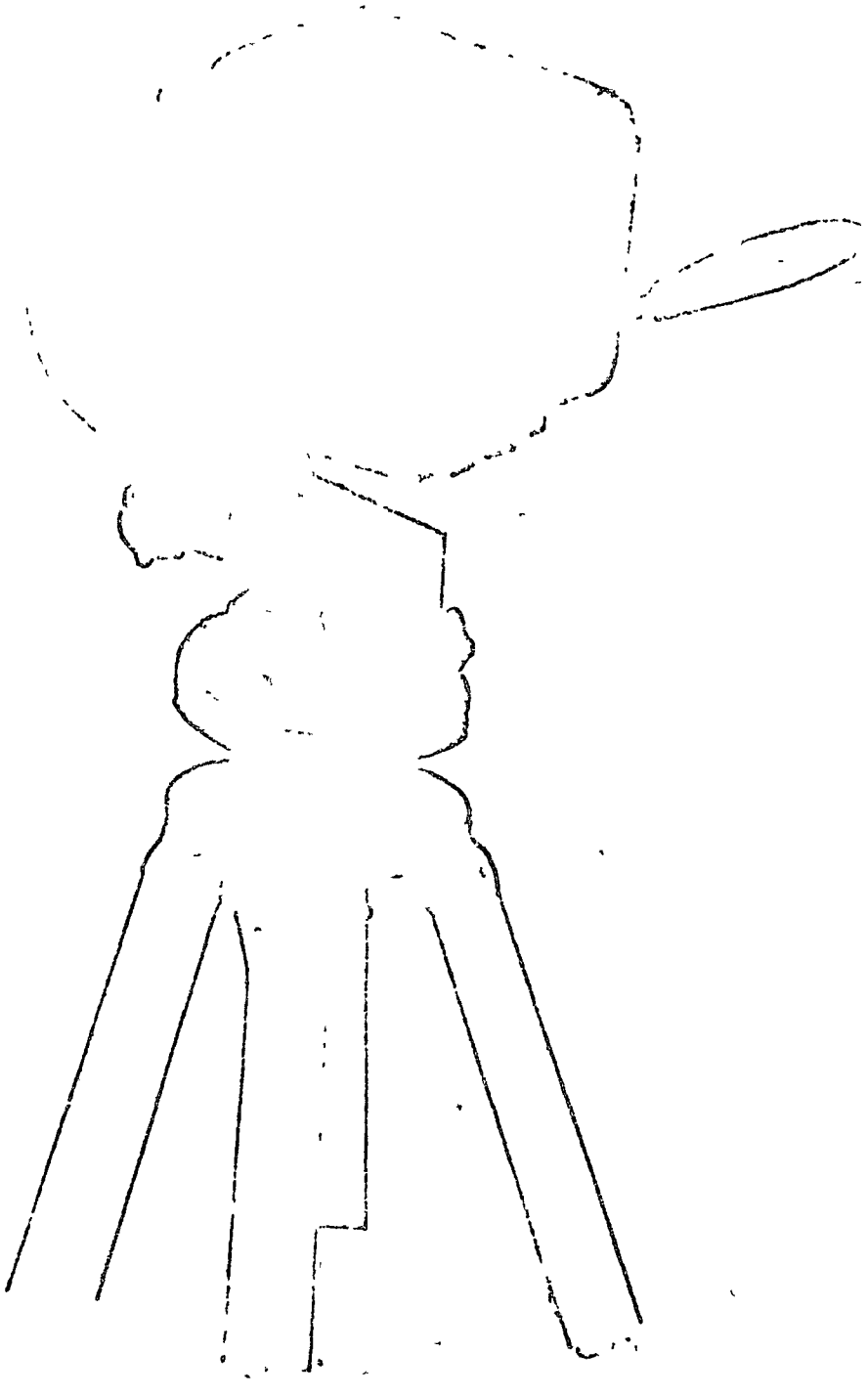
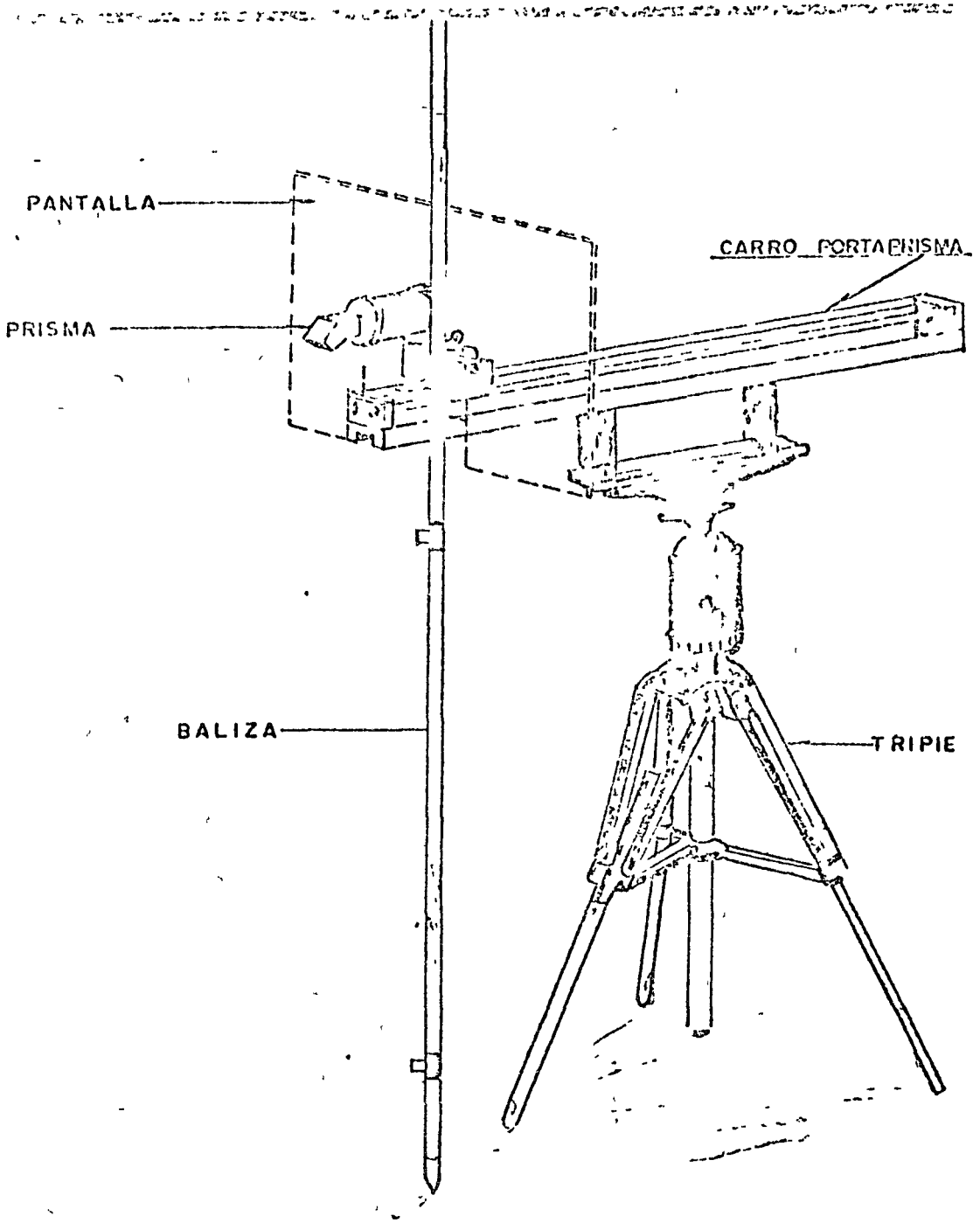
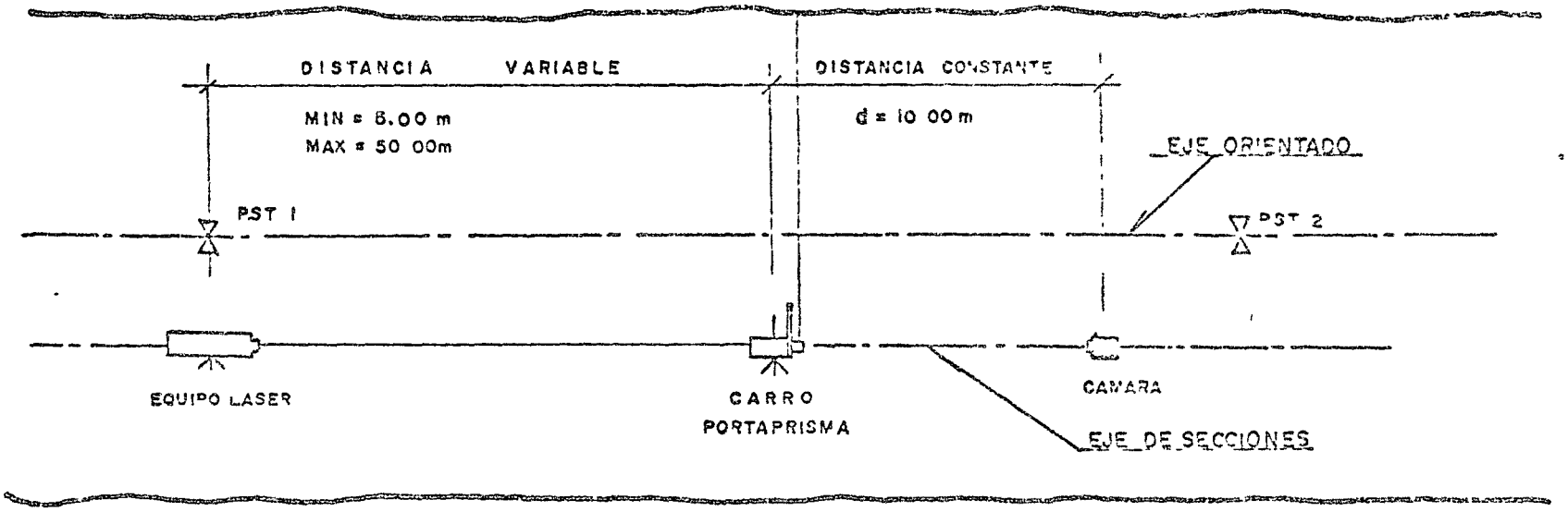


Fig III—5



CARRO PORTA-PRISMA

Fig III-5-19



POSICION DE LOS APARATOS
EN EL
SECCIONAMIENTO CON
LASER

Fig III- 5--16

perfectamente el rayo laser, a un eje paralelo al eje longitudinal del túnel; frente del laser y coincidiendo con el alineamiento se coloca una cámara fotográfica (métrica) especialmente construída para que las fotografias tengan un mínimo de deformación en la periferia; a esta camara se le adapta una lente calibrada para evitar esas deformaciones. Entre el equipo de rayo laser y la cámara, también alineado al mismo eje de cámara y laser, se coloca un prisma reflector a 90° con movimiento de rotación sobre su propio eje; enviando el rayo laser al traves del prisma, es desviado a 90°; por la rotación del prisma sobre su eje va iluminando la sección que se desea tomar; mientras esto sucede, la cámara permanece con el obturador abierto, el tunel por supuesto debe estar totalmente a oscuras y al ir recorriendo el laser la sección va quedando fija en la placa fotográfica el recorrido del laser sobre el terreno natural o sobre el ademe.

Se cierra el obturador, se corta la emisión laser y se pasa a la siguiente sección. De esta forma, moviendo el conjunto de prisma y cámara se pueden tomar las secciones necesarias aun sin tener que mover el laser ya que esto por su propia característica de fabricación permite que se trabaje desde 5 m hasta 100 m.

Estas fotografias posteriormente son reveladas y amplificadas por métodos convencionales de fotografía dándonos como resultado una línea que corresponde al perfil de la sección que es dato que necesitamos. Al ser amplificada al tamaño deseado es posible hacer las mediciones de área para cálculo de volumenes y por supuesto se tiene una sección 100% real en cada una de sus partes puesto que la fotografía revela una fidelidad absoluta, por lo tanto son 100% confiables.

EMISOR CENTRAL

SECCIONES CON LASER

FRENTE 11 - 10 MARCO No. _____

CADENAMIENTO 25+965.000 ESC 1 : 50

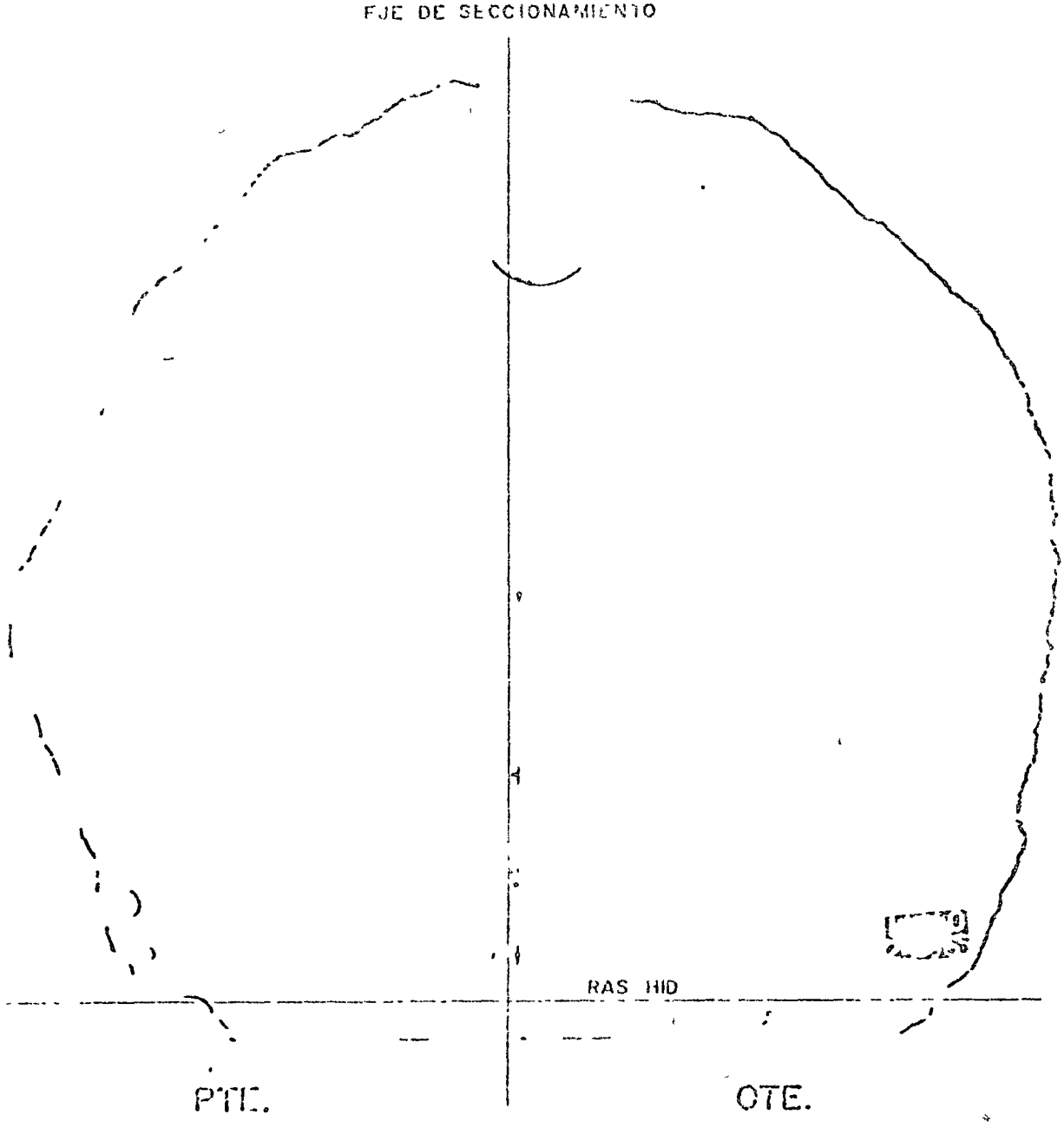


Fig DI - 5

INTERCEPTOR ORIENTE

SECCIONES CON LASER

FRENTE 13-0 MARCO No. 75

CADENAMIENTO 14942.740 ESC. 1 : 50

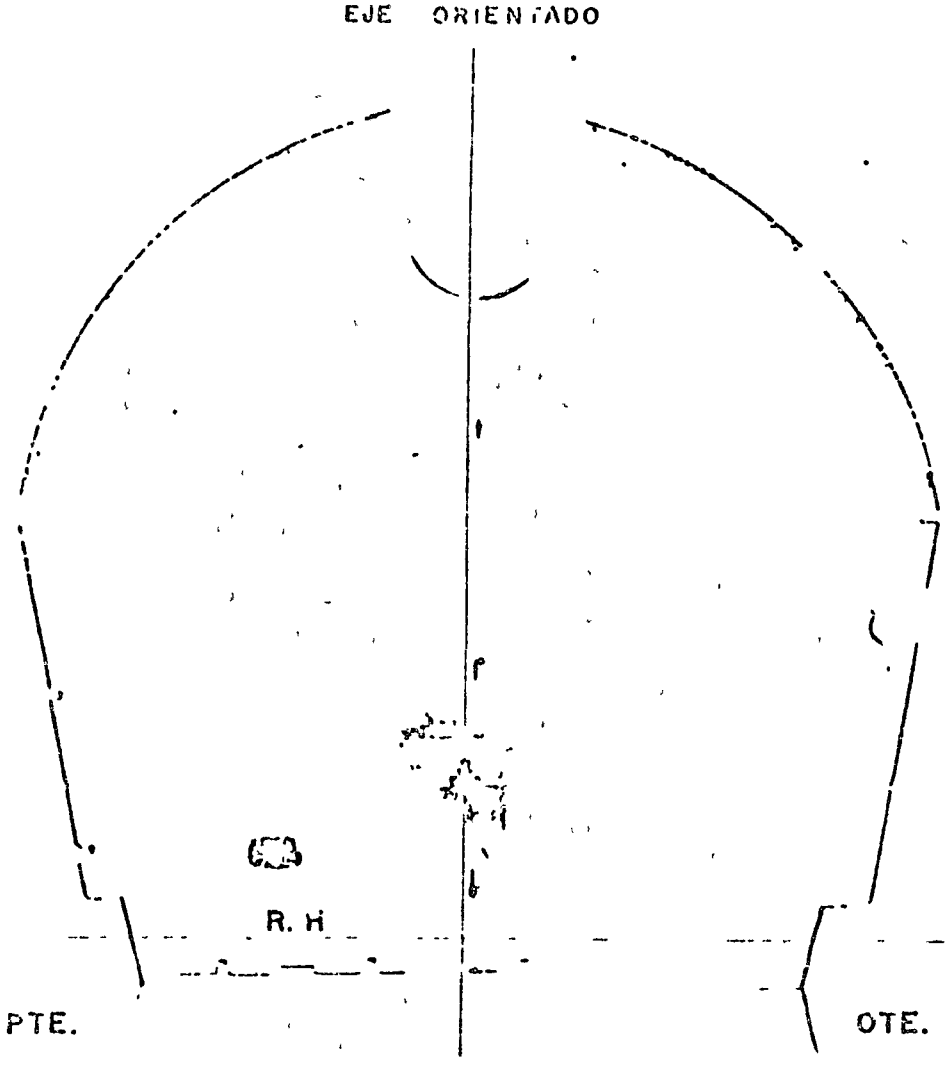


Fig III- 5

E.I.E OR CENTRAL

SECCIONES CON LASER

FRENTE 10-11 MARCO No 4

CADENAMIENTO 24+274.000 ESC 1 50

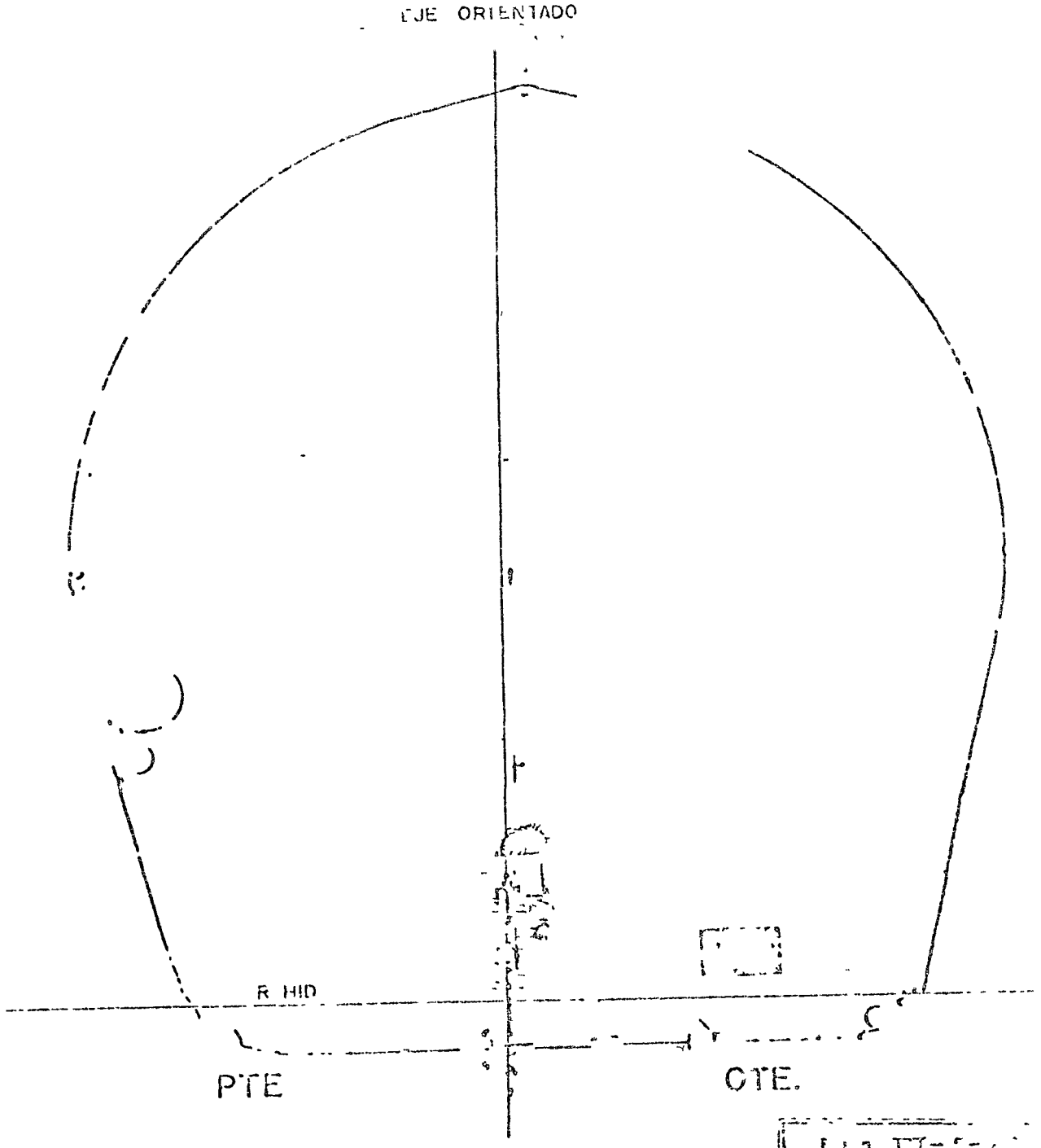


Fig III-5

INTERCEPTOR ORIENTE

SECCIONES CON LASER

FRENTE 13-0 DOVELA No. 1355

CADENAMIENTO 0+635.050 ESC. 1 : 50

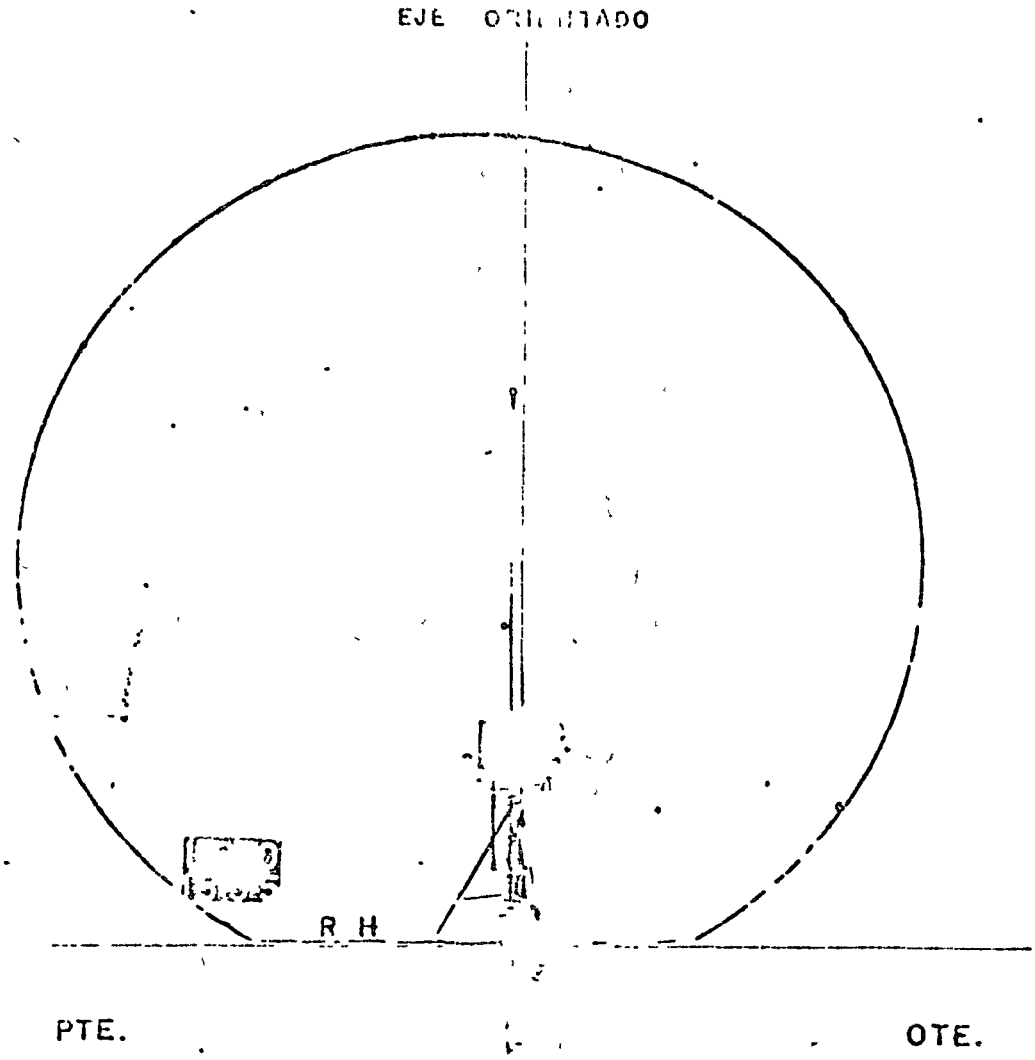


Fig III-5-

El seccionamiento con laser y fotografía es un método realmente nuevo puesto que se empezó a usar en Suecia en el año 1970 y en México en 1972.

Existe otro método también en base de fotografía y mediante el cual es posible hacer secciones, este método (mas caro) requiere que para cada colocación de aparato se ton en 2 fotografías para formar un par estereo del tunel. Posteriormente estas fotografías se colocan en aparatos de restitución fotogramétrica para dibujar la sección que se desea.

Existe una ventaja de este método sobre el anterior por el hecho de que en un par estereo tenemos una profundidad de campo que varía entre 7 m. y 20 m. entre los cuales es posible obtener cualquier sección transversal con el mismo par de fotografías, mientras que con el equipo de laser se requiere una fotografía como mínimo para cada sección. Sin embargo el hecho de tener que auxiliarnos de equipo fotogramétrico como son los autógrafos, aviógrafos, etc. que son muy caros y difíciles de operar, hacen del laser y fotografía un método práctico y útil.

Debido al gran avance tecnológico que existe, es posible que actualmente se esté idenado un nuevo método, cosa nada remota, que permita medir secciones transversales en túneles, con mayor facilidad.

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

EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES

ING. RAUL LOPEZ CALVILLO

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso México 1, D F. Tel: 521-40-20 5 Líneas

En los apuntes que se les han entregado referentes a los temas asignados al suscrito se incluye el reglamento de Seguridad establecido en la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México.

Dado el alto índice de peligro de esta obra y su magnitud considero que dar a conocer la organización del departamento de seguridad como su reglamento establecido es un magnífico ejemplo para obras que se realicen en el futuro.

En las estadísticas que se llevaron en esta obra en la que se trabajaron 80 558 997 horas hombre en 51 meses los índices de frecuencia de accidentes fue 138 accidentes por cada millón de horas trabajadas, catalogando por su tiempo de incapacidad producida por el accidente se determinó los porcentajes siguientes:

Incapacidad de

de 3 a 7 dias	66%	7 305
de 8 a 15 dias	16%	1 771
de 16 a 30 dias	10%	1 106
de 31 en adelante	8%	886
		11 068

En el 8% final están incluidos los accidentes mortales que en total fueron en la obra 86 o sea con índice de frecuencia de 1.06 o sea 1.06 accidentes mortales por cada millón de horas hombre trabajadas.

La seguridad en una obra debe considerarse como una de las políticas a seguir de mayor reelevancia. Los costos que origina la seguridad no son contabilizables pues en una contabilidad de partida doble no se pueden anotar los abonos, por la condición aleatoria que tiene el accidente.

Indudablemente se puede asegurar que el costo de las obras donde se sigue una política de seguridad siempre será inferior a otras en que no se lleve.

En una obra el elemento humano, es decir el hombre, es lo más importante pues sin él no se puede realizar nada y por lo tanto el mantenerlo en condiciones de rendimiento óptimo es obligatorio para cualquier empresario.

En México las leyes laborales o el código de trabajo no establece ninguna responsabilidad, civil para el encargado de una obra, en países Europeos si hay un código de responsabilidades.

Dentro de las estadisticas que llevan mundialmente las obras de excavación subterranea ocupan el índice de accidentes más alto, cuando estos se realizan para fines mineros cuando son destinados a obras civiles el índice es un poco menor, pero aun asi es el mas alto dentro de las industrias constructivas.

Aún con el uso de maquinaria y equipo moderno los porcentajes poco han disminuído.

Dentro del número de accidentes presentados en un túnel, los que producen incapacidad de 3 a 7 dias son los que ocupan un porcentaje mas alto y son tambien los que originan un costo mas alto, ya que es muy dificil de substituir al trabajador accidentado por otro de igual eficiencia, sobre todo en los trabajos subterráneos donde las actividades son repetitivas y por lo tanto el que las realiza va siendo, dentro de ciertos limites, más eficiente.

Por la experiencia personal puedo asegurar que el trabajador se ve bien atendido siempre responde trabajando más eficientemente, como ejemplo puedo relatar el caso de los perforistas, el costo de la barrenación en una obra subterránea es el 30%. Si el perforista se siente bien atendido su rendimiento es mayor en el caso contrario hace trabajar la maquinaria para que haga ruido pero no la empuja para que avance, si el sobrestante o ingeniero lo observa no podrá llamarle la atención pues el está trabajando pero su rendimiento es bajísimo. Claro hay otras clases de incentivos como el económico a base de bonificaciones pero no siempre esto reditua en el costo a lo largo de la obra.

Para que una obra subterránea sea segura, las condiciones primarias para lograrlo, es que este bien iluminada, bien ventilada, limpia y que los accesos sean seguros.

El supervisor exigirá que la tronada se haga con explosor y nunca utilizando la corriente eléctrica de iluminación a no ser que se disponga de un dispositivo especial para hacerlo.

Los explosores generan una corriente de alta intensidad y poco amperaje (6000 volts, 3 a 5 amps) por lo que no es posible que se presente entre los conductores que llegan al estopin un efecto de arco.

Una vez que el humo y polvo producido por la voladura, se debe iniciar el amacize, con consiste en remover las rocas que esten sueltas o en peligro de caerse y hasta que esta operación haya terminado debe iniciarse la rezaga.

Ventilación. El volumen de aire suministrado al frente debe - ser suficiente para diluir a niveles no tóxicos los gases generados por la explosión y los polvos provocados por esta, los - niveles de toxicidad de los gases de la tronada son:

Monóxido de carbono	= 0.0001
Gas carbónico	= 0.5 a 1/100
Bióxido de nitrógeno	= 0.0025
Protóxido de nitrógeno	= 0.001

El gas mas peligroso es el monóxido de carbono ya que no es perceptible por los sentidos.

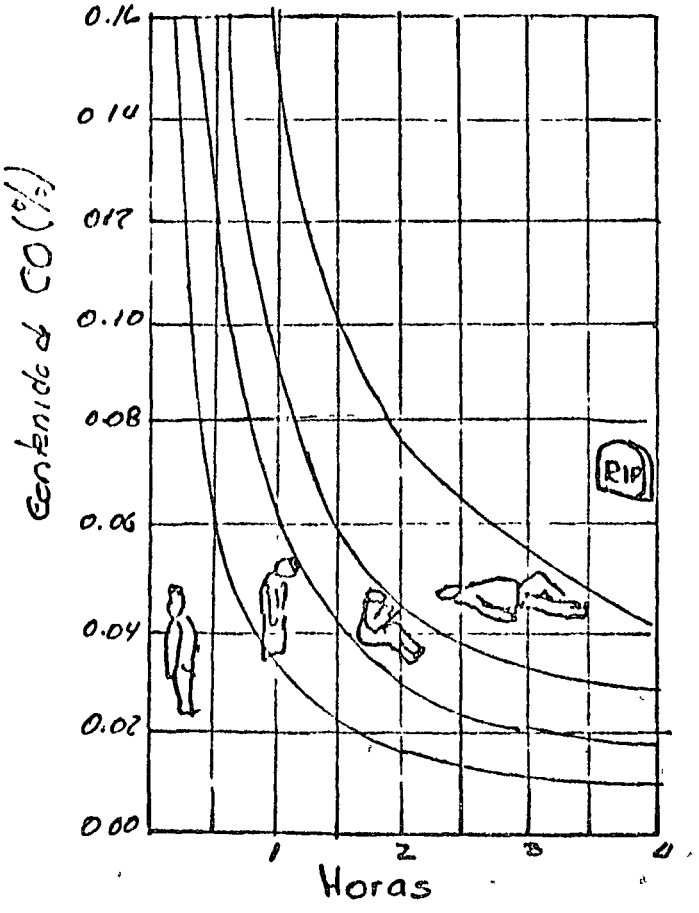
Una concentración de $\frac{1}{10\ 000}$ es soportable por algunas horas.

Una concentración de $\frac{5}{10\ 000}$ produce dolor de cabeza

Una concentración de $\frac{1}{1000}$ es muy peligroso

Una concentración de $\frac{1}{100}$ es mortal

En el libro de CZECHY en una forma gráfica se explica lo anterior en función del tiempo de absorción.



Grado de peligro de una permanencia prolongada en un ambiente con polucion de CO

Una fórmula confiable para determinar el porcentaje de monóxido de carbono generado en una voladura es:

$$CO = \frac{1.25 \times e \times \ell}{100} \times m$$

e = peso del explosivo
ℓ = longitud de la barrenación (cuele)
m = 0.16 para dinamita extra de 40%
= 0.13 para dinamita gelatina de 60%

En los apuntes que deben haberles entregado se dan unas fórmulas para el cálculo de el volumen de aire que se debe suministrar a un tunel y las fórmulas para conocer las pérdidas de carga debidas a fricción, fugas por singularidades etc.

En túneles muy largos cuando la presión se ha perdido, se instalan ventiladores de retiro.

Fórmulas deducidas de la práctica indican que el diámetro de la tubería de ventilación debe ser igual o mayor que 1/7 del diámetro del túnel considerando este como circular, o el área del tubo de ventilación debe ser igual a 1/50 del área del túnel.

En los apuntes que se les han entregado en las páginas 4 a 8 se dan las fórmulas para el cálculo del volumen de aire que se debe introducir a un túnel, las pérdidas de carga longitudinales, por singularidades y otras. Como la pérdida de carga longitudinal es la más importante y esta tiene una variación lineal con pendiente igual a la relación presión que proporciona el ventilador dividida entre la pérdida de carga por metro lineal, esta puede considerarse constante ya que el diámetro del tubo conductor es uniforme y la fricción por metro lineal es constante. Cuando la línea de pendiente intersede la línea de la tubería se requiere instalar otro ventilador de relevo y así sucesivamente.

Una recomendación importante es que el ventilador de relevo se instale unos 20 metros antes del punto de intersección, evitando así que en la tubería haya una subpresión.

La supervisión debe exigir que las uniones entre tubos sea la más hermética posible para evitar fugas, en la práctica se ha visto que usando tubería con un pequeño flange en los extremos sobre el cual se coloca un cincho de media caña que se pueda presionar mediante un tornillo y cubriendo la unión con una tira de polietileno adherida con pegamento se logra una muy buena hermeticidad.

Para evitar pérdidas por acodamientos o dobleces, la tubería debe quedar instalada dentro del túnel siguiendo una línea recta.

Cuando en un túnel largo se requieren varios ventiladores de relevo y se quiere seguir el procedimiento de ventilación alternado, es decir en ocasiones introducir aire fresco y en otras extraer el aire viciado y para evitar los errores en el cambio de la rotación de los ventiladores, se pueden instalar todos los ventiladores necesarios en el exterior en tal forma que todos los arrancadores queden en un tablero, en esta forma los ventiladores estarán trabajando como los impulsores de una bomba centrífuga vertical, es decir se suman las presiones unitarias por ventilador teniendo así una presión total suficiente para hacer llegar el aire a una mayor distancia.

En el Emisor Central del Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México se hizo un análisis de las causas que provocaron accidentes con incapacidad temporal durante los años de 1971 a 1974.

En un tunel, el frente de ataque es donde hay mayor concentración de fuerza humana y es aquí donde se deben tener mejores condiciones de seguridad.

El manejo de explosivos que por su fuerza destructiva presenta mayores condiciones de peligro por lo que se debe realizar con especial cuidado.

El transporte de explosivos y de sus artificios debe hacerse en vehículos adecuados, en el interior del túnel debe existir un vehículo, que en términos tuneleros se le llama "Perrera" con dos compartimentos debidamente separados, que se

utilicen, uno para los explosivos y otro para los artificios.

Preparación de cebos o espoletas.

Para preparar las espoletas se debe contar con una mesa de madera colocada en un sitio debidamente alejado del frente y que no esté cerca de tuberías, de líneas eléctricas o de la vía. La iluminación deberá hacerse con lámpara de accionamiento neumático.

Cuando se estén cargando los explosivos deben de retirarse toda conexión eléctrica y la iluminación también debe hacerse con lámparas de aire.

En el caso de que algún barreno no explote se le debe colocar otra espoleta para tronarlo, nunca se tratará de descargar por ningún método.

Cuando se esté barrenando no debe iniciarse la carga de los barrenos terminados, esta recomendación raramente se cumple pero es obligación del supervisor hacer que se cumpla.

IDEAS BASICAS PARA LA SUPERVISION DE UNA EXCAVACION SUBTERRANEA POR EL METODO CONVENCIONAL

BITACORA: EN TODO FRENTE DE TRABAJO SE DEBE LLEVAR UNA BITACORA EN LA CUAL SE ANOTEN LAS INDICACIONES DADAS POR LA SUPERVISION A LA JEFATURA DE OBRA.

LAS INDICACIONES U ORDENES DEBEN SER EXPLICITAS Y CONCISAS -- ACOMPAÑANDOLAS, CUANDO EL CASO LO REQUIERA DE UN CROQUIS ACOTADO. EN LA BITACORA DEBEN ANOTARSE TAMBIEN LOS HECHOS IMPORTANTES SUCEDIDOS EN LA OBRA.

METODO CONVENCIONAL SE LE HA LLAMADO AL PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION CUANDO ESTA SE REALIZA CON EL EMPLEO DE EXPLOSIVOS.

LA EXCAVACION DE UN TUNEL PUEDE LLEVARSE A CABO SIGUIENDO -- CUALQUIERA DE LOS PROCEDIMIENTOS DE ATAQUE; SECCION COMPLETA, MEDIA SECCION Y BANQUEO, CON TUNELES PILOTO, CON ABERTURA PERIMETRAL PREVIA EN LA MEDIA SECCION SUPERIOR.

PARA CUALESQUIERA DE LOS PROCEDIMIENTOS ARRIBA INDICADOS SE - REQUIERE EL CALCULO Y DISEÑO DE UN DIAGRAMA DE BARRENACION.

EL DIAGRAMA DE BARRENACION ES UN DIBUJO A ESCALA DE LA SEC -- CION TRANSVERSAL DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LA EXCAVACION Y DE UN CORTE A MEDIA SECCION, EN EL QUE SE INDICA LA DISPOSI - CION DE LOS BARRENOS, SU CARGA DE EXPLOSIVOS Y LA SECUENCIA - DE TIEMPOS DE DETONACION.

EN EL MISMO DIAGRAMA DE BARRENACION SE CALCULA UNA TABLA EN - LA QUE SE INDICAN LOS SIGUIENTES DATOS. TIEMPO O RETARDO, -- TIPO DE BARRENO, PROFUNDIDAD, NO. DE BARRENOS, CARGA DE FONDO CARGA DE COLUMNA, CARGA TOTAL POR BARRENO Y LA CARGA TOTAL -- POR EL NUMERO DE BARRENO.

CONOCIENDO EL VOLUMEN QUE SE VA ROMPER CON LA TRONADA, LA LONGITUD DE BARRENACION Y LA CARGA TOTAL SE CALCULAN LOS COEFI - CIENTES DE BARRENACION M/M3 Y DE EXPLOSIVOS KGS/M3. EN LOS - APUNTES DEL ING. SAMUELSON UN EJEMPLO DE UN DIAGRAMA DE BARRENACION.

PARA MAYOR CLARIDAD EN EL DIAGRAMA DE BARRENACION EL DISEÑO-- DE LA CUÑA SE HACE POR SEPARADO A UNA ESCALA MENOR. (VEASE CUÑAS EN LOS APUNTES DE SAMUELSON.

LA SUPERVISION DE LA PERFORACION DE LA CUNA DEBE SER MUY ACUCIOSA, PUES DE LA BUENA EJECUCION DE LA MISMA DEPENDEN LOS RESULTADOS DE LA VOLADURA.

LA CUÑA ES LA PORCION DE TERRENO QUE DEBE SER REMOVIDA PRIMERAMENTE PARA PRODUCIR UNA ABERTURA EN LA FRENTE, QUE PERMITA QUE LOS BARRENOS DESCARGUEN SOBRE UNA CARA LIBRE.

HAY DIFERENTES TIPOS DE CUÑA, LAS MAS USUALES SON EN V, TRONCO CONICAS, PIRAMIDAL, EN ABANICO, EN PARALELO Y CON BARRENO QUEMADO.

EL INGENIERO SUPERVISOR DEBE QUEDAR ENTERADO DEL PROCEDIMIENTO QUE SE VA A SEGUIR PARA REALIZAR LA EXCAVACION, DEL DIAGRAMA DE BARRENACION CON TODOS SUS DATOS Y DEBERA CONSTATAR LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LA PRACTICA DESPUES DE UN NUMERO CONVENIENTE DE VECES EN QUE SE HAYAN HECHO LAS VOLADURAS, DE LOS RESULTADOS OBTENIDO HARA LAS INDICACIONES PERTINENTES.

LA EXCAVACION DE LA SECCION FIJADA DEBE QUEDAR DENTRO DE LOS LIMITES DE TOLERANCIA QUE SE FIJEN EN EL CONTRATO, EL TERRENO CIRCUNDANTE A LA ABERTURA NO DEBE PRESENTAR GRANDES ALTERNACIONES EN SU EXTRUCTURA, NO DEBEN QUEDAR SOBRE EXCAVACIONES Y POR CONSIGUIENTE NO DEBEN QUEDAR PARTES DE TERRENO QUE INVADAN LA SECCION TEORICA.

CUANDO EL TERRENO EN EL CUAL SE EXCAVA EL TUNEL NO ES MUY COMPETENTE, SE TENDRA QUE USAR CUALQUIER PROCEDIMIENTO DE SOPORTE PROVISIONAL.

ESTE SOPORTE PROVISIONAL PUEDE CONSISTIR EN MARCOS DE MADERA, MARCOS METALICOS, ANCLAS O POR UN REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO.

CUANDO EL PROCEDIMIENTO SELECCIONADO ES A BASE DE MARCOS METALICOS, EL SUPERVISOR DEBE CONOCER EL CALCULO DE LOS MISMOS PARA QUE PUEDA TENER JUICIO SOBRE CUALQUIER MODIFICACION EN LA SEPARACION A QUE DEBEN COLOCARSE. EL SUPERVISOR DEBE VIGILAR QUE LOS MARCOS QUEDEN BIEN "PLOMEADOS" Y A SU SEPARACION CORRECTA, QUE CUENTEN CON EL NUMERO ADECUADO DE TENSORES Y DE SEPARADORES Y QUE ESTEN ASENTADOS EN TERRENO FIRME Y SI EL PISO NO TIENE SUFICIENTE PODER DE SOPORTE, SE LE DEBERAN PONER ZAPATAS DE MADERA O PLACA.

CUANDO DESPUES DE UN TIEMPO DE EXCAVADO UN TRAMO DE TUNEL SE OBSERVA QUE LOS MARCOS SE ESTAN CERRANDO POR UNA PRESION LATE

RAL DEL TERRENO, SE PUEDE SUGERIR QUE EL DISEÑO DEL MARCO SEA MODIFICADO CAMBIANDOLO A CIRCULAR O SE LE COLOCARAN TORNAPUNTAS ENTRE LAS PATAS DEL MARCO, TAMBIEN SE PUEDE UTILIZAR ANCLAS QUE FIJEN LAS PATAS DE LOS MARCOS.

EN TERRENOS QUE PRESENTAN TENDENCIAS A DESPRENDIMIENTOS DE MATERIAL AL QUEDAR EXPUESTOS DESPUES DE LA TRONADA SE DEBEN DEUTILIZAR ANCLAS O PERNOS DE ANCLAJE QUE MANTENGAN EL ARCO NATURAL DE LA ROCA, ESTAS ANCLAS PUEDEN SER DE FRICCION O DE TENSION.

LAS PRIMERAS CONSISTEN EN UNA BARRA DE ACERO COLOCADA EN EL INTERIOR DE UNA PERFORACION PREVIAMENTE HECHA, LA QUE DESPUES SE RELLENA CON UNA INYECCION DE MORTERO DE ARENA/CEMENTO CON UN ADITIVO QUE IMPIDA LA CONTRACCION POR FRAGUADO DEL MORTERO.

LAS SEGUNDAS, CONSISTEN EN UNA BARRA DE ACERO QUE TAMBIEN SE COLOCAN EN UN BARRENO Y QUE LLEVA UN DISPOSITIVO QUE SE EXPANDE MECANICAMENTE APOYANDOSE EN LOS LADOS DE BARRENO, Y EN EL OTRO EXTREMO UNA PLACA DE ACERO QUE SE APOYA EN EL TERRENO, LA TENSION SE DA POR MEDIO DE UNA TUERCA Y DE UNA "LLAVE DE PAR" PREVIAMENTE CALIBRADA A LA TENSION REQUERIDA.

LA SUPERVISION DEBE CONTROLAR LA INYECCION EN LAS PRIMERAS Y LA TENSION EN LA SEGUNDA.

LA COLOCACION DE CUALQUIER TIPO DE ANCLA DEBE SER RADIAL.

EL CONCRETO LANZADO ACTUALMENTE SE ESTA UTILIZANDO COMO SUBSTITUTO DE CUALQUIER OTRO TIPO DE SOPORTE PROVISIONAL.

EL CONCRETO LANZADO NO SIEMPRE TIENE UN TRABAJO ESTRUCTURAL EN OCASIONES SE UTILIZA COMO UN REVESTIMIENTO PROVISIONAL PARA IMPEDIR LA INTEMPERIZACION DEL TERRENO EXCAVADO, O PARA IMPERMEABILIZAR EN PARTE LA EXCAVACION.

DE UNA BUENA SUPERVISION DEPENDE PRINCIPALMENTE LA BUENA CALIDAD DE EL TRABAJO DE CONCRETO LANZADO.

EL SUPERVISOR DEBE EXIGIR SE CUMPLAN LAS ESPECIFICACIONES FIJADAS EN EL CONTRATO, DEBE EXIGIR QUE EL OPERADOR DEL CHIFLON ASI COMO TODA LA CUADRILLA DE LANZADO SEAN PERSONAS EXPERIMENTADAS Y HABILES, EN CASO DE DUDA SE LES DEBERA HACER UN EXAMEN, LA APLICACION DEL CONCRETO LANZADO DEBE HACERSE MANTENIENDO EL CHIFLON A 1 METRO DE SEPARACION DE LA SUPERFICIE QUE SE VA A TRATAR, QUE ESTE SIEMPRE ESTE NORMAL A LA SUPERFICIE CON UN MOVIMIENTO CONTINUO DESCRIBIENDO CIRCULOS O ELIPSES.

LAS PRESIONES DEL AIRE Y DEL AGUA DEBEN SER CONSTANTES Y PARA SU COMPROBACION DEBE EXIGIR QUE EN AMBAS LINEAS SE INSTALE UN MANOMETRO DE FACIL VISTA.

LA HIDRATACION DEL CEMENTO DEPENDE DEL AGUA QUE SE LE ADICIONE, POR LO QUE ES MUY IMPORTANTE LA HABILIDAD DEL OPERADOR DEL CHIFLON QUIEN ES QUIEN LA CONTROLA Y DEL BUEN ESTADO DE USO DE LAS PARTES DEL CHIFLON, EMPAQUES ANILLO DE AGUA, VALVULAS ETC.

EL INGENIERO SUPERVISOR DEBE REVISAR EL TERRENO QUE QUEDA EXPUESTO DESPUES DE LA TRONADA PARA TOMAR DECISIONES SOBRE EL ESPESOR Y AREA QUE DEBE TENER EL CONCRETO LANZADO QUE SE APLIQUE, ESTA INSPECCION DEBE HACERLA ACOMPAÑADO DEL ING. GEOLOGO Y DEL ENCARGADO DE LA OBRA. UN REGISTRO Y MUESTRAS DE TERRENOS QUE HAYAN SIDO TRATADOS ES MUY BUEN AUXILIAR.

EL SUPERVISOR AUXILIADO CON EL USO DE UN MARTILLO PUEDE DETECTAR ZONAS EN QUE EL CONCRETO LANZADO PRESENTE ABOLSAMIENTOS, FALTA DE COMPACIDAD, O FALTA DE ADHERENCIA A LA ROCA, EN ESTE CASO DEBE EXIGIR SE REMUEVA EL CONCRETO LANZADO Y SE VUELVA APLICAR OTRA VEZ CON UN CONCRETO SANO.

CUANDO EL TERRENO DONDE SE VAYA A APLICAR EL CONCRETO LANZADO PRESENTE FILTRACIONES, ESTOS DEBEN CANALIZARSE POR MEDIO DE TUBOS DE PLASTICO, EVITANDO ASI QUE EL AGUA EJERZA UNA PRESION EXCESIVA SOBRE EL REVESTIMIENTO.

CON LA DEBIDA ANTICIPACION, SEIS SEMANAS COMO NIMINO, HAY QUE HACER ENSAYES SOBRE LOS MATERIALES QUE SE VAYAN A UTILIZAR EN EL CONCRETO LANZADO.

LOS PRINCIPALES SON:

A) DETERMINACION DE LA GRANULOMETRIA ADECUADA

B) ENSAYAR LA COMPATIBILIDAD ENTRE EL CEMENTO Y LOS ADITIVOS.

C) REALIZAR ENSAYES DE RESISTENCIA A LA COMPRESION SOBRE CILINDROS O CUBOS.

PREPARAR CHAROLAS DE PRUEBA.

ENSAYAR Y RELACIONAR RESULTADOS DE LAS PRUEBAS LLAMADAS DE TIRON.

ESTA PRUEBA CONSISTE EN DEJAR EMBEBIDO DENTRO DEL CONCRE-

TO LANZADO UN PERNO CON UNA ROLDANA EN EL EXTREMO QUE - DESPUES SE EXTRAE APLICANDOLE UNA FUERZA, LA RELACION - ENTRE LA FUERZA Y EL AREA DEL CONO QUE SE DESPRENDE DE UN VALOR ARBITRARIO QUE SE DEBE RELACIONAR CON LAS PRUEBAS HECHAS EN EL SITIO DE TRABAJO.

MANEJO DE AGUA SUBTERRANEA

CON BASE AL ESTUDIO GEOHIDROLOGICO DEL TUNEL SE PUEDE PREDECIR EL VOLUMEN DE AGUA QUE APORTARAN LAS FILTRACIONES QUE -- PUEDE TRADUCIRSE EN UN DETERMINADO GASTO POR METRO LINEAL DE TUNEL EXCAVADO LO QUE PERMITIRA LA LOCALIZACION DE LAS GALERIAS DE BOMBEO, EL AGUA PODRA EXTRAERSE A LA SUPERFICIE YA - SEA POR LAS LUMBRERAS O POR POZOS PERFORADOS EXPROFESO. EL - TIPO DE BOMBAS Y SU POTENCIA SERA DE ACUERDO AL GASTO Y CARGA TOTAL BAJO LA CUAL DEBEN OPERAR.

LA LOCALIZACION DE LAS GALERIAS DE BOMBEO DEBE HACERSE A UN LADO DE LA EXCAVACION DEL TUNEL A FIN DE QUE NO SEAN UN OBSTACULO PARA LAS ACTIVIDADES SUBSECUENTES DE REVESTIMIENTO -- DEL TUNEL, PARA EVITAR PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION LAS GALERIAS DE BOMBEO SE DEBEN EXCAVAR PERPENDICULARES AL EJE DEL TUNEL, LAS DIMENSIONES DE ESTAS GALERIAS ESTARAN EN FUNCION DEL NUMERO DE BOMBAS QUE EN ELLOS SE VAYAN A INSTALAR.

LAS DIMENSIONES DEL CARCAMO DEBERAN ESTAR SUJETAS A LAS NORMAS DEL INSTITUTO AMERICANO DE HIDRAULICA.

LAS CONDUCCION DEL AGUA HASTA LOS CARCAMOS DE BOMBEO SE HACE POR MEDIO DE ZANJAS O DRENES CUYAS DIMENSIONES ESTARAN EN -- FUNCION DEL GASTO QUE VAYAN A CONDUCIR, CON LAS TABLAS QUE APARECEN EN LOS APUNTES SE PUEDE DETERMINAR ESTAS.

CUANDO LA CONDUCCION DEL AGUA ES DEL FRENTE DE AGUAS ABAJO - DE LA GALERIA, EL DREN ESTARA EN CONTRAPENDIENTE DEL TUNEL Y SI LA SEPARACION ENTRE GALERIAS ES MUY GRANDE O SE ESPERA UN GASTO FUERTE CUANDO LOS FRENTES SE UNAN SE DEBERAN INSTALAR BOMBAS DE TRASPALEO QUE ENVIARAN EL AGUA MEDIANTE UN TUBO HASTA LA GALERIA DE BOMBEO QUE LA EXTRAERA A LA SUPERFICIE, EVITANDO ASI QUE LA TUBERIA DE CONDUCCION TRABAJE A PRESION.

PARA EVITAR EL AZOLVAMIENTO DE LOS CARCAMOS Y EL EXCESIVO -- DESGASTE DE LOS IMPULSORES DE LAS BOMBAS SE DEBERAN CONS - - TRUIR DESARENADORES QUE ELIMINEN SOLIDOS MAYORES A 0.4 MM., EN LOS APUNTES SE INCLUYE UNA GRAFICA CON LA QUE SE PUEDE CONOCER LAS VELOCIDADES DE SEDIMENTACION DE PARTICULAS EN FUN - CION DE SU DIAMETRO, ANTES DE ENTRAR EL AGUA AL DESARENADOR - HAY QUE COLOCAR UNA REJILLA QUE IMPIDA EL PASO DE CUERPOS FLOTANTES.

CONTROL DEL AGUA BOMBEADA. PARA CONOCER EL GASTO QUE SE ESTA BOMBEANDO, ES NECESARIO CONSTRUIR UNA ESTACION DE AFORO, PARA

LOS FINES DE EXACTITUD REQUERIDOS EL AFORO SE PUEDE REALIZAR CON UN VERTEDOR DE CRESTA LIBRE, ESTE VERTEDOR PUEDE SER --- TRIANGULAR, TRAPEZOIDAL O RECTANGULAR. SEGUN MI CRITERIO EL QUE DA CON MAYOR EXACTITUD EL GASTO ES EL DENOMINADO CIPOLLETTI PUES PRACTICAMENTE NO TIENE CONTRACCIONES LATERALES.

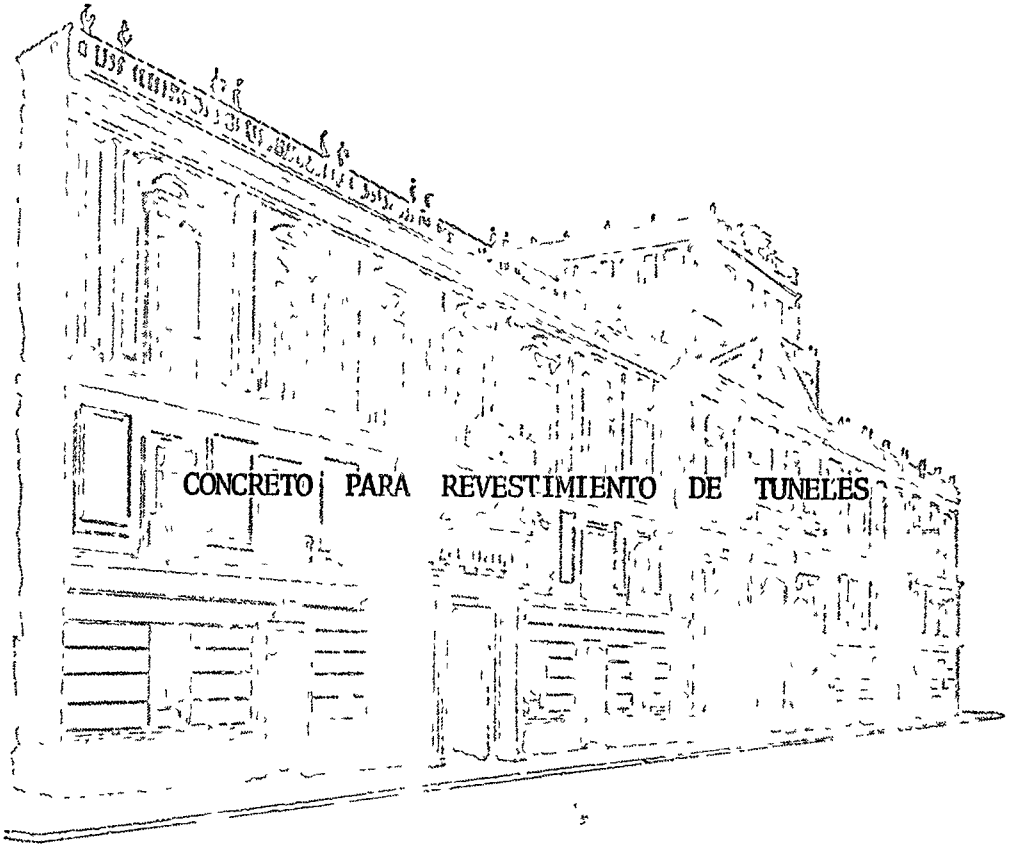
LA FORMULA DE FRANCIS ES LA MAS ACEPTADA PARA CALCULAR EL GASTO.

PARA MEDIR LOS TIRANTES HAY QUE HACERLO EN UN PEQUEÑO ESTANQUE COMUNICADO CON EL DEL VERTEDOR PARA EVITAR ERRORES POR - VELOCIDAD DE LLEGADA O TURBULENCIAS.

EN LOS APUNTES SE INCLUYE EL ESTUDIO HECHO PARA EL DRENAJE - DEL EMISOR CENTRAL DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

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

EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES



CONCRETO PARA REVESTIMIENTO DE TUNELES

ING ROBERTO SANCHEZ TREJO Y
LORENZO FLORES CASTRO

CONCRETO PARA REVESTIMIENTO DE TUNELES

I N D I C E

CONCRETO PARA REVESTIMIENTO DE TUNELES.

1. CARACTERISTICAS DEL CONCRETO.

Debido a las dificultades que normalmente se presentan durante el revestimiento de túneles, ocasionadas principalmente por las restricciones de espacio en las zonas de colado, al efectuar la mayoria de éstos en zonas confinadas (por un lado por las formas, por otro por el terreno), el equipo que se puede emplear para la colocación del concreto es limitado. Los equipos más usados son las bombas, los cañones y las bandas transportadoras; estas últimas en aquellos casos en los cuales la cubeta y las guarniciones se cuelan en forma independiente de la boveda o arco.

Lo anterior no significa que, necesariamente, las características del concreto y el diseño de su composición deban ser adaptadas a los métodos de transporte y colocación propuestos o disponibles. Sin querer decir tampoco que no debieran hacerse algunas adaptaciones al diseño de las mezclas para facilitar su transporte y colocación. Lo conveniente sería que, en cada caso, se hiciera el diseño de las mezclas y posteriormente se eligiera el equipo adecuado para el manejo del concreto de las características requeridas en la estructura y que, finalmente se hicieran las modificaciones que no afecten la calidad del concreto, pero que permitan utilizar el equipo seleccionado después de un cuidadoso estudio de las características del concreto.

El concreto que se emplea para el revestimiento de túneles tiene básicamente los mismos ingredientes que un concreto convencional; sin embargo, por sus condiciones de

colocación normalmente requiere la implantación de métodos y sistemas de control de calidad aún más estrictos que los necesarios en otras estructuras.

Respecto a los ingredientes, puede decirse que, en términos muy generales, el agregado grueso natural es preferible al agregado grueso triturado; la arena de río o de depósitos naturales, salvo excepciones, tiene ventajas notables sobre la arena de trituración o molienda; el cemento puede ser de cualquier tipo y se fija de acuerdo con los criterios de resistencia mecánica o de durabilidad, el empleo de aditivos inclusores de aire es de gran ayuda en la colocación del concreto debido a que reduce la tendencia de éste a la segregación y al sangrado, incrementando además la trabajabilidad; otros aditivos frecuentemente empleados son los siguientes: reductores de agua, retardadores de fraguado, plastificantes y aditivos minerales finamente molidos (puzolanas).

El movimiento del concreto para su colocación final dentro de las formas de un revestimiento, normalmente se lleva a cabo por medio de tuberías y en ocasiones mediante el uso de bandas transportadoras. En cada caso, las características del concreto fresco serán diferentes. A continuación se discuten ambas posibilidades, sin perder de vista que en casos excepcionales el concreto del revestimiento de túneles puede también colocarse con otros medios más sencillos como pueden ser carretillas o bogues, especialmente en la cubeta, losa de piso o guarnición de túneles pequeños.

1.1 Concreto transportado por tubería. Tanto la bomba como el cañón utilizan tubería para la conducción del concreto al punto de descarga. Para el objeto, la mezcla de concreto deberá ser plástica y homogénea, poco propensa a la segregación y al sangrado y, por lo general, de revenimien-

to alto (10 a 14 cm). Probablemente los factores que más afectan el movimiento del concreto dentro de una tubería son la granulometría y la forma de los agregados. Para éste caso se requiere,más que en otros, que los agregados cumplan ciertos requisitos de granulometría y que se acerquen lo más posible a los valores promedio, especialmente los finos.

Agregado grueso. El tamaño máximo del agregado grueso, si es anguloso, no debe ser mayor de un tercio del diámetro interior de la tubería. Para agregados redondeados, el tamaño máximo puede ser hasta del 40% del diámetro del conducto. Se deben tomar precauciones tales como la colocación de mallas en la tolva de la bomba o cañón, para eliminar cualquier partícula que exceda lo especificado. La forma de las partículas ejerce influencia sobre las proporciones de la mezcla; las partículas angulosas tienen una superficie específica mayor que las redondeadas, ello hace que se requiera, relativamente, más mortero para cubrir esa superficie. El tamaño máximo afecta la cantidad de agregado grueso que puede ser utilizado con eficiencia; la cantidad de agregado grueso debe reducirse a medida que el tamaño máximo es más pequeño.

Arena. Las características de la arena son mucho más importantes en el proporcionamiento de las mezclas que las del agregado grueso, ya que la arena junto con el cemento y el agua proporcionan el mortero o fluído que conduce las partículas de agregado grueso dentro de la tubería.

La granulometría de la arena debe cumplir con las especificaciones usuales, pero debe prestarse especial atención a las partículas más finas. Cuando se emplean tube-

rías con diámetro menor de 6" (15 cm), de un 15 a un 30% del peso de la arena deberá pasar la malla número 50 y del 5 al 10% la malla núm. 100. Las arenas que presentan deficiencias en estos tamaños, deben mezclarse con arenas más finas, a fin de cumplir con los porcentajes anteriores. Si se emplean porcentajes de finos mayores que los indicados, puede ser necesario incrementar el consumo de agua, lo que puede inducir contracciones y disminuir la resistencia. Cuando se emplean contenidos de cemento relativamente bajos es necesario aumentar los consumos de finos en la arena. De acuerdo a la experiencia alemana, para que un concreto sea bombeable, se requiere un contenido mínimo de finos (partículas menores de 0.2 m) comprendido entre 350 y 400 kg/m3 de concreto.

Pueden utilizarse los límites granulométricos de ASTM-C-33; como en la práctica es casi imposible obtener una arena que pase por la media, lo recomendable es emplear arenas finas (Fig. 1). Las figuras 2, 3 y 4 indican límites granulométricos de agregados combinados, recomendables para concreto bombeable.

El uso de consumos elevados de cemento como solución a los problemas de transporte por tubería, ocasionados por deficiencias en los agregados, es antieconómico e inadecuado; por lo tanto, es aconsejable corregir esas deficiencias, especialmente en los finos de la arena, por algún otro medio.

1.2 Concreto transportado por banda. Al igual que el concreto que se coloca con bomba, las mezclas deben ser plásticas, homogéneas y poco segregables, aún cuando es posible y recomendable trabajar con revenimientos relativamente bajos (5 a 10 cm). El tamaño máximo del agregado no es -

GRANULOMETRIA RECOMENDABLE PARA AGREGADO FINO

CONCRETO BOMBEABLE

(ACI - 304)

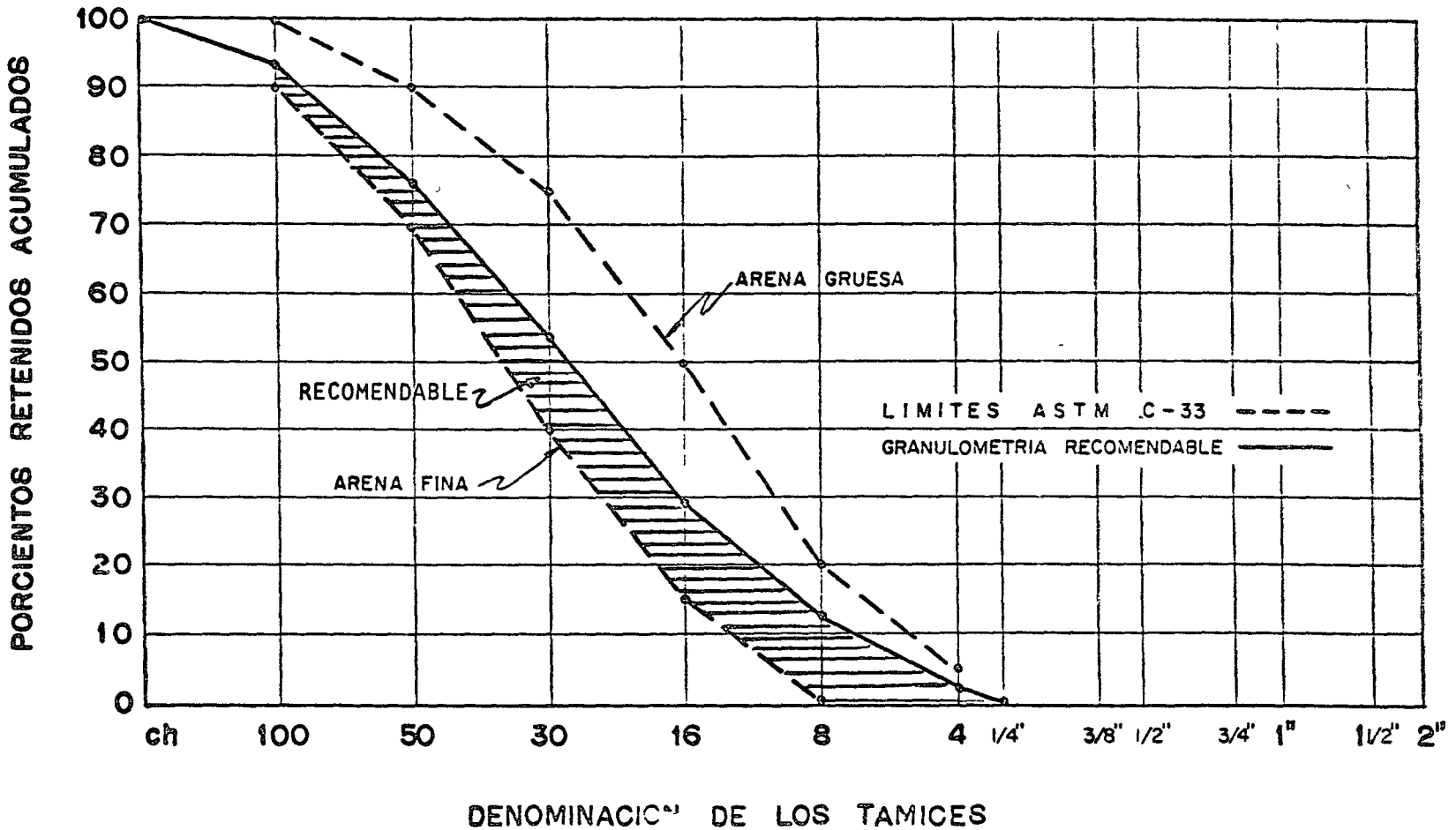


FIG. 1

GRANULOMETRIA RECOMENDABLE PARA AGREGADOS COMBINADOS

CONCRETO BOMBEABLE

(ACI - 304)

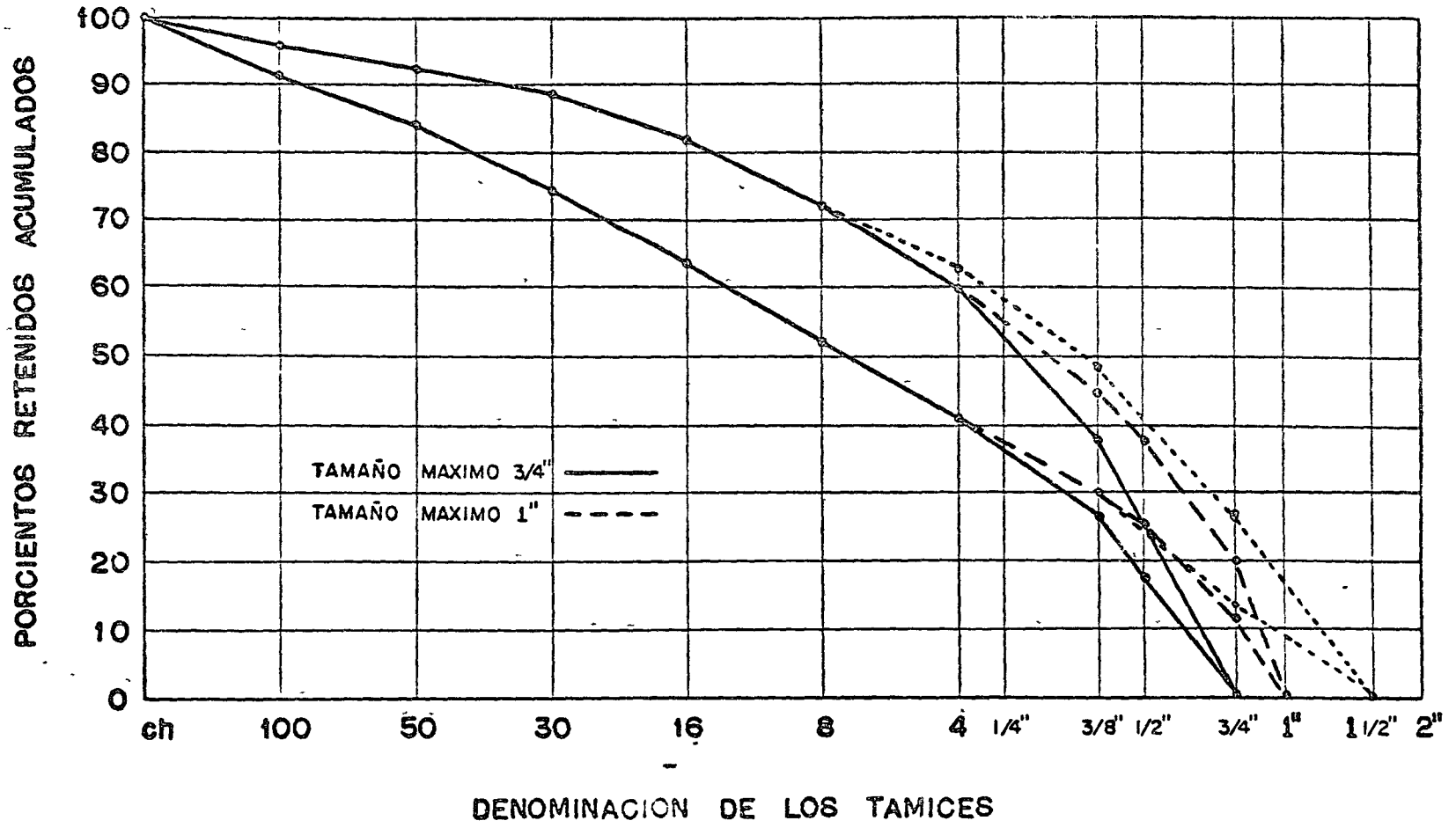


FIG. 2

GRANULOMETRIA RECOMENDABLE PARA AGREGADOS COMBINADOS
CONCRETO BOMBEABLE
(DIN 1045 , 1047)

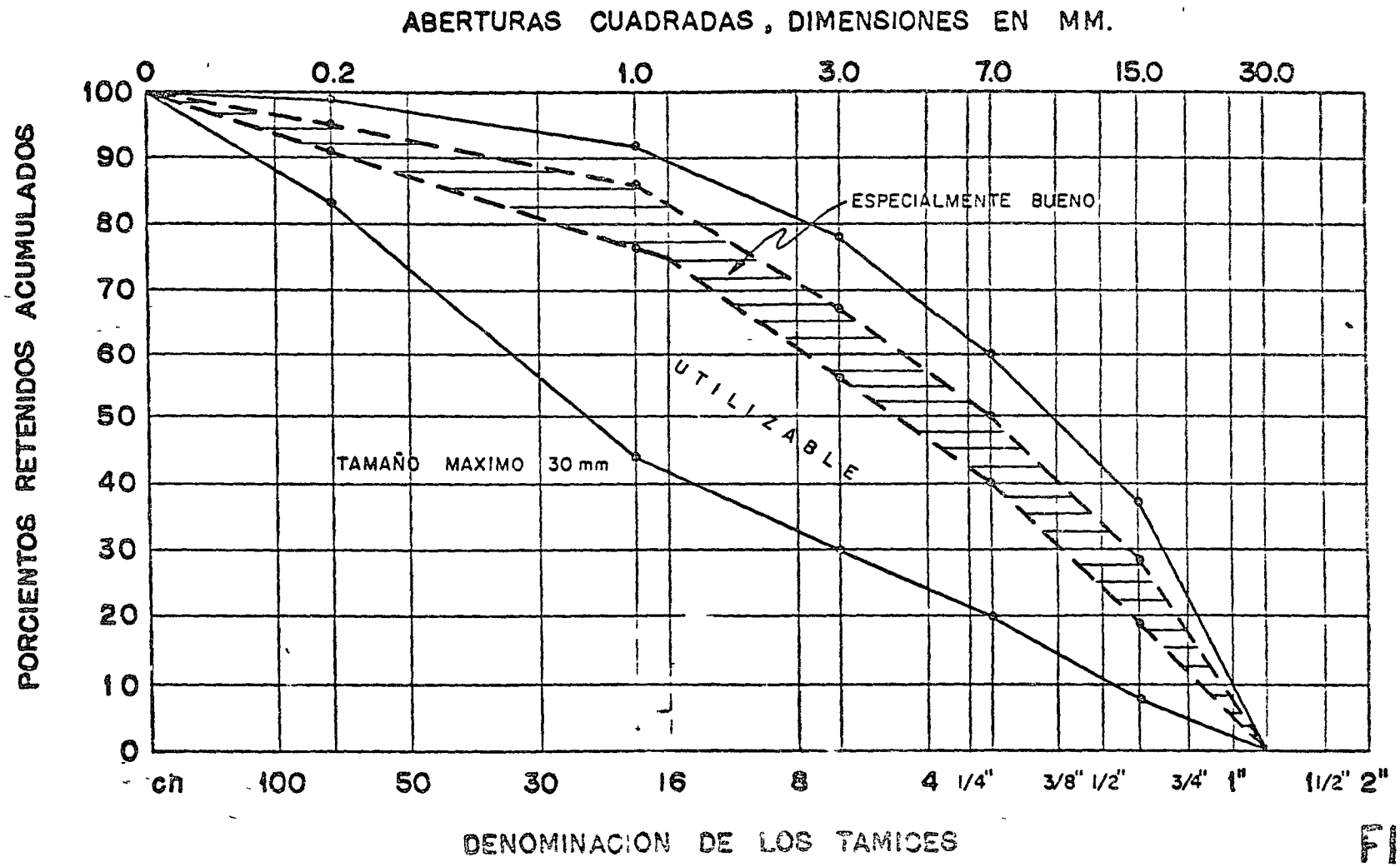


FIG. 3

GRANULOMETRIA RECOMENDABLE PARA AGREGADOS COMBINADOS
CONCRETO BOMBEABLE
(DIN 1045 , 1047)

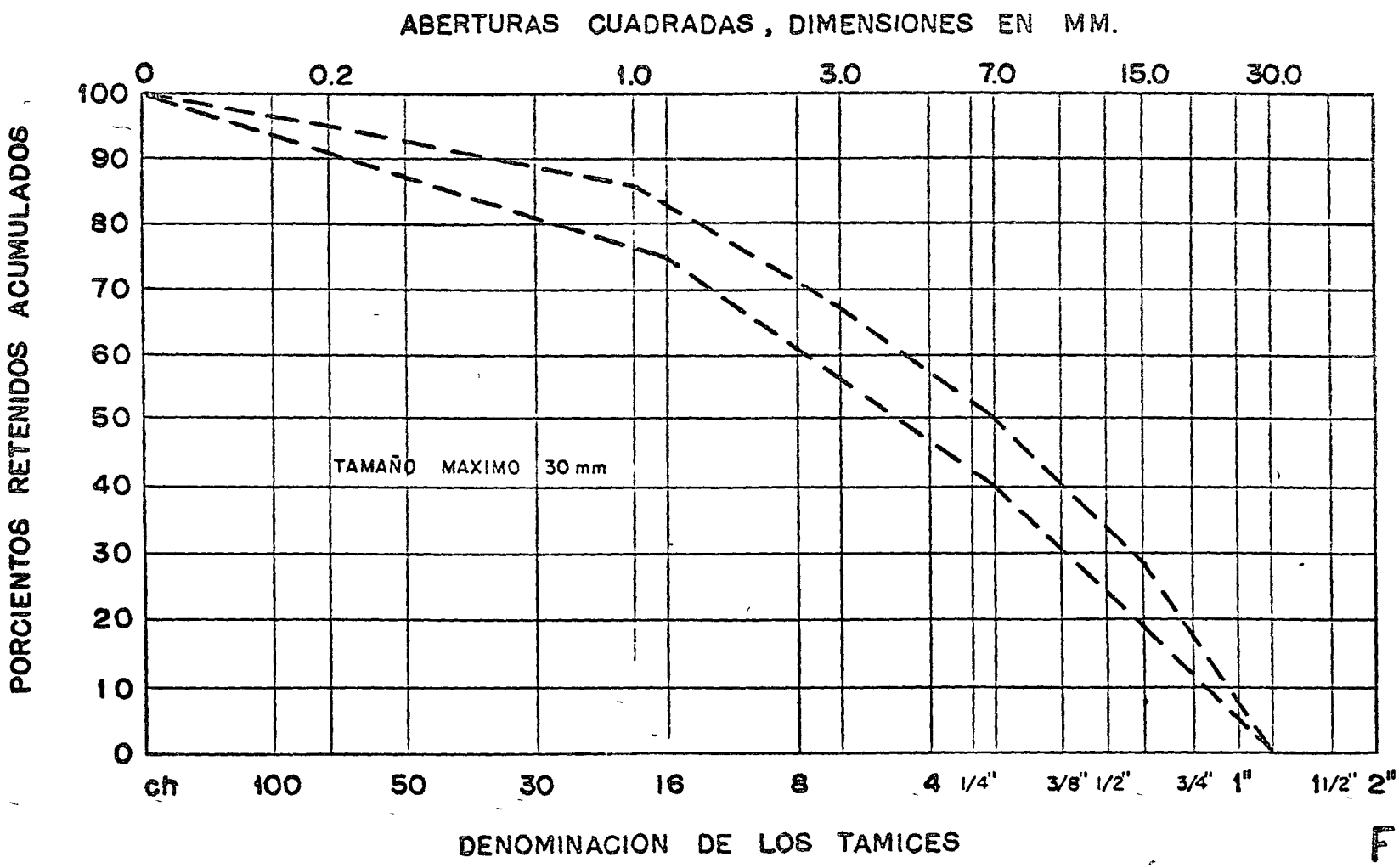


FIG. 4

crítico como no lo es la granulometría de los agregados ni la finura de la arena.

2. CONTROL DE CONCRETO.

El laboratorio a cargo del control del concreto, que normalmente se emplaza en la vecindad de la planta de concreto, tiene como función efectuar los ajustes necesarios a los proporcionamientos ocasionados por las variaciones en contaminación y húmedad de los agregados, controlar las características de los mismos, llevar a cabo los ensayes de concreto fresco, y elaborar los especímenes para la determinación de la resistencia. Los especímenes pueden ser ensayados en el propio laboratorio de campo, cuando éste cuenta con las instalaciones adecuadas, o bien ser transportados a un laboratorio central donde son sujetos a curado estandar o acelerado, según el caso, y después ensayados.

2.1 Muestreo. Uno de los aspectos más importantes en el proceso de control de concreto es el muestreo. Ya que, como es obvio, resulta impráctico ensayar especímenes de cada unidad o revoltura, el muestreo para fines de resistencia, debe realizarse de acuerdo a un sistema aleatorio.

Los ensayes que se efectúen, por numerosos que sean, no conducen a resultados satisfactorios si el muestreo se realiza con criterio selectivo o bien se lleva a cabo descuidadamente y si, además, las muestras no son representativas del concreto utilizado.

En vista de que uno de los problemas más delicados del concreto para revestimiento de túneles, es la pérdida de trabajabilidad (revenimiento) provocada por los sistemas

de transporte y colocación normalmente empleados, la obtención de muestras se lleva a cabo de la forma siguiente:

a. Cuando el objeto del muestreo es unicamente verificar la calidad potencial del concreto producido, es conveniente efectuar este muestreo a la descarga de la planta mezcladora, antes que sea introducido al túnel.

b. Si se desea conocer además los efectos que sobre el concreto originan el transporte y la colocación, el muestreo se realiza también en el sitio de colado. El muestreo para la elaboración de especímenes normalmente va acompañado del ensaye de concreto fresco. Esto permite detectar las pérdidas de trabajabilidad y los cambios en las características del concreto fresco.

La intensidad del muestreo varía en cada caso en función de los volumenes diarios o por turno, del equipo de que se disponga, del propósito de la obtención, de la capacidad del laboratorio, etc. Como referencia se indica enseguida la recomendación que para verificar la calidad del concreto premezclado, propone, la Norma DGN C-155-1976.

Número de Revolturas	Número de Muestras* Recomendado	Mínimo Obligatorio.
1	1	1
2 a 4	2	1
5 a 9	3	2
10 a 25	5	3
26 a 49	7	4
50 en adelante	9	5

* De cada muestra se elaborarán dos especímenes para ensayar a la edad especificada.

2.2 Ensayes de concreto fresco. El control del concreto fresco tiene especial importancia por el hecho de que los resultados que de él se derivan se obtienen en un tiempo relativamente corto, y por lo tanto permiten, en forma oportuna, detectar cualquier anomalía en el concreto y efectuar los ajustes necesarios. Las determinaciones que se efectuan en forma rutinaria son las siguientes: revenimiento, contenido de aire, peso volumétrico y rendimiento. Las determinaciones del revenimiento, tanto en la planta como en el frente de colado, deberán hacerse por lo menos en aquellas revolturas de las que se obtengan muestras para pruebas de resistencia. Periódicamente es conveniente realizar otro tipo de determinaciones tales como: tiempos de fraguado del concreto, sangrado, pérdida de revenimiento, etc.

2.3 Ensayes de concreto endurecido. Los ensayos del concreto endurecido tienen como objetivo principal la determinación de la resistencia del concreto. La resistencia a la compresión se acepta por lo general como una medida de la calidad del concreto y, además, su obtención es relativamente simple; por esas razones es el ensayo que más frecuentemente se realiza en concreto endurecido.

Debido a que la resistencia a compresión del concreto se especifica normalmente a 28 días de edad, los resultados, en muchas ocasiones, pueden ser extemporaneos y no permitir acción correctiva; teniendo en cuenta ésto, se han desarrollado nuevas técnicas de curado de los especímenes, afín de que éstos se puedan ensayar a edades menores y los resultados así obtenidos permitan predecir, mediante correlaciones, la resistencia del concreto a la edad de proyecto.

Durante las obras del Emisor Central de la Ciudad de México (Sistema de Drenaje Profundo del D.F.),para el control de producción del concreto, se empleó el procedimiento de ensaye acelerado ligeramente modificado de agua en ebullición (procedimiento B, ASTM C-684). Este procedimiento puede resumirse en lo siguiente : Curado en obra de los especímenes durante 23 horas ± 15 minutos, evitando pérdida de humedad, a una temperatura de 21 ± 5°C; transporte de especímenes a un laboratorio central; curado de especímenes en agua en ebullición durante 3 1/2 hrs; enfriado (aproximadamente 1 hr); cabeceo y se ensaye a las 28 1/2 hrs de edad.

2.4 Interpretación de resultados. La función principal del control del concreto y en particular de los ensayos de compresión, es asegurar la producción de un concreto uniforme y de la resistencia y calidad deseadas. Como el concreto es una masa endurecida de materiales heterogeneos, esta sujeto a la influencia de numerosas variaciones; estas variaciones que se reflejan en la resistencia del concreto, deben aceptarse como una característica del concreto y debe aprenderse a interpretarlas. De esta forma, es posible producir un concreto de la calidad adecuada si se mantiene un control correcto y es posible analizar juiciosamente los resultados si se interpretan adecuadamente mediante el uso de métodos estadísticos. Para obtener la máxima información, deberán hacerse ensayes de compresión en un número suficiente, que represente al concreto producido, y deberán emplearse los métodos estadísticos apropiados para interpretar los resultados. Los métodos estadísticos proporcionan la mejor base para deducir de los resultados obtenidos, el nivel de calidad alcanzado, y expresar la resistencia del concreto en la forma más útil.

3. FABRICACION DEL CONCRETO.

3.1 Planta de concreto. La planta de concreto deberá ser de la capacidad necesaria, en función de los volúmenes requeridos y del equipo de transporte y colocación adoptados. Es conveniente localizarla en una zona de fácil acceso, para permitir el suministro de los ingredientes del concreto; además debe estar ubicada lo más cerca posible del sitio por donde se va a introducir el concreto al túnel, evitando largos acarreos que propician las pérdidas de revenimiento y la segregación del concreto. Por otra parte, deberá contar con patios adecuados debidamente drenados para el almacenamiento de agregados, así como de silos para almacenamiento de cemento con capacidad suficiente, para prevenir posibles deficiencias en el suministro.

3.2 Dosificación. La dosificación de los ingredientes de el concreto, debe hacerse en peso, a excepción del agua y algunos aditivos que pueden dosificarse por volúmen. Es recomendable, con objeto de evitar segregación en el agregado grueso, que éste se dosifique en fracciones de acuerdo a los diferentes tamaños. Las tolerancias en pesos de acuerdo a la Norma Oficial Mexicana DGN C-155-76 son las siguientes:

Cemento. Cuando la cantidad de cemento de una revoltura sea igual o mayor de la capacidad total de la tolva-Báscula la tolerancia será ± 1%. Para revolturas menores, cuando la cantidad de cemento es menor del 30% de la capacidad total, la tolerancia es de ± 4%.

Agregados. Cuando se pesan individualmente ± 2%. Cuando

los agregados se pesan en forma acumulativa y su peso sea del 30% o más de la capacidad de la báscula ± 1%; si el peso es menor del 30%, la tolerancia es ± 3% del peso requerido o de la capacidad de la báscula aceptando el valor que sea menor.

Aditivos. Los aditivos en polvo se pesan y los aditivos en pasta o líquido se pueden dosificar por peso o por volúmen con una tolerancia de ± 3%. Incluyendo las puzolanas.

Agua. El agua se puede dosificar por peso o por volúmen con una tolerancia de ± 1%.

3.3 Mezclado. Debido principalmente a los sistemas empleados en el transporte y colocación, el equipo de mezclado debe ser eficiente de acuerdo a las características de los concreto empleados, para lograr que la mezcla resulte homogénea y cohesiva, con objeto de disminuir la segregación y las pérdidas de trabajabilidad. En muchas ocasiones es necesario un remezclado en el sitio de la colocación.

4. TRANSPORTE DEL CONCRETO.

Siendo el transporte uno de los aspectos que ocasionan mayores problemas en el concreto fresco empleado en el revestimiento de túneles, la selección de los sistemas y del equipo debe efectuarse en forma cuidadosa, tomando en cuenta básicamente los siguientes factores:

1. Distancias de acarreo.
   a. En superficie.
   b. Dentro del túnel.
   c. Vertical por lumbreras o pozos.

2. Dimensiones del túnel.
3. Volúmen por transportar.

Los sistemas de transporte más empleados son los siguientes:

Bogues. Este es uno de los sistemas de menor capacidad de transporte; se emplea principalmente en túneles pequeños y en distancias cortas, cuando el acceso al sitio de colocación se encuentra al mismo nivel que el sitio donde se elabora el concreto. En ocasiones, cuando el concreto es introducido al túnel por lumbreras o pozos, estos bogues se emplean para el transporte dentro del túnel al sitio de colocación. Los bogues pueden ser manuales o motorizados.

Camiones de volteo. Este sistema es empleado en túneles de gran sección que permiten el acceso y las maniobras de vehículos motorizados, y en los que el acceso se encuentra practicamente el mismo nivel que la planta productora de concreto. Es un sistema poco recomendable, debido a que en túneles generalmente se emplean concretos con revenimientos elevados, en los cuales se propicia la segregación que ocasiona pérdidas de revenimiento y de trabajabilidad; si se emplea este sistema será necesario, en la mayoría de los casos, contar con una unidad remezcladora del concreto, antes de proceder a su colocación.

Camiones revolvedores. Estas unidades, al igual que los de volteo, operan únicamente en túneles de gran sección y en los cuales el acceso es a nivel a través de un portal. Tienen la ventaja sobre los de volteo, que por estar agitando el concreto durante su transporte, evitan la se

gregación y la necesidad de la unidad de remezclado.

Vagonetas. Este sistema es muy empleado en grandes túneles, en los cuales se utilizan sistemas convencionales de vías con espuelas y tránsito en ambas direcciones; permite mover grandes volúmenes; se puede variar la capacidad de las vagonetas y el número de ellas en el tren. Este sistema de transporte es útil tanto en los casos en que el acceso al sitio de colado es a nivel del túnel, a través de un portal que permite el llenado de las vagonetas directamente de la planta donde se produce el concreto, como en el caso en el que sólo se requiere mover horizontalmente el concreto de la descarga de un pozo al sitio de colado dentro del túnel; tiene el inconveniente de propiciar a la segregación del concreto, especialmente cuando se emplean revenimientos altos.

Trenes de carros agitadores. Estos carros trabajan sobre un sistema de vías al igual que los trenes de vagonetas, pero es posible remezclar el concreto antes de la descarga, con lo cual se reduce la segregación. Este sistema permite mover grandes volúmenes de concreto dentro del túnel. El diseño de los carros agitadores les permite trabajar en forma individual o acoplados unos a otros; cada carro tiene capacidad de aproximadamente 4.5 m3; normalmente se emplean trenes de cuatro o cinco carros movidos por una locomotora. La parte principal la forma el cilindro donde se aloja el concreto para ser transportado dentro del túnel. En el interior del cilindro y soldada a las paredes se encuentra una espiral de lámina que lo recorre longitudinalmente y que sirve como medio de descarga al girar en sentido contrario a las manecillas del reloj; al ser operado en el otro sentido funciona como agitador.

Este sistema se usa principalmente para movimientos horizontales del concreto dentro del túnel, en aquellos casos en los cuales el acceso al túnel es a través de un portal que permite el llenado de los carros directamente de la planta de concreto y en el que la descarga del concreto es por tubería vertical, dentro de un pozo, que alimenta a los carros agitadores.

Bandas transportadoras. Este sistema permite mover grandes volúmenes de concreto; se emplea principalmente como sistema complementario para transportar concreto del sitio de descarga de camiones, bogues o carros agitadores a la tolva de la bomba o sistema de colocación. Se emplea además para mover concreto de la planta de elaboración a las unidades de transporte. Se usa generalmente en distancias relativamente cortas (30 a 50 m) y permite transportar el concreto horizontalmente o hacia arriba con un ángulo de 20° (aproximadamente).

Bombas. Es el método más empleado en túneles para transportar y colocar el concreto. Las bombas modernas permiten mover volúmenes de hasta 80 m3/hr, a distancias hasta de 600 m horizontales y hasta 150 m verticales (hacia arriba). El transporte de concreto para revestimiento de túneles mediante bombas presenta algunas dificultades, cuando el concreto se bombea desde la superficie hacia un túnel que se encuentra en la parte inferior (bombeo hacia abajo). El bombeo hacia abajo presenta mayor dificultad que el bombeo hacia arriba, pues el concreto, al caer por el tubo, forma vacíos que bloquean la tubería y en algunas ocasiones con la presión del bombeo se produce la destrucción repentina de la tubería. Con objeto de evitar este problema, es aconsejable instalar una válvula en la mitad de la curva más elevada de la tube-

ría y, en muchos casos, es necesario además, hacer pequeñas perforaciones a lo largo de la tubería vertical, para facilitar el escape del aire. Cuando se emplea el bombeo como medio de transporte del concreto en túneles, por lo general se realiza en tres direcciones; primero una pequeña distancia horizontal en superficie, después la caída vertical (hacia abajo), hasta llegar al nivel del túnel, y por último otra distancia horizontal dentro del túnel, hasta el sitio de la colocación.

El sistema de bombeo es por lo general más empleado como medio de colocación que de transporte, por lo que se tratará con más detalle al discutir los métodos de colocación.

Cubos. Un sistema económico, para transportar el concreto desde la superficie hacia el túnel que se encuentra a un nivel inferior, es el empleo de cubos con compuerta en la parte inferior, movidos por medio de malacates. Este sistema efectúa el transporte del concreto sin producir segregación. Los cubos descargan en tolvas, desde las cuales se mueve el concreto por medio de otro sistema, hasta el sitio de colocación.

Tubo de caída libre. Con este sistema, una vez que el concreto ha sido elaborado cerca de una lumbrera o pozo, es conducido hasta una tolva donde se inicia una tubería (de 6' a 8" de diámetro) que conduce verticalmente el concreto desde la superficie hasta el túnel. Al final de la tubería se instala un recipiente especial, llamdo tanque amortiguador, que recibe el impacto de la caída libre del concreto y que, a través de un codo de salida colocado a 2/3 de la altura, lo descarga a una tolva desde donde se alimenta los sistemas de transporte horizon-

tal. Para el empleo de este método, es necesario tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El tubo vertical debe estar a plomo bien asegurado a la pared del pozo, ya que pequeñas variaciones del eje vertical producen desgaste rápido de la tubería.

- Los extremos de los tubos que se suelden, deben estar colocados de tal manera que formen juntas circulares sin rugosidad ni salientes.

- Aunque la longitud de la tubería vertical puede ser ilimitada, es conveniente, a veces, el empleo de revolvedoras conectadas a la tolva.

- Es necesario limpiar constantemente la tubería y el tanque amortiguador, evitando que el concreto sedimentado se endurezca.

Las principales características del tanque amortiguador son las siguientes:

- Esta acondicionado con placas intercambiables en las paredes interiores, para evitar que se deterioren las paredes del tambor.

- En la parte inferior del tanque lleva una compuerta de guillotina, cuya función es permitir la salida del concreto que se sedimenta en la parte inferior antes de que endurezca.

- La descarga del tanque se encuentra localizada a las dos terceras partes de su altura, para disponer de un colchón de concreto que sirva para amortiguar, en parte, la caída de éste.

- El tanque se encuentra soportado por cuatro resortes con los que se absorve la energía producida por la caída libre del concreto.

- En el fondo del tanque, en dirección axial con la tubería, se dispone de una "aguja" metálica para romper el chorro y ayudar a que se produzca la "ebullición" del concreto que produce el efecto de un remezclado.

5. COLOCACION DEL CONCRETO.

La selección adecuada del método para la colocación final del concreto para revestimiento de túneles, es un factor muy importante y depende principalmente del avance de la excavación respecto al colado, de los problemas de estabilidad, de los espesores y volúmenes por colar, del uso que vaya a tener el túnel, de la sección del mismo, de la disponibilidad de espacio para maniobras, etc.

Existen varios sistemas de colocación de concreto para el revestimiento de túneles. Los más conocidos son los siguientes:

a. Colado contra formas.
b. Sistema Bernold.
c. Concreto lanzado.

El sistema Bernold constituye un caso particular de concreto colocado contra formas, mientras que el sistema de concreto lanzado se utiliza más bien como sistema de revestimiento temporal. Otro sistema que no se mencionará es el de dovelas de concreto prefabricadas.

5.1 Colado Contra Formas (sistema convencional). Consis -

e en el colado del concreto mediante el uso de formas metálicas o de madera. En éste método, que es el más empleado, la colocación final del concreto se efectua con diferentes equipos; los más usados son bombas, cañones y bandas transportadoras.

5.1.1 Bombas. Desde 1950 se ha producido un notable adelanto en el campo del bombeo de concreto, incluyendo nuevos diseños y bombas más perfeccionadas así como la introducción de mangueras de metal flexible y de material plástico. Gracias a estas innovaciones, la colocación del concreto por bombeo ha sido una de las prácticas de construcción más rápidamente extendidas en especial en el revestimiento de túneles, donde el espacio para el equipo de colocación es muy reducido. El rendimiento del bombeo puede variar desde 10 hasta 80 m3 por hora. El alcance efectivo varía de 20 a 300 m horizontalmente o de 30 a 90 verticalmente. Se han registrado casos en que el concreto ha sido bombeado con éxito a más de 600 m horizontales y de poco más de 150 m verticalmente (hacia arriba).

Las bombas se componen básicamente de una tolva de recepción para el concreto, una valvúla de entrada, otra de salida, un pistón y un cilindro. En la actualidad, la mayoría de estas bombas tienen dos pistones que empujan el concreto alternativamente, lo que permite un flujo más continuo.

5.1.2 Cañón. La diferencia básica entre un cañón y una bomba, radica en que la primera la entrega de concreto se hace en forma casi continua, y en el segundo en forma intermitente; el cañón esta compuesto básicamente de un recipiente en el cual se coloca el concreto, este recipiente esta equipado con una tapa de cierre hermético; a través de una tubería instalada en la parte superior, se introduce aire

a presión, el cual empuja al concreto a través de una tubería conectada en la parte inferior del recipiente.

5.1.3 Bandas transportadoras. Como se dijo anteriormente, éste es un sistema que permite mover grandes volúmenes de concreto. Se emplea principalmente para distancias cortas. El uso de este tipo de equipo se ha generalizado en la construcción, debido al poco espacio que requiere y a su versatilidad.

En el revestimiento de túneles, cuando éste se lleva a cabo por secciones, se obtienen mejores resultados si el colado de la cubeta se efectua con banda que cuando se emplea bomba, pues al operar con las bandas, se logra una mejor distribución del concreto, con lo que se evita la necesidad de traspaleo y se disminuye la segregación, además de que es posible usar revenimientos más bajos que permiten un mejor acomodo del concreto con el empleo de cerchas. Para este tipo de trabajo, es conveniente el empleo de bandas con desplazamientos laterales en los extremos, dotadas de tolvas con trompas de elefante, que permitan depositar el concreto a poca distancia del sitio de la colocación. En el colado del arco o boveda generalmente no es posible el uso de bandas.

Existen tres tipos de bandas transportadoras:

1. Transportador Portátil. Para distancias cortas y volúmenes pequeños, generalmente montadas sobre un trailer que lleva fácilmente la armadura donde se colocan los transportadores de banda. Este tipo generalmente no se emplea para el revestimiento de túneles.

2. Tipo Alimentador. Generalmente horizontal, aunque puede tener pequeñas pendientes. Su uso principal es como

JUICIOS COMPARATIVOS SOBRE EL DISEÑO DE MEZCLAS Y LA COLOCACION DEL CONCRETO MEDIANTE BOMBA, CAÑON Y BA

ASPECTOS	BOMBA	CAÑON	BANDA
1. GRANULOMETRIA DE LA ARENA	ES DESEABLE BIEN GRADUADA, CON CIERTO CONTENIDO MINIMO DE FINOS.	DEBE CUMPLIR REQUISITOS USUALES PARA CONCRETO.	DEBE CUMPLIR REQUISITOS USUALES PARA CONCRETO.
2. CONTENIDO DE ARENA EN LAS MEZCLAS.	REQUIERE INCREMENTARSE EN CIERTA MEDIDA.	NO SE REQUIERE INCREMENTARSE.	NO SE REQUIERE INCREMENTAR. EVENTUALMENTE PUEDEN USUARSE PROPORCIONES MAS BAJAS.
3. FORMA DE LOS GRANOS DE ARENA	ES DESEABLE REDONDEADA. LAS ANGULOSAS OCASIONAN MUCHO PROBLEMA.	ES DESEABLE REDONDEADA. LAS ANGULOSAS OCASIONAN MENOS PROBLEMAS QUE CON BOMBA.	ES DESEABLE REDONDEAD LAS ANGULOSAS OCASIONAN MENOS PROBLEMAS C CON BOMBA.
4. GRANULOMETRIA DE LA GRAVA.	CONVIENE LIMITAR LA PROPORCION DE LOS FRAGMENTOS MAS GRANDES.	LA NORMAL PARA OBTENER BUENA MANEJABILIDAD.	LA NORMAL PARA OBTENE BUENA MANEJABILIDAD.
5. TAMAÑO MAXIMO DE LA GRAVA.	SE LIMITA DE ACUERDO CON EL DIAMETRO DE LA TUBERIA	SE LIMITA DE ACUERDO CON EL DIAMETRO DE LA TUBERIA.	NO ESTA LIMITADO POR EL METODO DE COLOCACION.
6. FORMA DE LAS PARTICULAS DE GRAVA.	IGUAL QUE EN EL CASO DE LA ARENA.	IGUAL QUE EN EL CASO DE ARENA.	IGUAL QUE EN EL CASO DE LA ARENA.
7. CONTENIDO UNITARIO DE CEMENTO EN LA MEZCLA.	REQUIERE UN MINIMO DEL ORDEN DE 300 KG/M3, SI LOS AGREGADOS TIENEN BUENAS CARACTERISTICAS.	ADMITE, COMPARATIVAMENTE, MENOR CONTENIDO UNITARIO DE CEMENTO.	PUEDE COLOCARSE CONCRETO CON CONTENIDOS MUY BAJOS DE CEMENTO.

ASPECTOS	BOMBA	CAÑON	BANDA
8. REVENIMIENTO DE TRABAJO.	NORMALMENTE SE RECOMIENDA - PROMEDIO DE 12 CMS., APROX.	ADMITE, COMPARATIVAMEN - TE, MENOR REVENIMIENTO. TAL VEZ 10 CM. EN PROME- DIO.	ADMITE CUALQUIER REVE NIMIENTO. LOS REVENI MIENTOS ALTOS (MAYORE DE 15 CMS) PRESENTAN PROBLEMAS.
9. USO DE ADITIVO INCLUSOR DE AIRE.	CONVIENE LIMITARLO PARA OBTENER CONTENIDOS DE - AIRE ALGO MENORES DE LO USUAL.	SE LIMITA DE ACUERDO CON LOS REQUISITOS NORMALES.	SE LIMITA DE ACUERDO CON LOS REQUISITOS NORMALES.
10. USO DE ADITIVOS PLASTI- FICANTES.	ES RECOMENDABLE SU USO.	PRESENTA VENTAJAS SIN - SER NECESARIO SU EMPLEO PARA FINES DE COLOCACION	DESDE EL PUNTO DE VIS TA DE COLOCACION, NO PRESENTA NINGUNA VENTA JA SU EMPLEO.
11. RIESGO DE SEGREGACION DURANTE LA COLOCACION.	SE REDUCE MEDIANTE PRAC TICAS ADECUADAS.	SI LA DESCARGA SE HACE A TUBO LIBRE, EL RIESGO ES MUY GRANDE. SE REDUCE DESCARGANDO CON EL TUBO AHOGADO.	RIESGO DE SEGREGACION EN LAS TRANSFERENCIAS Y DESCARGA.
12. EFECTO QUE OCASIONA UNA SEGREGACION PREVIA A LA COLOCACION.	INTERRUPCIONES POR FOR - MACION DE "TAPONES" EN LA TUBERIA.	AUMENTA EL RIESGO DE SE- GREGACION DURANTE LA CO- LOCACION.	AUMENTA EL RIESGO DE SEGREGACION DURANTE LA COLOCACION.
13. EFECTO QUE OCASIONA UNA PERDIDA DE REVENIMIENTO PREVIA COLOCACION.	AUMENTA EL RIESGO DE - QUE SE FORMEN "TAPONES" - EN LA TUBERIA.	SE REQUIERE AUMENTAR EL CUIDADO EN LA COLOCACION PARA LOGRAR BUEN ACABADO	SE REQUIERE AUMENTAR EL CUIDADO EN LA COLOCACION PARA LOGRAR BUEN ACABADO.
14. POSIBILIDADES DE OTROS USOS EN OBRA.	NINGUNA.	NINGUNA.	PUEDE EMPLEARSE PARA ELEVAR TABIQUES, BLOQUES, MADERA, VARILLAS, AGREGADOS, ETC.

CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS

1. El costo inicial del cañón es más bajo que el de la bomba. El de la banda, para distancias cortas, es más bajo que cualquiera de los dos anteriores.

2. El mantenimiento del cañón es menor que el de la bomba, en igualdad de condiciones de uso. En general, el de la banda es menor que cualquiera de ellos.

3. La bomba es un equipo más versatil que el cañón, es decir, puede utilizarse en mayor número de aplicaciones y combinaciones. La banda es aún más versátil que la bomba, ya que puede utilizarse para otras actividades distintas a la colocación de concreto.

4. Entre los equipos de bombeo existen algunos que permiten el manejo de concretos de bajo revenimiento (hasta 2"), lo cual permite la utilización de una amplia gama de características por trabajabilidad. Por su lado, las bandas pueden manejar concretos prácticamente con cualquier revenimiento y tamaño máximo.

complemento del equipo de transportación. Tienen capacidades del orden de 100 m3/hr.

3. Banda de Descarga Lateral. Semejante al alimentador, pero equipado con un dispositivo que permite hacer la descarga hacia los lados y también moverse tanto para atrás como para adelante para poder distribuir mejor el concreto. Debido a estas cualidades es el equipo adecuado para la colocación de concreto en la cubeta de túneles. Los tres tipos de bandas, se pueden usar en serie para lograr distancias mayores.

Se presentan algunos juicios comparativos sobre el diseño de mezclas y la colocación del concreto mediante bombas, cañon y banda.

5.1.3 Cimbras. La selección del método de colado, y por consiguiente el tipo de cimbra, depende fundamentalmente de los avances de la excavación y de las dificultades que ahí se presentan; básicamente existen dos tipos de cimbras para el colado de túneles.

a. Cimbra seccionada.
b. Cimbra de sección completa.

La cimbra seccionada, se emplea principalmente en aquellos casos en los que es necesario colar y excavar simultaneamente. Generalmente se lleva a cabo en tres etapas con el siguiente orden:

1. Guarniciones.
2. Cubetas
3. Arco.

La cimbra de sección completa no permite el tráfico a - través de ella y se emplea en túneles en los que ya se ha terminado la excavación, por lo menor en un determinado tramo. Estas cimbras se pueden a su vez clasificar en dos tipos: Cimbra estacionaria que se emplea en túneles relativamente cortos en los cuales el avance en colocación de concreto puede ser lento. Cimbra telescópica; en este caso los colados se efectúan en forma continua, con un avance que en algunos casos llega a ser hasta de 60 m - diarios. En la obra del emisor central, se empleó cimbra de éste tipo formada con nueve secciones telescópicas de 7.32 m de longitud cada una, lo que representa un total de 65.88 m. Cada una de éstas secciones puede moverse en menos de dos horas. Este tipo de cimbra, está formada por varias secciones retráctiles, movidas por medio de - gatos hidraúlicos o neumáticos, apoyados sobre un sistema móvil. lo cual permite el paso de una sección o módulo a través de las otras, permitiendo con esto el avance continuo de las cimbras sin suspender el colado.

5.1.4 Colado continuo. Para la realización de éste tipo de colado es necesario el empleo de bombas o cañones, debido principalmente a los grandes volúmenes que por lo - general se requieren y a la necesidad de depositar el concreto en la parte superior del frente de colado. En este tipo de colado, es indispensable una plataforma de colado que permita el movimiento continuo del equipo de acuerdo a los avances del colado.

El concreto al ser depositado en la parte superior del - frente de colado, desliza por las paredes hasta el piso del túnel formandose un talúd siguiendo su ángulo de reposo. El concreto llena los huecos existentes entre las pa-

redes de la cimbra y el túnel; generalmente es necesario el vibrado por inmersión lo que se debe hacer por medio de vibradores neúmaticos o eléctricos.

En otras ocasiones se usan además o únicamente vibradores de pared, principalmente en la parte inferior, donde es difícil introducir los vibradores de inmersión. Es recomendable que los vibradores tanto de inmersión como de pared sean de funcionamiento neumático.

5.1.5 Colado discontinuo. Este tipo de colados puede realizarse básicamente en dos formas:

a. Sección completa. Este procedimiento, es similar al empleado para el colado continuo, siendo la diferencia básica el hecho de que la cimbra empleada es de tipo estacionario, por lo que los avances son más lentos. El equipo de colocación y el procedimiento empleado pueden ser los mismos que en el caso del colado continuo, únicamente que, al no ser necesario que el equipo se este moviendo en forma constante puede simplificarse la plataforma de colado, con lo cual la inversión es menor en comparación con el colado continuo, a cambio de un ritmo más lento en el colado.

   Los procedimientos de colado de sección completa se emplean principalmente en obras en las que se ha terminado previamente la etapa de excavación o cuando no es necesario el paso de equipo de excavación a través de la zona de colado.

b. Colado en etapas. Este procedimiento de colado se realiza colando el revestimiento en secciones o etapas; -

el tipo de seccionamiento más empleado es el de dividir el revestimiento en una zona inferior o cubeta, dos muros o guarniciones y el arco; se puede variar el orden en el que efectuan los trabajos. Cuando se realiza primero el colado de la parte inferior o cubeta, para la cual por lo general no es necesario el empleo de cimbras, el equipo más recomendado es el de las bandas transportadoras, que permite usar concretos con revenimientos inferiores al empleado en las bombas y además lograr mejor distribución del concreto disminuyendo la segregación.

El procedimiento de colado en secciones o etapas, se emplea principalmente en aquellas obras, chicas o grandes, en las cuales el colado va a pocos metros de la excavación, o cuando es necesario ir revistiendo conforme se va avanzando en la excavación.

5.2 Método Bernold. Este método se emplea únicamente en aquellos casos en los que, debido a la inestabilidad del terreno, es necesario el empleo de un gran número de anclas. Este método emplea el acero del soporte temporal como acero de refuerzo, eliminando la necesidad de anclas y consiste en que inmediatamente después de la excavación se cuela un cascarón de concreto armado. Lo novedoso de éste método es que se trata de concreto bombeado colocado detrás de placas perforadas de acero de forma especial, las cuales sirven al mismo tiempo como parte del cascarón y como armado.

El razonamiento básico para el desarrollo de éste sistema fué hecho en primer lugar para el ahorro de pérfiles de acero antieconómicos y del sistema de anclaje.

Una bóveda de concreto, hecha con placas Bernold, es capaz de tomar presiones de roca en un orden de magnitud de 100 a 200 ton/m2.

En el frente de excavación se distinguen tres diferentes fases:

a. El terreno que será removido en el siguiente avance.

b. Un espacio que puede variar de 1.00 a 3.00 m aproximadamente, dependiendo de la estabilidad, y de las condiciones geológicas del terreno, en el cual, con ayuda de marcos provisionales y de las placas especiales, perforadas, se colocará el cascarón de concreto.

c. La bóveda recien colada, apoyada, en forma complementaría en la zona del frente de ataque, a través de los marcos provisionales.

5.3 Concreto lanzado. Este es un sistema empleado principalmente como soporte temporal en excavación sobre terrenos inestables; debido a la poca uniformidad de los espesores y a la rugosidad en la superficie, es poco empleado como revestimiento definitivo. Se trata de concreto conducido a través de mangueras y proyectado neumáticamente a alta velocidad sobre la superficie por recubrir. La fuerza del impacto del chorro sobre la superficie actua como procedimiento de compactación del concreto. Generalmente se emplea una mezcla relativamente seca con aditivos acelerantes de gran rápidez, gracias a lo cual el material es capaz de sostenerse por si mismo sin desprenderse o deslizarse, aún en aplicaciones verticales o hacia arriba.

Para la colocación de éste tipo de concreto, existen dos métodos: el primero, conocido como de mezcla seca, es el proceso más empleado, en éste, una mezcla de cemento y - agregado (fino y grueso) con poca humedad, se transporta por una tubería o manguera hasta una boquilla de salida, donde se le añade el resto del agua. El segundo método - es aquel en el que se mezclan todos los ingredientes, - incluyendo el agua, antes que entren en la tubería y mangueras; éste método se conoce como proceso de mezcla humeda.

5.3.1 Proceso de mezcla seca. El proceso consiste básicamente de los siguientes pasos:

1. El cemento y los agregados húmedos se mezclan en una mezcladora o en un gusano.

2. La mezcla cemento - agregados se introduce en un ali - mentador mecánico especial.

3. La mezcla pasa a la manguera alimentadora por una rueda de alimentación o distribuidor.

4. El material es transportado por aire comprimido a - través de la manguera a una boquilla especial. La boquilla tiene fijo en el interior un tubo multiple perforado por el que el agua se introduce bajo presión - y se mezcla intimamente con los otros ingredientes.

5. Los materiales ya mezclados con el agua, son lanzados por la boquilla a alta velocidad sobre la superficie que se está tratando.

5.3.2 Proceso de mezcla húmeda. Este proceso consiste en los siguientes pasos:

1. Todos los ingredientes, incluyendo agua, se homogeneizan en una mezcladora convencional.

2. El concreto se introduce en la cámara del equipo alimentador.

3. La mezcla pasa a la manguera alimentadora y es conducida por aire comprimido a una boquilla.

4. Se inyecta aire adicional a la boquilla para incrementar la velocidad y mejorar la trayectoria del chorro.

5. El concreto es lanzado como chorro a alta velocidad desde la boquilla sobre la superficie.

Las propiedades físicas del concreto lanzado bien colocado en sitio, son comparables a las del concreto convencional. El tamaño máximo permitido en el agregado es de 3/4". Todas las partículas de sobre tamaños deben eliminarse, para evitar obturación de la manguera.

EXPERIENCE IN THE USE OF THE ACCELERATED TESTING PROCEDURE (BOILING WATER METHOD) FOR THE CONTROL OF CONCRETE DURING THE CONSTRUCTION OF THE TUNNEL "EMISOR CENTRAL" IN MEXICO CITY.

By: Roberto Sánchez-Trejo. *

Lorenzo Flores Castro. **

To be presented at
INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ACCELERATED STRENGTH TESTING OF CONCRETE

ACI Fall Meeting, October 1976, Mexico City, MEXICO.

* General Director; CONSULTEC, Ingenieros Asociados, S.C.

** General Manager ; INSPECTEC, S.A.

EXPERIENCE IN THE USE OF THE ACCELERATED TESTING PROCEDURE (BOILING WATER METHOD) FOR THE CONTROL OF CONCRETE DURING THE CONSTRUCTION OF THE TUNNEL "EMISOR CENTRAL" IN MEXICO CITY.

BY: ROBERTO SANCHEZ TREJO. *
LORENZO FLORES CASTRO. **

INTRODUCTION.

From 1971 to 1975, in the Valley of Mexico, the construction of a huge project known as Deep Drainage System (Sistema de Drenaje Profundo) took place. The main structure of this project is a tunnel named "Emisor Central", 49.8 km long, 6.50 m internal diameter, and 70 cm average concrete thickness. The aim of this project is eliminating the risk of floods in Mexico City, carrying both rain water and sewage disposals to the Mezquital Valley in the State of Hidalgo.

For the construction of this tunnel, the production and placing of over one million cubic meters of concrete was required, a record in construction in Mexico. The project utilized nine concrete plants of 45 m3/hour capacity. These plants were placed at intervals along the tunnel at points where special shafts, built for construction purposes, were located. The concrete was introduced through these special shafts by means of vertical steel pipes with shock absorber tanks at the bottom; transportation inside the tunnel was done by means of trains of interconnected agitators, and the placement in the forms took place with concrete pumps and concrete guns.

* General Director; CONSULTEC, Ingenieros Asociados, S.C.
** General Manager ; INSPECTEC, S.A.

ABSTRACT

Over one million cubic meters of concrete were poured during the construction of a huge project known as Deep Drainage System designed to eliminate the risk of floods in Mexico City. The main structure of this system is a tunnel 49.8 km in length, 6.50 m in internal diameter, and with a 0.70 m average thickness of concrete lining.

The most outstanding part of the product control of concrete was carried out by testing specimens cured in boiling water (procedure B, ASTM C-684). More than 1700 samples, consisting each of four specimens, were tested. Two specimens of each sample were tested at 28 1/2 hours and two at 28 days.

Functional relationships were established for predicting the 28 day compressive strength from the data obtained in the 28 1/2 hour test, with very satisfactory results. These relationships allowed to adjust opportunely the mix proportions to the optimum amounts of ingredient materials in order to fulfill the strength requirements of the job specifications.

Concrete product control was carried out by testing specimens cured in boiling water, following procedure B, ASTM C-684 (slightly modified). During the construction of this project, more than 1700 samples, consisting each of 4 cylindrical specimens, were tested. Two specimens of each sample were tested at 28 1/2 hours and two at 28 days.

The purpose of testing 28 1/2 hour specimens was to obtain advanced evaluations of strength variations and of the quality levels reached during the work, in order to establish, opportunely, the corrective measures necessary to accomplish the requirements of the job specifications.

QUALITY CONTROL PROGRAM.

a) Responsability for Quality Control.

The concrete quality was the responsibility of two inspection and testing agencies, one, representing the owner, was responsible for verifying the quality of the whole job, and the other, representing the contractor. was responsible for the control of the production of concrete. This report describes the activities of this latter group.

Sampling of the concrete for product control included approximately one sample for strength test for each 600 cubic meters of concrete. With a daily average production of nearly 1800 cubic meters, this resulted in an average of three samples per day. These samples were, invariably, obtained at the discharge point of the concrete mixers.

b) Concrete Specifications and Mix Proportions.

Concrete for tunnel lining was proportioned for several 28 day design strengths, varying from 175 to 300 kg/cm2; maximum size of aggregate was either 3/4" or 1 1/2". The transporting and placing system adopted

imposed the necessity of using rather high design slumps, varying between 12 and 16 centimeters, with a predominant value of 14 cm, at the mixer discharge point. Coarse aggregates were of two classes; 1) crushed from basalt, andesite and limestone rock and 2) natural, from piroclastic deposits (quite abundant in Mexico City and surroundings). On the other hand, sand was in every case obtained from natural piroclastic deposits, even though, in certain instances, it was blended with crushed stone fines. Cement was supplied by one single factory and was type V (sulfate resistant). Also, water reducing agents and air entraining admixtures were used. The former were used in all concrete while the latter were used only in those plants using limestone crushed aggregate and natural sand from a deposit close to the end of the tunnel.

Cement content varied from approximately 300 up to almost 450 kg/m3; design water cement ratio varied from 0.44 to 0.56; gravel-sand ratio fluctuated from 1.30 to 1.50; air entrained, when required, varied between 2.5 to 3 5%.

c) Verification of the Quality of Concrete Specimens.

The laboratory representing the owner was in charge of verifying the quality of both ingredient materials and concrete. For this purpose, this laboratory obtained random samples consisting of 4 specimens that were tested two at 7 days and two at 28 days. All concrete specimens were standard cured. Sampling of fresh concrete was invariably carried out at the discharge point of agitators which were transporting concrete inside the tunnel, before introducing it into the pumps or guns that placed the concrete in the forms.

PRODUCT CONTROL.

a) Product Control Facilities.

For carrying out the concrete product control, a field laboratory was installed in each concrete plant. These laboratories had the necessary equipment to carry out tests for prescribing corrections to mix proportions which took into account variations in moisture and in grading of aggregates, as well as for realizing fresh concrete tests and for manufacturing concrete specimens to be tested under compression.

In a location close to the center of gravity of the concrete activities, a central testing laboratory was installed. This laboratory was equipped with standard curing rooms with controlled temperature and humidity, accelerated curing tanks and a 200 ton spring dynamometer compression machine, accurate to 50 kg readings. The central laboratory personnel were granted due authority to modify the ingredient proportions, in view of accelerated test results, within certain limits.

b) Sampling and Testing of Fresh Concrete.

As a part of the activities of product control, several tests of fresh concrete were carried out. Among these routine tests the following can be mentioned: slump, air content, unit weight and yield. Occasionally, other tests such as: time of set of concrete, bleeding, loss of slump, etc. were carried out. One sample of the fresh concrete was taken for strength testing from each 600 m3, as mentioned before, or one sample per shift. During night hours, no specimens for 28 1/2 hour testing were taken, in view of difficulties with hour schedule of the testing laboratory personnel.

c) Accelerated Tests.

During the whole concrete operation, a total of 1728 accelerated tests (two specimens each) at the age of 28 1/2 hours, using a method corresponding to procedure B, ASTM C-684, with some slight modifications, were carried out. The inspection and testing agency in charge of this work has been using single-use tin-plate cylindrical molds, 15 by 30 cm.

These molds have a cover that allows no loss of water and seals the specimens to constant weight. This fact permitted conserving concrete specimens for 16 hours at the field laboratory with the sole precaution of maintaining temperature within a range from 16° to 20° C. After the 16 hour period elapsed, the specimens were transported to the central testing laboratory with extreme care. At 24 hours, accelerated curing in boiling water was initiated. Boiling water temperature in Mexico City (2240 meters above sea level) is approximately 90° C.

Accelerated curing takes place in thermically isolated tanks designed to hold 8 specimens. The total capacity of the tank is 135 liters and is composed of an immersion iron-clad electrical resistance heater, 3000 watts and 220 volts.

On the other hand, specimens for 28 days testing were cast in standard steel molds, 15 by 30 cm. These specimens were standard cured in a fog room with 100% R.H. and temperature between 21° and 23° C.

d) Strength Tests Results.

It being the purpose of accelerated strength testing to obtain advance information that can be used to adjust mix proportions, thus guaranteeing the fulfillment of the required quality levels at the optimum cost, the main efforts were focused to establish correlations between anticipated strength data and standard strength at the

established age of testing imposed by the project specifications. Therefore, correlation of 28 1/2 hour and 28 day compressive strenghts of concrete, for various combinations of ingredient materials used during construction, was sought from the very beginning of the concrete operations. Fortunately, the only sources of difference of behaviour seemed to be the nature of coarse aggregate and the use of air entrainment, since sand was mostly obtained from similar deposits and cement type and brand were maintained the same during the whole job.

Figure 1 shows how the values of strength for crushed aggregate concrete presented a reasonable correlation and how an acceptable fit is a curve of the type $y=ax^b$. The correlation coefficient in this case resulted with a value of 0.806 for 1079 observations. For natural coarse aggregate, the correlation was better; a fitting curve of the same type yielded a value of the correlation coefficient of 0.915 with 649 observations, as shown in Fig. 2. When considering all the observations together, a fit curve of the same type was used, and a correlation coeficient of 0.883 was obtained as shown in Fig. 3. The three fitting curves are very close one to the other as shown in Fig. 4. It should be noted that no differentiation whatsoever was considered necessary for the data obtained for different design strengths.

In the particular case where a limestone crushed coarse aggregate and a rather coarse natural sand imposed the necessity of using an air entraining agent, the fitting curve, being of the same type as the one used for other concretes, appeared to be steeper and a correlation coefficient of 0.885 resulted, as shown in Fig. 5.

e) Feedback of Test Results.

As it was mentioned, from the very starting stage of concrete operations, a correlation of strength values at 28 1/2 and 28 days, was sought.

During the initial period, when 28 day data was scarce, functional correlations obtained by the same testing agency in other projects, utilizing similar aggregates, were used. However, the cement characteristics differed substantially and the predictions resulted rather poor.

Soon after, when available data became considerable, relationships obtained started to give fruitful results and a continuous modification of the functions took place. Very soon, the 28 day strength predictions from 28 1/2 hour data became reliable. For illustration purposes, Fig. 6 shows the correlation obtained in one particular concrete plant and Fig. 7 shows how the information of accelerated testing permitted one to estimate the standard 28 day strength distribution and how these anticipated predictions compared with the actual values. In this manner, the cement content, the water-cement ratio and even the gravel to sand ratio were continuously modified, in order to reach the desired goal of complying with strength specifications at the optimum cost.

FINAL COMMENTS.

The benefits obtained with the accelerated testing of concrete specimens were innumerable. On one hand, it was possible to have available at opportune moments reliable data which allowed one to adjust mix proportions to reach the required strength levels and avoid eventual penalties that, according to the project specifications, could have ocurred. On the other hand, this advanced reliable data permitted the utilization of the optimum quantities of ingredient materials with the consequent economy in cost of concrete production.

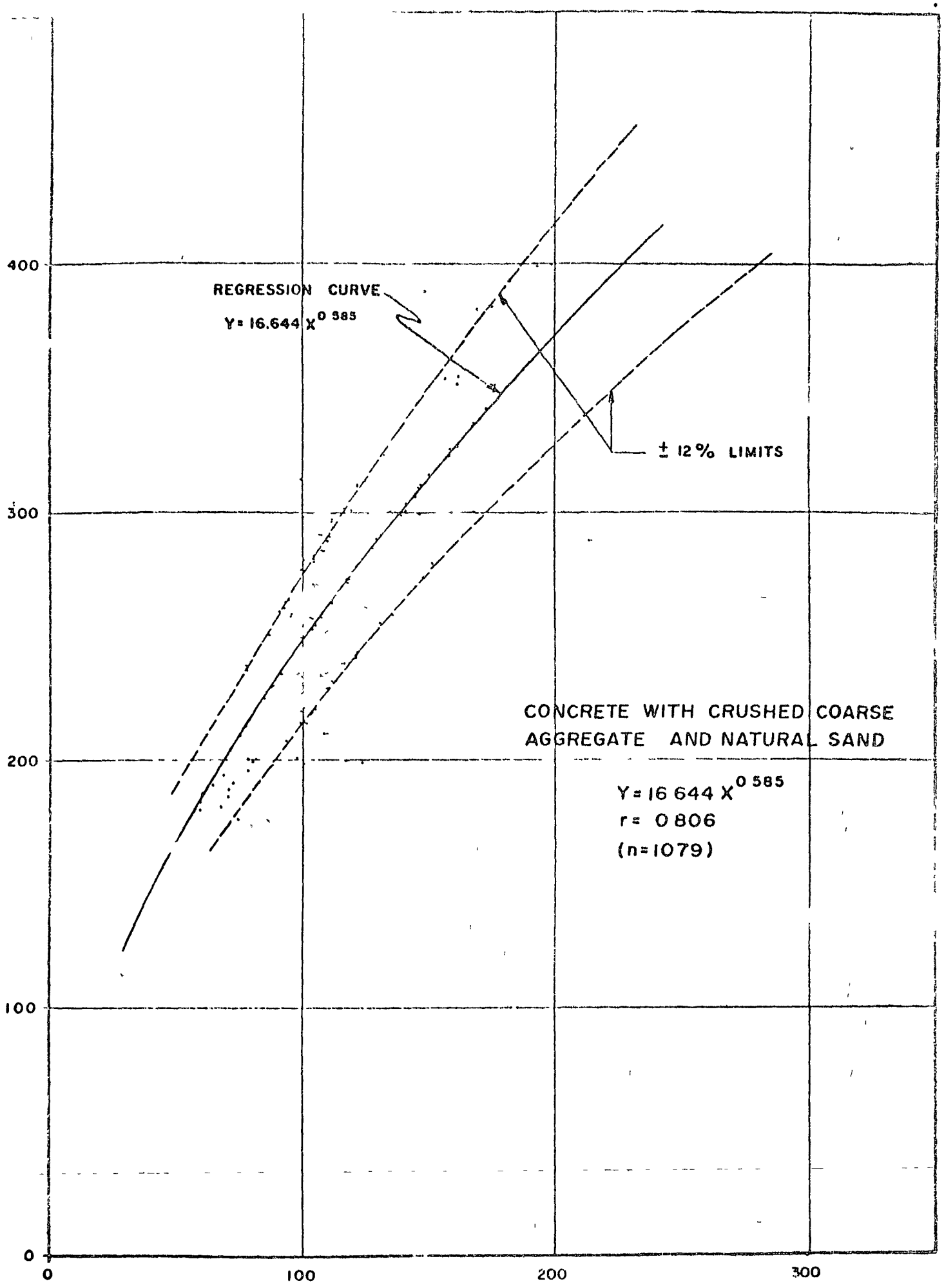
It has to be recognized, however, that the cost of the actual testing was considerably increased with respect to the cost of conventional testing,

mainly by the use of disposable molds for 28 1/2 hour specimens and for the payment of overtime to laboratory personnel. Also, this method of testing prevented sampling on Saturdays and at night, which was omitted in order to avoid personnel laboratory shifts on week ends and at night.

Finally, it is our belief that it is feasible to carry out an adequate product control of concrete based solely on the results of accelerated testing, complemented strongly by fresh concrete testing and process inspection.

ACKNOWLEDGMENT

The authors are indebted to Angel Borja, Héctor Hiriart, Manuel Salvoch, Raúl Borja and Andrés Moreno - all member of the engineering staff of TUNEL, S.A., the general contractor of the project - for their encouragements and support in the product control operations; also, to the engineers and city authorities of D.D.F., owner of the project, and to DIRAC, S.C., which represented the owner in supervising quality control. The authors wish to thank all of the above mentioned for their enthusiastic cooperation in the application of the accelerated method for product control of concrete.



ACCELERATED COMPRESSIVE STRENGTH AT 28 1/2 HOURS (kg/cm²)

FIG. 1

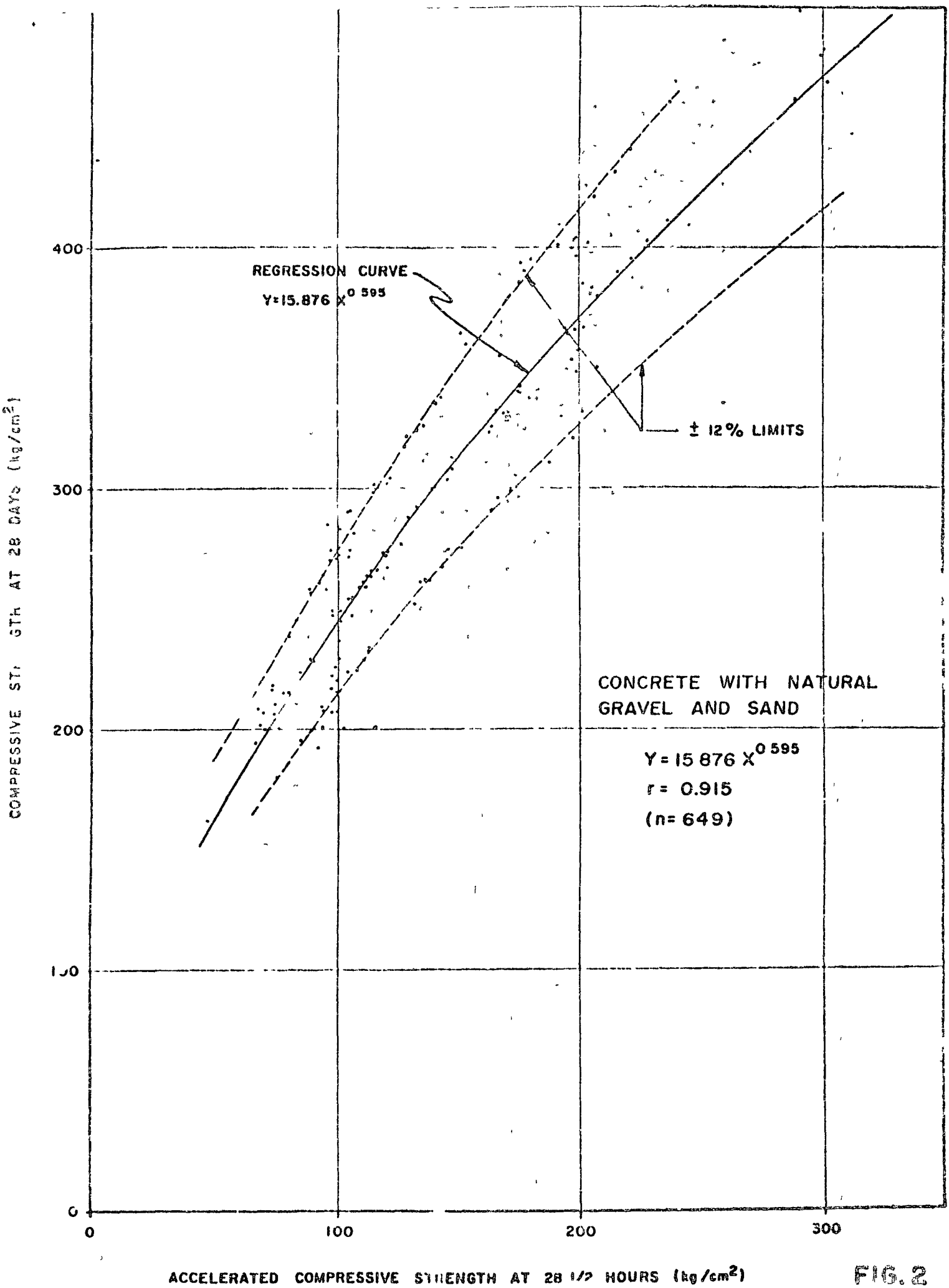

REGRESSION CURVE
Y=15.876 X^0.595
± 12% LIMITS
CONCRETE WITH NATURAL GRAVEL AND SAND
Y = 15.876 X^0.595
r = 0.915
(n= 649)
COMPRESSIVE STRENGTH AT 28 DAYS (kg/cm²)
ACCELERATED COMPRESSIVE STRENGTH AT 28 1/2 HOURS (kg/cm²)
0
100
200
300
400

FIG. 2

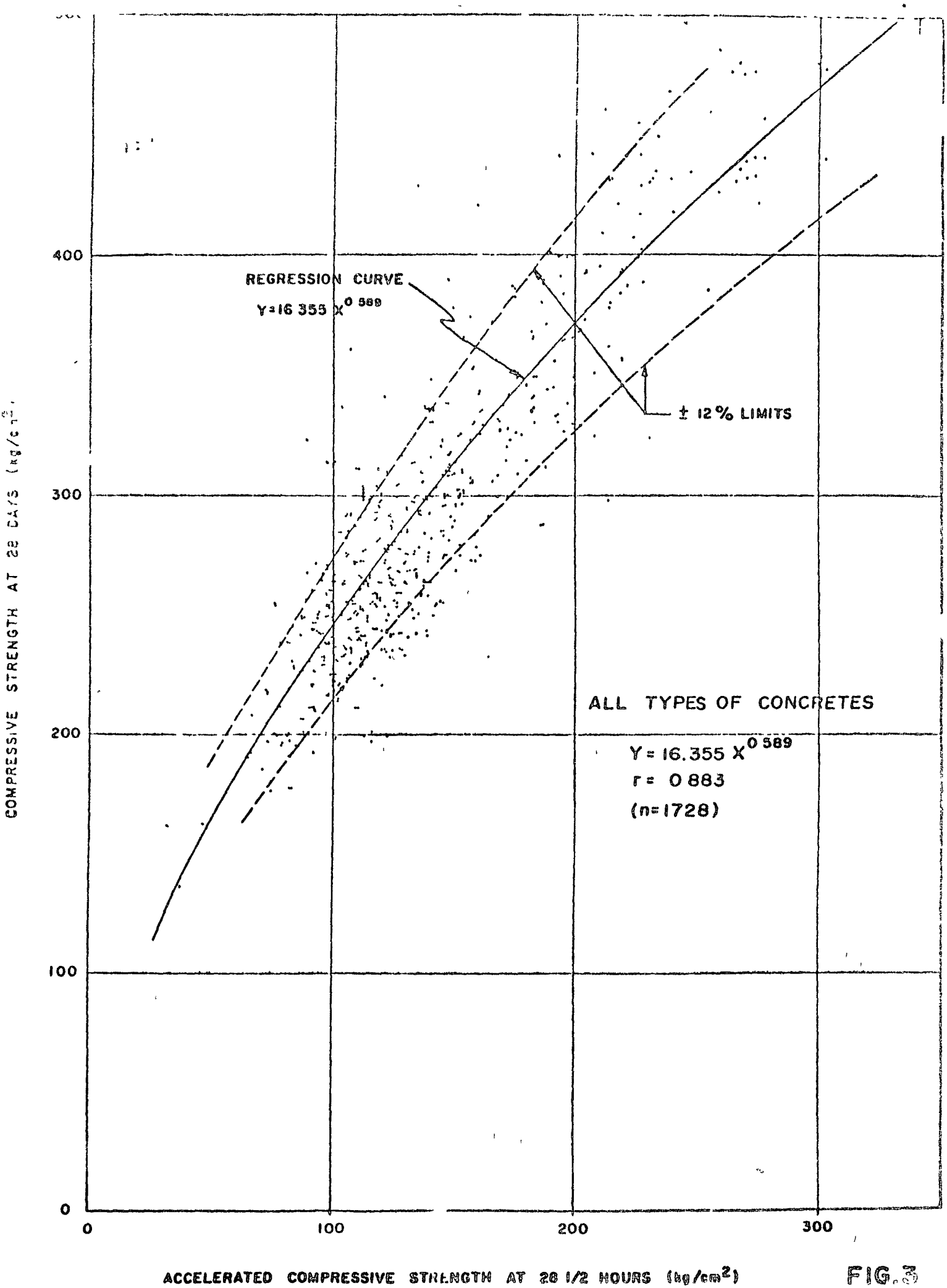

REGRESSION CURVE
Y=16 355 X^0 589
± 12 % LIMITS
ALL TYPES OF CONCRETES
Y = 16.355 X^0 589
r = 0 883
(n=1728)
COMPRESSIVE STRENGTH AT 28 DAYS (kg/cm²)
ACCELERATED COMPRESSIVE STRENGTH AT 28 1/2 HOURS (kg/cm²)
0
100
200
300
400

FIG. 3

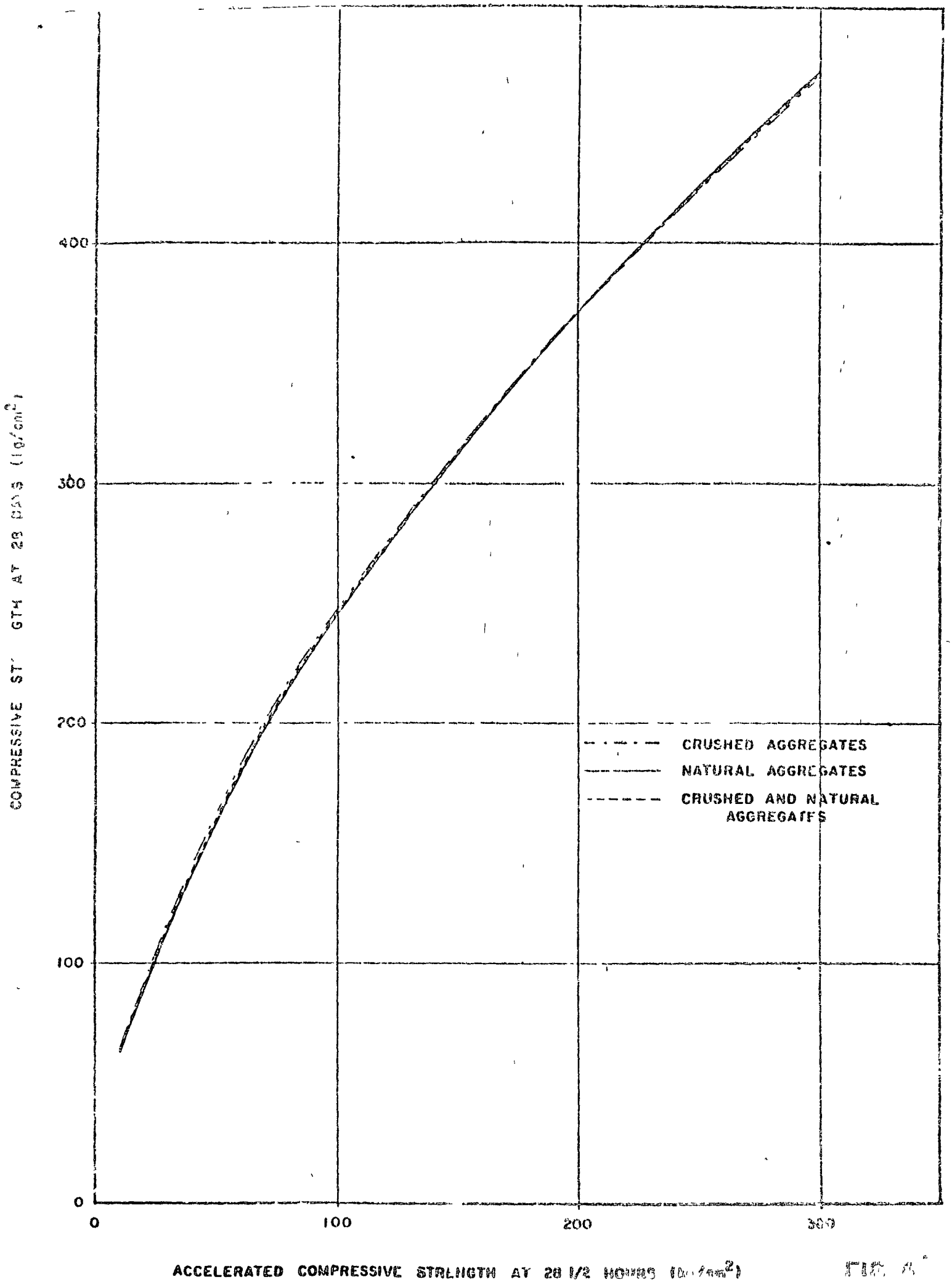

400
300
200
100
0
0
100
200
300
CRUSHED AGGREGATES
NATURAL AGGREGATES
CRUSHED AND NATURAL AGGREGATES
COMPRESSIVE STRENGTH AT 28 DAYS (kg/cm²)
ACCELERATED COMPRESSIVE STRENGTH AT 28 1/2 HOURS (kg/cm²)

FIG. 8

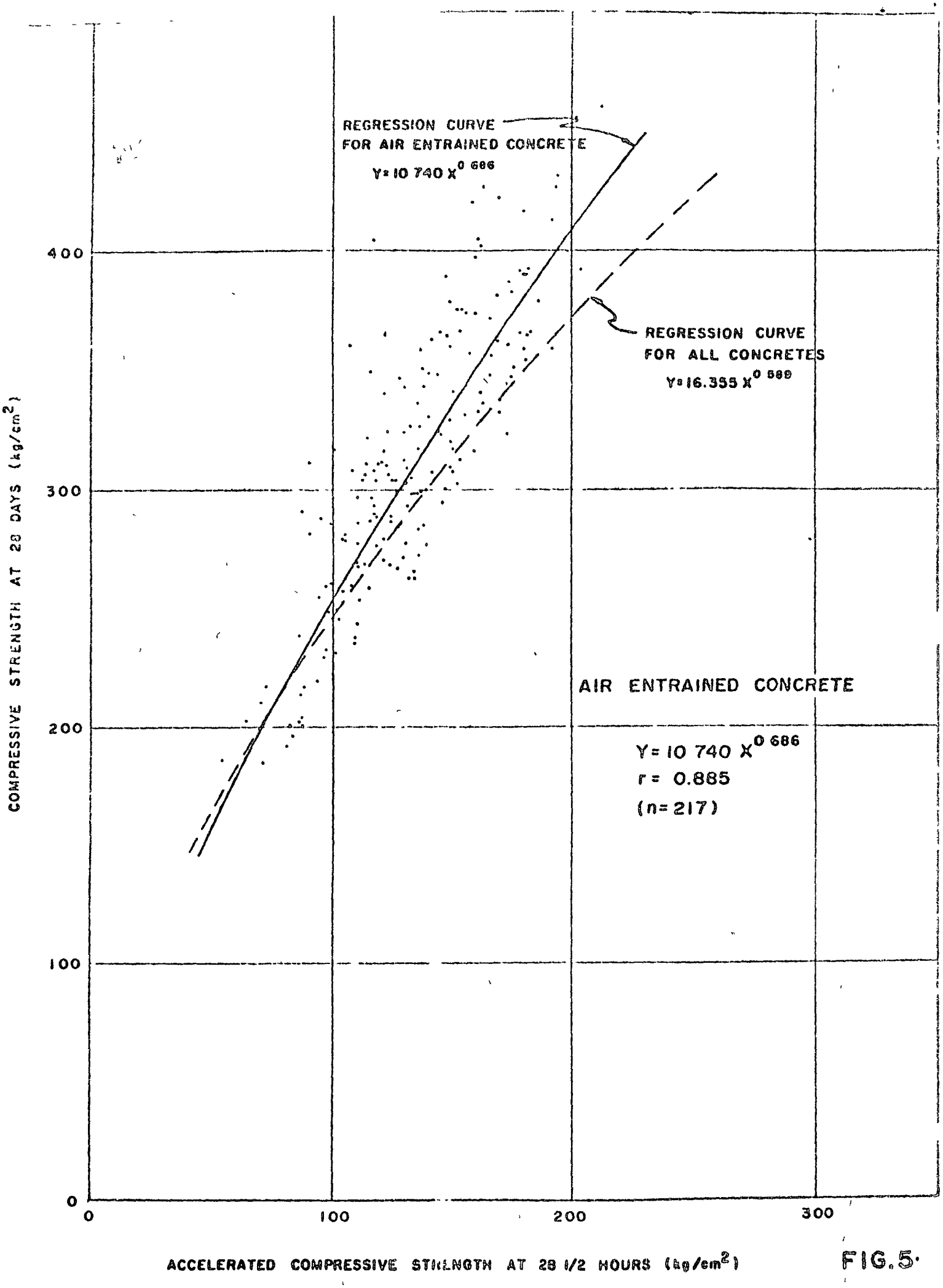

REGRESSION CURVE
FOR AIR ENTRAINED CONCRETE
Y= 10 740 X^0 686
REGRESSION CURVE
FOR ALL CONCRETES
Y= 16.355 X^0 589
AIR ENTRAINED CONCRETE
Y= 10 740 X^0 686
r = 0.885
(n= 217)
COMPRESSIVE STRENGTH AT 28 DAYS (kg/cm²)
ACCELERATED COMPRESSIVE STRENGTH AT 28 1/2 HOURS (kg/cm²)
0
100
200
300
400

FIG.5.

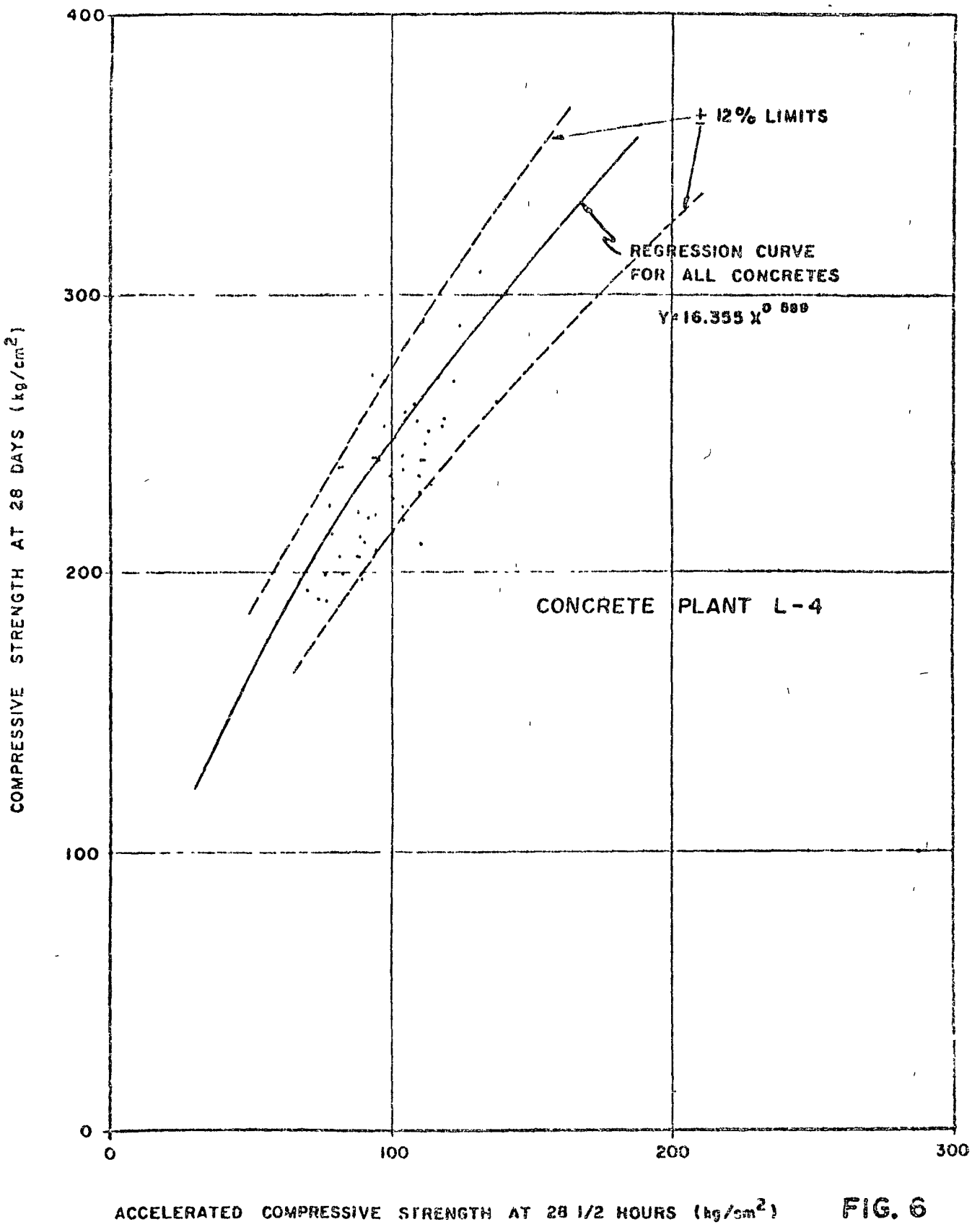
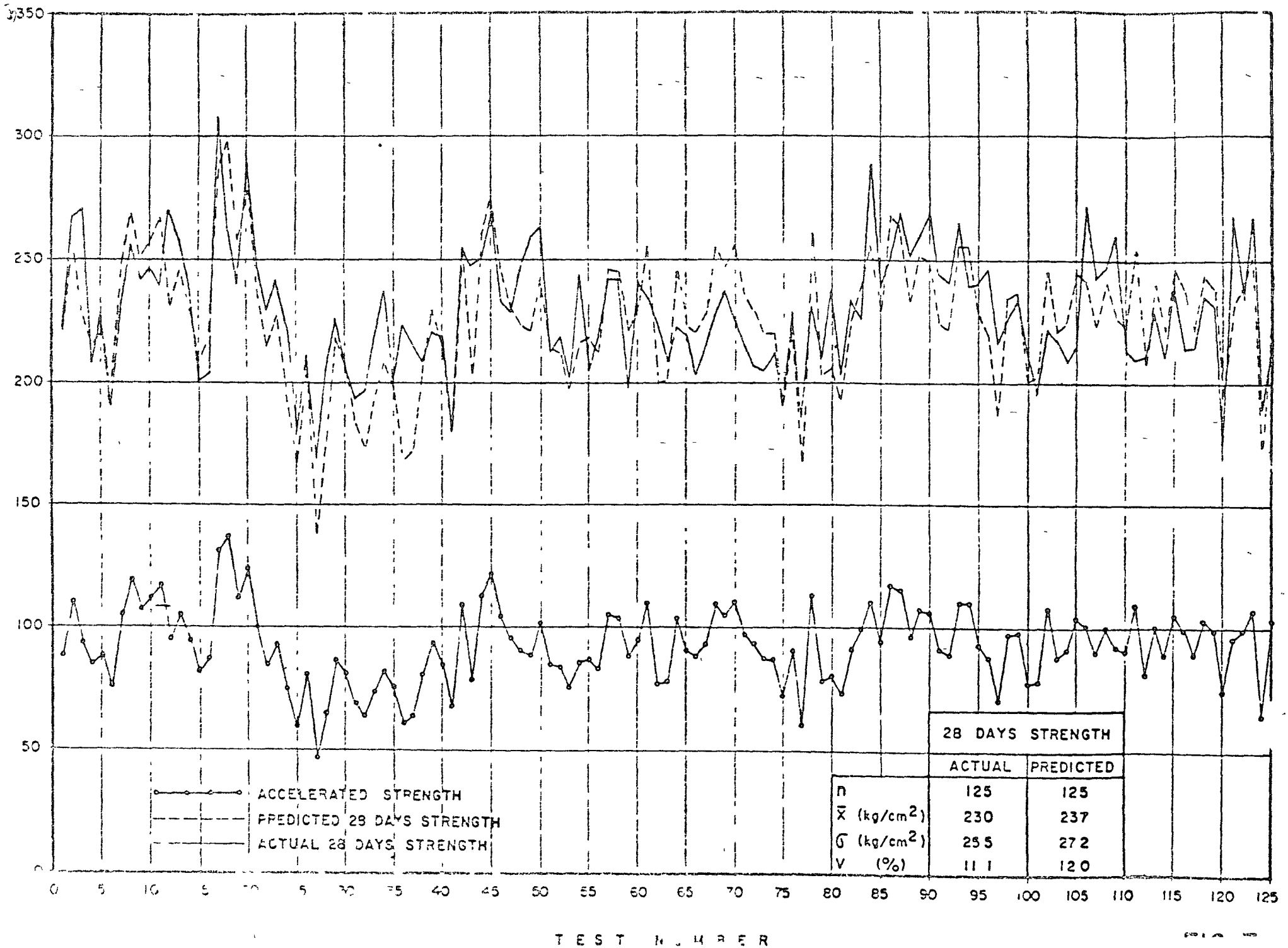
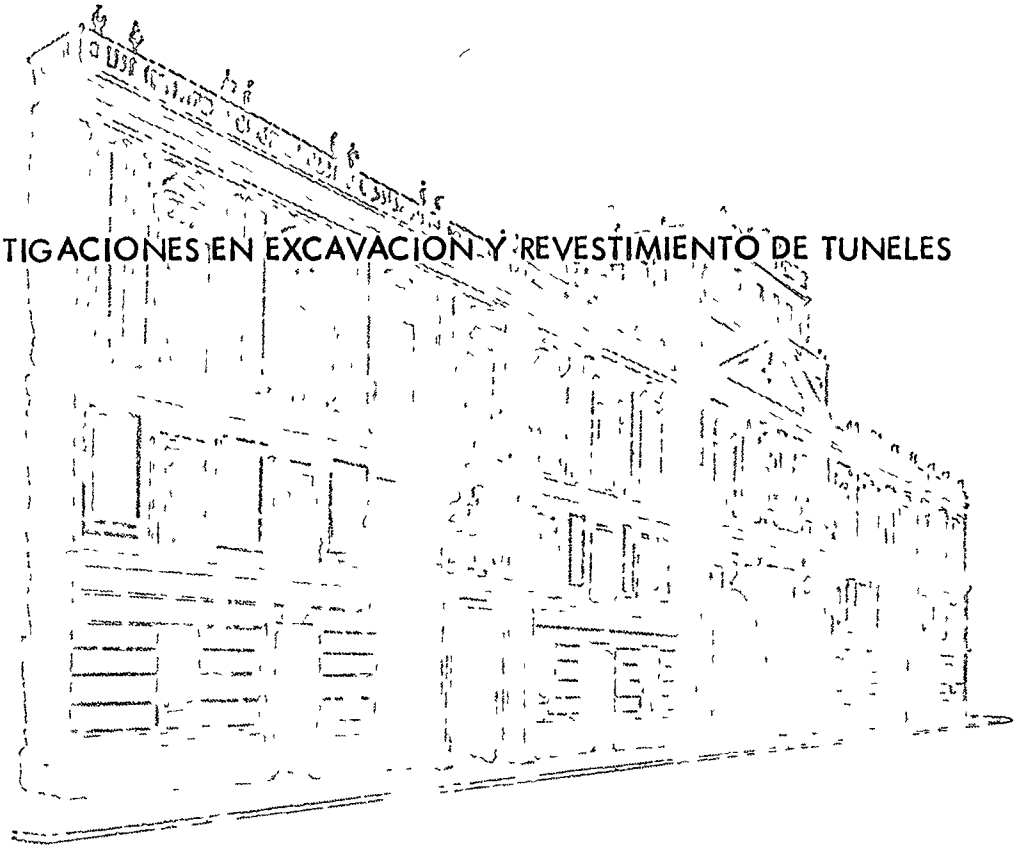

400
300
200
100
0
0
100
200
300
± 12% LIMITS
REGRESSION CURVE
FOR ALL CONCRETES
Y=16.355 X^0.889
CONCRETE PLANT L-4
COMPRESSIVE STRENGTH AT 28 DAYS (kg/cm²)
ACCELERATED COMPRESSIVE STRENGTH AT 28 1/2 HOURS (kg/cm²)

FIG. 6


350
300
250
200
150
100
50
0
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75 80 85 90 95 100 105 110 115 120 125
TEST NUMBER
ACCELERATED STRENGTH
PREDICTED 28 DAYS STRENGTH
ACTUAL 28 DAYS STRENGTH
28 DAYS STRENGTH
ACTUAL
PREDICTED
n 125 125
$\bar{X}$ (kg/cm^2) 230 237
σ (kg/cm^2) 25.5 27.2
V (%) 11.1 12.0

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

EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES



INVESTIGACIONES EN EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES

Neftalí Rodríguez Cuevas

Marzo de 1977

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso México 1, D F Tel 521-40-20 5 Líneas

INVESTIGACION EN EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES

1. INTRODUCCION

La conducción de agua a fin de proveer cantidades de ese líquido suficientes para satisfacer las necesidades de los habitantes de una gran ciudad como es la ciudad de México, implica en ocasiones la necesidad de excavar túneles a diversas profundidades en materiales que van desde rocas ígneas o sedimentarias, hasta suelos suaves. En este trabajo se intenta resumir algunos de los problemas que han sido investigados, para contribuir al diseño y construcción de esos túneles.

Se establecen algunos de los resultados obtenidos al considerar el movimiento de las masas de materialque son perturbadas por la excavación de un túnel, considerando las propiedades reales de los materiales y los esfuerzos tectónicos producidos en el terreno por el transcurso de eras geológicas, en los depósitos que debe atravesar el túnel. Normalmente, estos movimientos dependen de la naturaleza de las rocas y de sus características viscoelásticas y se presentan de manera gradual y contínua en el transcurso del tiempo, tendiendo a disminuir el diámetro de la

excavación.

Estos movimientos, aunados a la alteración en los materiales son provocados por la excavación y la prescencia de filtraciones y gases, que hacen necesario el revestimiento de los túneles mediante diveros procedimientos, que van desde el simple ademe, hasta el empleo de concretos lanzados y revestimientos definitivos de concreto reforzado.

Para el diseño del revestimiento se han propuesto diversos procedimientos para analizarlo y en forma breve se discuten en este trabajo sus hipótesis y los resultados que se obtienen al aplicarlos a un túnel específico, a fin de establecer un estudio comparativo de los diseño que se obtienen de su aplicación.

Además de los movimientos cuasiestáticos de las paredes de un túnel, por efectos viscoelásticos, es común que se presenten en la vida útil de un túnel perturbaciones sísmicas que pueden ocasionar daños en el revestimiento. Se estudia brevemente a este fenómeno y se discuten los resultados obtenidos de estudios teóricos, así como de experiencias en las cuales se ha observado los efectos de ondas de compresión en medios en los cuales existe un túnel.

Finalmente, se establecen algunos aspectos de investigación que pueden ser llevados a cabo durante el proyecto y construcción de un túnel para conducción de agua.

2. MOVIMIENTO DEL TERRENO

La excavación de un túnel cilíndrico plantea un problema interesante: en una formación geológica que se ha estabilizado durante miles de años y en la cual

han quedado permanentemente grabados los movimientos que dieron lugar a la formación, como deformaciones unitarias y esfuerzos tectónicos, es perturbada por la excavación, la cual tiende a provocar movimientos apreciables hacia el interior de la excavación.

Una idealización del fenómeno puede ser descrita por el siguiente modelo. Considerese a un medio semiinfinito viscoelástico estable, sometido a la acción de la gravedad, que tiende a tener en cada punto un régimen de tipo hidrostático de esfuerzos. La frontera de la excavación antes de que esta se realice, estará sometida a esfuerzos normales a los planos tangentes de la superficie lateral del túnel. Al efectuar la excavación, se debe aplicar una condición adicional de esfuerzos tal, que al ser superpuesta al régimen hidrostatico de esfuerzos, permite obtener una frontera interior libre de esfuerzo.

Existen estudios (ref 1) en los cuales se muestra que es posible conocer el campo de esfuerzos y desplazamientos que se presentan en un material homogéneo, al excavar el túnel. El campo de desplazamientos puede ser descrito matemáticamente, notándose una tendencia de movimiento hacia un punto localizado en el interior del túnel, que afecta a todo el material que rodea a la excavación y provocara desplazamientos en la superficie del terreno crecientes con el tiempo, cuya magnitud depende de las propiedades del material, la profundidad de la excavación y su radio.

Este campo de desplazamientos produce esfuerzos, los cuales pueden ser valuados, y se presentan los valores máximos en el perímetro de la excavación, sobre todo en los puntos colocados en el extremo del diámetro horizontal. Estos esfuerzos,

aunados a los esfuerzos horizontales que se provocan en el medio, han sido utilizados como elementos de control para conocer las condiciones de estabilidad de una excavación, el conocimiento de este campo de esfuerzos ha permitido el empleo de técnicas de elemento finito para analizar las diversas condiciones de construcción, en la vecindad de la excavación.

En la ref 2, 3 y 4 se ha hecho análisis cuidadosos del movimiento, esfuerzos y condiciones de falla alderredor de túneles, que permiten hacer las siguientes afirmaciones:

a) La secuencia de excavación, usando excavación horizontal en una o tres etapas, o tres etapas de excavación vertical, es poco significativa desde el punto de vista de los esfuerzos y desplazamientos que se producen en la vecindad del túnel. Es más, debe hacerse notar que en todos los casos analizados, no se presentó la condición de falla por cortante dentro del material, conduciendo así a la conclusión de que la secuencia de excavación no tiene efectos de importancia en el movimiento del material.

b) En análisis lineales, el módulo de Young del material no afecta los esfuerzos, pero el módulo de Poisson puede alterar los esfuerzos y deformaciones, tendiendo a disminuir los esfuerzos principales menores a medida que el módulo de Poisson se incrementa; los movimientos de los extremos del diámetro horizontal de la excavación hacia el centro de incrementar, y los de puntos sobre el diámetro vertical, disminuyen.

c) La no linearidad en el comportamiento del material no afecta sensiblemente a los esfuerzos, pero los desplazamientos son inversamente

proporcionales al módulo tangente inicial, mientras sea bajo el nivel de esfuerzos.

d) Los esfuerzos iniciales provocados por la acción del tiempo en eras geológicas, alteran sensiblemente a la distribución de los esfuerzos y la acción de la gravedad parece ser importante, mientras la profundidad del túnel sea inferior a 150 m.

e) En perforaciones circulares, la concentración de esfuerzos tiende a ser mayor a medida que la relación entre esfuerzos principales menores a mayores, K_0, decrece. Esfuerzos de tensión solo aparecen mientras la relación anterior es inferior a un tercio.

f) El campo de desplazamientos que se desarrrolla cuando la sección del túnel es en herradura, es similar a los de un túnel circular, aunque se ha encontrado que el campo de esfuerzos se altera en la vecindad del túnel, apareciendo pequeñas zonas de tensión en la parte inferior. En la unión de la pared vertical y el fondo, tieneden a aparecer concentraciones importantes cuando la relación de esfuerzos principales K_0 es la que se presenta en el caso isotrópico, y menores a medida que los esfuerzos horizontales son mayores. Estudios viscoelásticos han mostrado un tendencia a disminuir dichas concentraciones a media que transcurre el tiempo.

Cuando al excavar el túnel se ecnuentra una inclusión suave a lo largo de una lente plana dentro de un material homogéneo, que pueda tener diversas orientaciones, es posible valuar su influencia en el comportamiento de la excavación y se ha obtenido los siguientes resultados:

a) Mientras más suave sea la discontinuidad, el cambio en la distribucion de esfuerzos es más importante, presentándose zonas de tensión que tienden a incrementare a media que la inclusión es más suave, aumentando los desplazamientos hacia el interior del túnel.

b) Cuando existe coincidencia entre el plano de la discontinuidad con el plano de esfuerzos principales mínimos, los esfuerzos principales mayores disminuyen de manera apreciable, mientras que los esfuerzos en la discontinuidad tienden a ser mayores y los desplazamientos hacia el interior tienden a disminuir.

c) Cuando coincide el plano de la discontinuidad con el plano de esfuerzos principales máximos, se presenta un incremento sustancial de los esfuerzos en la discontinuidad; los esfuerzos cortantes en la discontinuidad son máximos, las compresiones mínimas y los desplazamientos hacia el centro del túnel tienden a ser máximos.

d) Variaciones en la no linearidad del comportamiento del material en la inclusión en lo que respecta a la rigidez al esfuerzo cortante son poco significativos, pero variaciones en el módulo tangente inicial son significativas en los esfuerzos resultantes y en los desplazamientos que se presentan en el túnel, mientras los esfuerzos sean bajos.

Al existir en los mantos que atraviesa un túnel, prociones de material fisurado en pequeños paralelepípedos, pueden encontrarse modelos de la mecánica del medio continuo que permitan representar el comportamiento de la excavación y su comportamiento depende de la rigidez relativa de las uniones.

Cuando esta rigidez es baja, la carga tiende a ser tomada por todos los paralelepípedos, mientras que cuando es grande esta rigidez, se tiende a presentar una reducción de esfuerzos en la vecindad de la excavación, tendiendo a formarse una zona descargada alderredor de ella, (ref 5)

En túneles profundos en los cuales los niveles de esfuerzo puedan conducir a la fractura del material, lo cual generará una serie de eventos que conducen a el colapso de la excavación, se presentan dos mecanismos de falla, llamados de tensión y de cortante respectivamente, cuya aparición depende de las características del campo de esfuerzos que rodea a la excavación.

Cuando el confinamiento del material en sentido horizontal tiende a ser bajo, se tiende a presentar el mecanismo de tensión, con la aparición brusca y explosiva de una falla secundaria en tensión.

Sin las presiones de confinamiento son altas, se tiende a evitar la existencia de falla de tensión, y el colapso se presenta en modo de falla de cortante, presentándose grandes desplazamientos de manera gradual, cambiando sensiblemente el diámetro vertical de la excavación.

Los aspectos mencionados indican claramente cuales son las variables que deben ser estudiadas en el campo, a fin de evitar concentraciones y la existencia de posibles colapsos, durante los cuales se puedan presentar grietas o grandes desplazamientos hacia el interior del túnel.

3. EL REVESTIMIENTO Y SU FUNCION

Ya que algunos de los fenómenos que se contemplan durante la excavación pueden conducir a situaciones de colapso, es común en la práctica de la ingeniería

de túneles, el empleo de revestimientos, los cuales actúan como elementos rígidos que tienden a evitar el progreso de los desplazamientos, al inducir una interacción entre el material del terreno y el revestimiento.

Estudios y mediciones de laboratorio y campo, indican que el comportamiento de un túnel revestido puede ser satisfactorio para reducir la velocidad de deformación del terreno en la vecindad del túnel, aunque no afecta sensiblemente el comportamiento del resto de las masas de material, que tienden a proseguir su lento movimiento hacia el túnel, incrementando las presiones que se generan en la zona contacto con el revestimiento.

Existen diversos procedimientos para estimar esta presion y su variación con el tiempo, que van desde estudios teóricos y experimentales, hasta planteamientos empíricos que resumen la experiencia obtenida durante la construcción de túneles.

Estos planteamientos pueden ser condensados dentro de los que a continuación se enumeran:

a) Teoría viscoelástica

b) Teoría de Terzaghi

c) Especificaciones de Budapest

d) Método de Protodyaknov

e) Método de Bierbaúmer

La teoría voscoelástica, basada en los planteamientos de la mecánica de medios contínuos, considera que el comportamiento del suelo alderredor de un túnel revestido es inelástico y dependiente del tiempo; usando el principio de correspondencia se puede obtener, a partir de un planteamiento elástico lineal, la solución

inelástica, esta calcula los desplazamientos en la periféria del revestimiento y aplicando fuerzas en la frontera que los disminuya, calcula su magnitud a medida que se limitan estos desplazamientos por la rigidez del revestimiento, con lo que se consigue obtener la distribución de presiones en la frontera del túnel y facilitar así su análisis estructural, con el fin de conocer los momentos flexionantes, las fuerzas normales y las fuerzas cortantes que se presentan en cada sección, para permitir el diseño y refuerzo del revestimiento.

La teoría de Terzaghi fue originalmente concebida para túneles en suelo granulares, secos y sin cohesión. Acepta la existencia de superficies de falla a ambos lados del túnel, que dependen de las condiciones de falla del material que se extienden hasta la superficie, considerando la existencia de esfuerzos de confinamiento en esas superficies, en adición de esfuerzos cortantes que equilibran al peso del material que actua sobre el revestimiento. Debido a las consideraciones básicas del enfoque de Terzaghi, su planteamiento resulta ser aplicable para materiales granulares secos, estando colocado el túnel a una profundidad moderada.

Las especificaciones de Budapest, recomeindan una serie de planteamientos semiempíricos para el diseño de revestimientos que dependen del material que rodea al túnel, y considera diversas presiones dependiendo la profundidad a la que se encuentre el túnel.

El método de Protodyakonov considera un supuesto arqueo natural y estima las presiones, aceptando la existencia de un arco parabólico que cubre el túnel, cuyas dimensiones especifica , en función de las características del túnel, del peso volumétrico del material y del ángulo de fricción del material que se encuentra

entre el arco y el túnel. Este planteamiento no considera el efecto de la profundidad a la cual se construye el túnel.

Finalmente se puede mencionar al método de Bierbaúmer, desarrollado durante la construcción de los túneles alpinos colocados a gran profundidad. Basa su planteamiento en la existencia de un arco parabólico sobre el túnel, cuya altura sobre el revestimiento la considera ser una fracción de la profundidad del túnel, y una base en la clave superior del revestimiento, que dependa del diámetro del túnel y de la existencia de superficies de falla del material que parten como líneas rectas de la parte inferior del túnel hasta la recta horizontal que sirve de base a la parábola. Todo el material que se encuentra dentro de esta zona es el que se considera como material actuante contra el revestimiento.

4. RESULTADOS QUE SE OBTIENEN AL APLICAR DIVERSOS CRITERIOS DE DISEÑO DE REVESTIMIENTO

A fin de ilustrar las similitudes y diferencias que se presentan al diseñar el revestimiento de un túnel bajo los procedimientos mencionados en el capítulo precedente, se realizó un estudio (ref 6), donde el autor analizó estos resultados, para un revestimiento de forma elíptica, colocado a una profundidad de 48 m en la zona correspondiente a la unión de los colectores profundos de la ciudad de México.

Conocidas las propiedades del terreno, se procedió a definir la distribución de presiones contra la pared exterior del revestimiento, y mediante un análisis de la estructura elíptica resultante, bajo diversas condiciones de carga que incluían la posibilidad de túnel vacío, túnel lleno, presión hidrostática y presiones provocadas

por el terreno, se definieron las envolventes de elementos mecánicos que usualmente se consideran en la revisión de diseños de estructuras.

Resulta interesante observar en la fig 1, la similitud en la forma de las envolventes de momentos flexionantes, las cuales presentan cuatro puntos de inflexión, los cuales se pueden obtener de manera teórica y ha sido observados en mediciones llevadas a cabo en diveros paises. Los órdenes de magnitud de los diversos enfoques resultaron ser comparables, resultando muy próximos los obtenidos por la teoría viscoelástica y el método de Bierbaumer. La aproximación de Terzaghi, válida para esta profundidad, fue la que dió los valores más pequeños, debe mencionarse que este procedimiento no es aplicable a túneles profundos, ya que puede dar tensiones, en vez de presiones, lo cual no resulta ser lógico; los métodos de Budapest y Protodyakonov, condujeron a valores intermedios, aunque con órdenes de magnitud similar.

Conocidos los elementos mecánicos, se procedió a diseñar el revestimiento, usando tres métodos de diseño: el recomendado por el método elástico, y el de diseño último, empleando en este último método dos factores de carga diferentes, iguales a 1.2 y 1.7. En la tabla 1 se muestran las cantidades de material, los porcentajes de refuerzo y los espesores que se obtuvieron para las distintas alternativas de diseño.

5. ACCION DE ONDAS DE COMPRESION CONTRA TUNELES

Existe evidencia que la acción sísmica induce una modificación en la distribución de los esfuerzos y los desplazamientos que se presentan en la vecindad de un y de su revestimiento. A fin de conocer esta acción se han desarrollado estudios

(ref 7 y 8), en los cuales se han hecho planteamientos experimentales y teóricos, para conocer la acción de ondas que chocan contra las zonas vecinas a excavaciones y revestimientos.

En un caso particular, se hizo el estudio de la acción de una onda de compresión que se movía dentro de un medio en el cual se encuentra la excavación circular de un túnel. Se observó el movimiento de las ondas, y se establecieron las distribuciones de líneas isóclinas en la vecindad de la excavación en diversos instantes, a partir de las cuales, y de acuerdo con las técnicas comunes de la fotoelasticidad, se definió el campo de esfuerzos en la periférica de la excavación.

Se observó que la distribución de esfuerzos era dependiente del tiempo y los esfuerzos radiales y tangenciales que se estudiaron, mostraron la existencia de compresiones importantes, con una distribución que se asemeja a una curva con cuatro lóbulos, la que al ser superpuesta a la distribución estática la presiones, modifica de manera sensible al campo de esfuerzos alrededor de la excavación. Aunque el estudio es bastante completo, resta aún conocer muchos aspectos de la acción de ondas contra excavaciones, los cuales deben ser investigados.

Al colocar el revestimiento en la parte interior del túnel y modificar así la rigidez del medio en las cercanías del túnel, se presenta una perturbación apreciable en la distribución de presiones en contra del revestimiento. Estudios teóricos realizados para comprender este problema, indican la importancia significativa del espesor del revestimiento y la rigidez relativa respecto al terreno, para así definir los esfuerzos de ineracción provocados por una perturbación sísmica.

Comparación de resultados del análisis teórico cuando no existe espesor en

el revestimiento, es decir, cuando solo se tiene la excavación, indican que los esfuerzos que se obtienen en la frontera circular son iguales a los que se obtienen cuando se aplica un pulso y una perturbación armónica representada por un frente de ondas. Los puntos donde aparecen los máximos esfuerzos, se encuentran en los extremos del diámetro ortogonal a la dirección en que se mueve el frente de onda.

Al existir revestimiento, se ha podido establecer una tendencia creciente en el valor de los esfuerzos de interaccción a medida que se incrementa el espesor del revestimiento y al aumentar la rigidez relativa entre el revestimiento y el material que rodea a la excavación.

Resulta evidente que los resultados conocidos en este campo son de carácter restringido y que resulta ser un campo de actividad amplio para investigadores interesados en el tema.

6. INVESTIGACION QUE PUEDE REALIZARSE DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES

La revisión de resultados de investigaciones recientes en el campo de túneles ha arrojado algunos aspectos que permiten establecer secuencias de investigación teórica y de campo, que deben realizarse durante el desarrollo de un proyecto de construcción de un túnel.

Resulta evidente que un conocimiento de la estratigrafía y condiciones tectónicas en la zona donde se construirá el túnel, haciendo énfasis en sus movimientos y fallas, resultará ser uno de los factores fundamentales en la investigación previa a la construcción de un túnel.

Estudios de carácter experimental que permitan conocer las propiedades estáticas y dinámicas de los materiales que rodean a una excavación, así como sus variaciones debidas a la humedad y al flujo de agua, son indispensables para prever los posibles mecanismos de colapso que puedan generarse en zonas donde sean conocidos los esfuerzos tectónicos.

Planteamientos teóricos y de carácter numérico que describan la interacción entre el revestimiento y el material natural que rodea a un túnel resultan ser un aspecto que debe ser impulsado como área de investigación, para conducir al conocimiento de elementos mecánicos que permitan diseños racionales, en los cuales sea estimada la confiabilidad de un diseño y permitan hacer observaciones objetivas que valuen de manera eficiente, el comportamiento satisfactorio de túneles construidos.

7. REFERENCIAS

1. N. Rodríguez Cuevas: "La distribución viscoelástica de presiones alrededor de un túnel rígido". Publicación 151 del Instituto de Ingeniería. UNAM 1967.
2. F.H. Kulhawy: "Stresses and displacements around openings in homogeneous rock" Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech Vol. 12, pp 43-57. 1975.
3. Z. Lajtai, N. Lajtai: "The Collapse of Cavities", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Vol. 12, pp 81-86. 1975.
4. F.H. Kulhawy: "Stresses and displacements around openings in rock containing and inelastic discontinuity". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Vol 12 pp 73-78. 1975.
5. B.A. Chappell: "Component Characteristics of Jointed Rock Masses". Int. J.

J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Vol 12, pp 87-92 . 1975

6. E.H. de J. Escalante Robleda "Estudio comparativo de teorías usadas para el diseño del revestimiento de túneles profundos" Tesis profesional. Facultad de Ingeniería. UNAM. 1971.

7. C.C. Mow, W.L. McCabe: "Dynamic Stresses in an Elastic Cylinder . J. Eng. Mech. Divl. ASCE. #3540, EM3. Junio de 1963.

8. A. J. Durelli, W. F. Riley: "Introduction to Photemechanics". Prentice Hall. 1965.

8. APENDICE

Figura y tabla.

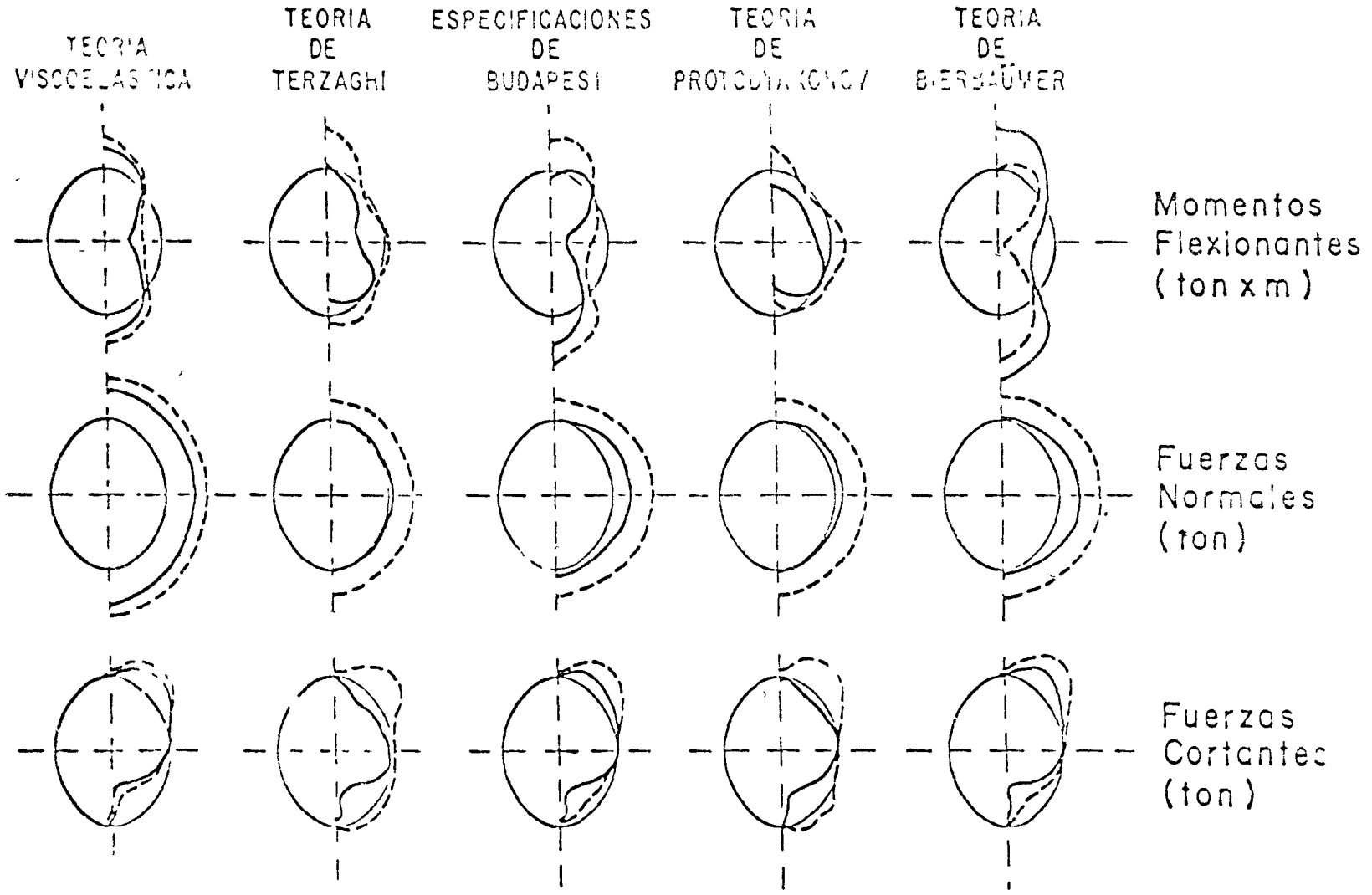


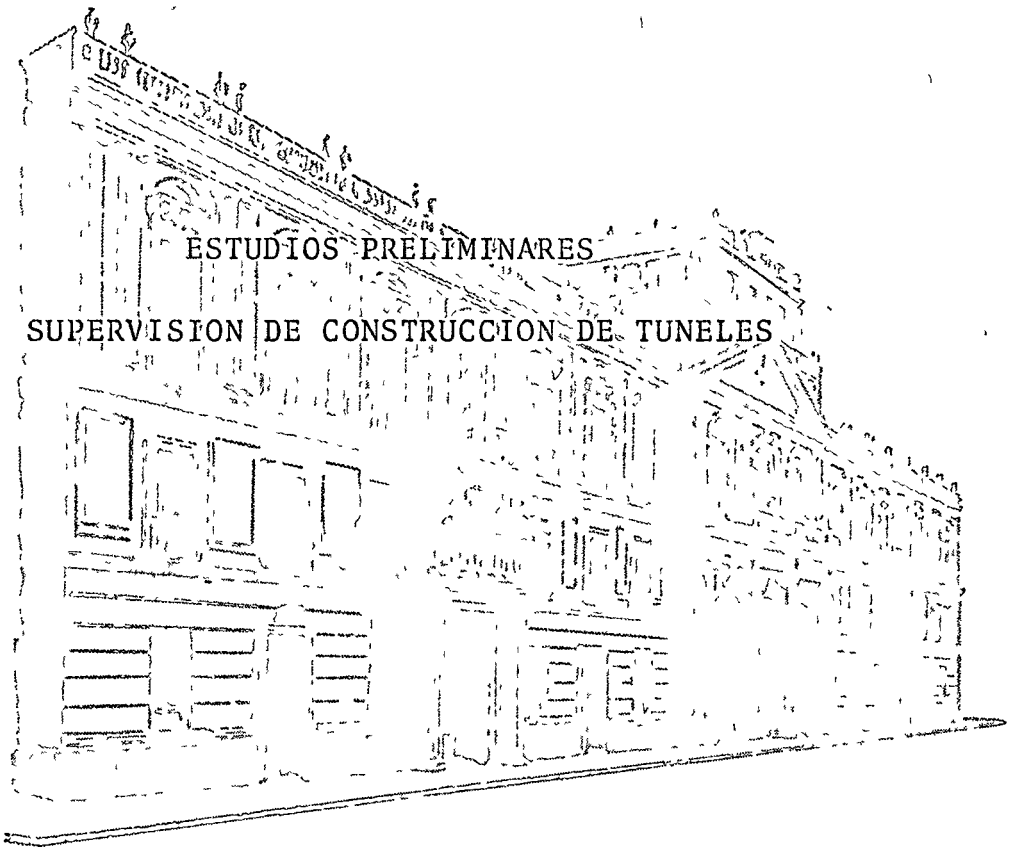
FIG 1. ENVOLVENTES DE ELEMENTOS MECANICOS

TABLA I. CANTIDADES DE MATERIALES OBTENIDOS AL USAR DIVERSOS CRITERIOS DE DISEÑO DEL REVESTIMIENTO

Criterio	VISCOELASTICO			PROTODYAKONOV			TERZAGHI			BUDAPEST			BIERBAUMER			U
Tipo de diseño	Elástico	Ultimo		Elástico	Ultimo		Elástico	Ultimo		Elástico	Ultimo		Elastico	Ultimo		ga
		1.2	1.7		1.2	1.7		1.2	1.7		1 2	1.7		1.2	1.7	
Espesor	50	35	45	40	30	30	35	25	30	35	30	30	40	30	30	cm
Volumen de concreto	5.47	3 53	4.50	4.02	3 04	3 04	3 53	2 54	3 04	3 53	3 04	3 04	4.02	3.04	3 04	m
No. de varilla	ACERO PRINCIPAL															
6	327	–	18	292	256	301	–	237	306	–	257	238	518	302	31[illegible]	kg
8	550	500	572	–	–	–	740	79	79	605	79	107	81	79	25[illegible]	kg
Total de refuerzo	877	500	590	292	256	301	740	316	385	605	336	345	625	381	566	kg
	ACERO POR TEMPERATURA															
3	162	106	132	117	87	87	106	75	87	106	87	87	117	87	87	kg/
Total	1039	606	722	409	343	388	846	391	472	711	423	432	742	468	[illegible]	[illegible]
Porcentaje	190	172	160	102	113	128	240	154	155	201	139	142	185	154	2[illegible]	kg/

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

EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES



ESTUDIOS PRELIMINARES

SUPERVISION DE CONSTRUCCION DE TUNELES

ING, GUILLERMO BOTAS ESPINOSA
Marzo, 1977

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso México 1, D F Tel. 521-40-20 5 Líneas

FASES DE PLANEACION, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

La fase preliminar más importante en la construcción de un túnel, es una cuidadosa exploración de las condiciones geológicas de las formaciones por las que el túnel atravesará; estas condiciones determinarán inicialmente la factibilidad del proyecto y darán las bases para el empleo de los diversos métodos constructivos. Existen varias etapas en el levantamiento geológico que tenemos al planear para un túnel.

La primera etapa estará fundada en la información local, los conocimientos previos de la zona y las cartas geológicas existentes, como las que se ilustran en la figura 1. Esta información inicial fijará las bases para el desarrollo de los estudios de factibilidad y para la planeación del túnel.

La segunda etapa consistirá en efectuar levantamientos geológicos y topográficos; estará encaminada a detallar en mejor forma todos los accidentes geológicos y las características fisiológicas del trazo que en esta etapa ya estará definido. Esta segunda etapa estará basada en reconocimientos geológicos del sitio y en la fotogeología en el área. Los propósitos de estas exploraciones fundamentalmente son los siguientes:

1. Determinación de las condiciones y origen de las rocas por las que atravesará el túnel.

2. Recopilación de los datos hidrológicos e información sobre los posibles gases en las rocas y sus temperaturas.

3. La determinación de las características y propiedades mecánicas de resistencia de las rocas, a lo largo de la línea propuesta del túnel.

4. Determinación de la naturaleza geológica que puede amplificar o disminuir las presiones sobre el ademe en sitios específicos, como zonas de falla.

Es común que en la construcción de túneles se haya descrito como inesperada la aparición de problemas de inestabilidad al hecho de atravesar juntas, contactos o fallas geológicas, ya que aparentemente no se conocían hasta haber entrado en ellas con la excavación del túnel y haberse cerrado o producido caídos de importancia en el mismo; sin embargo, una revisión de la documentación existente revela que en la mayoría de los casos estas fallas geológicas aparecen en los sondeos, y que se ha debido a una interpretación deficiente el hecho de no haberlas tratado anticipadamente evitando en esta forma el problema.

Las exploraciones geológicas encaminadas a sentar las bases para el diseño y construcción de un túnel, deben cubrir fundamentalmente los siguientes puntos:

a) Una investigación somera de las rocas que afloran en la superficie

b) La determinación de la posición de las capas subterráneas y la calidad de la roca en ellas

c) Las condiciones de drenaje superficial

d) La posición, tipo y volumen de las aguas y los gases contenidos en la propia roca

e) La determinación de las propiedades y la resistencia a la manejabilidad de las rocas que se encuentren en el eje del túnel.

Una secuencia aconsejable en las exploraciones geológicas es la siguiente:

A. Investigaciones de carácter general previas a la planeación, las cuáles deben incluir la morfología, petrografía, estratigrafía y la hidrología que aparecen en los estudios previos o las cartas geológicas de carácter general.

Los estudios hidrológicos deben incluir el drenaje, las corrientes, la localización de los afloramientos o manantiales, determinaciones del PH y las características químicas y mineralógicas de los minerales que contiene el agua superficial. Estos datos pueden contribuir a una información valiosa de la naturaleza de las rocas y de sus condiciones naturales.

Un estudio cuidadoso de los mapas geológicos en donde aparezcan las fallas, fracturas y deslizamientos, son de gran utilidad, ya que éstos van a proporcionar información sobre los sitios de posibles condiciones precarias de estabilidad en los túneles.

B. Una investigación detallada del subsuelo paralela al planteamiento de la obra, pero previa a la construcción, proporcionará información sobre la resistencia física y las propiedades químicas de la roca; así como sus condiciones de alteración, dureza e intemperización. En esta etapa se deben señalar las características mecánicas, tales como la consistencia y el peso volumétrico, el cuál dará un índice de la dureza y estado de alteración de la roca. Asimismo, se determinarán los posibles contactos, fallas, juntas y todos los planos de posibles deslizamientos que puedan cruzarse al construir el túnel.

La determinación de las condiciones hidrológicas en el subsuelo, es también de importancia fundamental en esta etapa de la investigación.

C. Las investigaciones geológicas deberán continuar durante la construcción, no sólo con el interés de checar los datos que previamente se establecieron sino para mejorar el método de ataque y verificar las condiciones supuestas para los avances del túnel, en cadenamientos más altos aún por excavar. En esta etapa, o sea durante la construcción, podrán excavarse túneles piloto o galerías en las que se puedan hacer investigaciones sobre la naturaleza de las rocas, la cantidad de agua que fluya al túnel y asimismo, hacer ocasionalmente estudios de la resistencia al corte y de los esfuerzos que la roca tenga en sitios donde exista tectonismo.

Es obvio que las formaciones de roca masiva que no se encuentran estratificadas, presentarán menos problemas durante la excavación de túneles que aquéllas formaciones estratificadas con muchas fallas o juntas. La profundidad y la posición de las capas es de capital importancia; ejemplos de formaciones cuyas juntas y planos de estratificación han causado problemas de estabilidad, se encuentran en la literatura con mucha frecuencia.

En el emisor central en el tramo entre lumbreras 9A y 8, existía una formación con rocas cuyos planos de estratificación distaban entre sí aproximadamente 1m y las juntas o grietas ortogonales a las anteriores distaban 1m, de tal forma, que en el lapso en que la roca quedaba sin ademe se producían caídos de estos bloques en la clave. En la figura 2 se muestra este tipo de problemas.

Asimismo, se pueden mencionar las estratificaciones y las juntas que van generalmente paralelas al eje del túnel y ocasionan problemas por inestabilidad, tanto en las paredes como en la clave del túnel.

La solución adoptada en estos casos es bastante obvia, y es utilizar anclas de fricción o de tipo mecánico para sostener la roca superficial alrededor del túnel. De preferencia, los túneles deben ser localizados (cuando coinciden con el rumbo de las grietas o planos de deslizamiento del suelo) en los anticlinales, ya que en estas zonas generalmente existe menor presión y alteración de la roca. En los sinclinales existe una sobrepresión y a menudo acumulación de agua, incrementando en esta forma el peligro de sobrepresiones en los marcos o ademe del túnel.

D. El conocimiento previo de las condiciones mecánicas y de alteración de los estratos que serán perforados con el túnel, es de vital

importancia para una planeación correcta, tanto del trazo como de los métodos constructivos que se van a utilizar.

La causa principal de la alteración en las rocas es el agua, sea que ésta lleve en solución agentes químicos o bien que erosione los suelos o rellenos de grietas. En las rocas ígneas el componente principal que se altera ante la presencia del agua son los feldespatos, que en muchas ocasiones aunque las rocas se encuentren sanas, a la hora de entrar en contacto con el agua varían las condiciones de humedad y los cambios volumétricos que aparecen son causa de expansiones y problemas de estabilidad dentro del túnel. El agua en las calizas y estalagmitas actúa como un agente de erosión provocando disolución de la cal y desintegrando la roca, y por lo consiguiente, cavernas o vacíos dentro de la masa.

Las rocas normalmente más susceptibles de alteración ante la presencia del agua tienen materiales que las hacen expansivas, el granito en especial, bajo efectos de alteración hidrotermal transforma su olivino en serpentina y su expansión ejerce un efecto destructivo de la propia roca.

En las rocas, el signo principal de alteración lo constituyen las aristas semiredondeadas de las muestras extraídas.

La alteración de la roca es generalmente más alta mientras más superficial se encuentra, por este motivo, en los portales de los túneles es donde se hace más notorio este efecto; en el caso de alteración hidrotermal es más difícil predecir este efecto, ya que únicamente se identifica por el muestreo obtenido de barrenos exploratorios.

PROBLEMAS DE ESTABILIDAD CAUSADOS POR JUNTAS Y FALLAS

Es bien conocido por los ingenieros que han excavado túneles, que los problemas en cuanto a caídos y aportaciones de agua se presentan comúnmente en las fallas y juntas de la roca.

En este trabajo se presenta una clasificación de los problemas de estabilidad relativos a las fallas, así como algunos ejemplos de los caídos y problemas de aportaciones en un túnel:

a) Es muy importante el hecho de que en un túnel existe un lapso entre el momento del corte del material de la excavación propia del túnel y el momento de la colocación del soporte de la roca. En muchos casos, este lapso ha sido demasiado largo para mantener la estabilidad del frente.

b) El soporte provisional que se coloca inmediatamente atrás del frente de excavación, requiere de un lapso de tiempo para asegurar que el movimiento de la masa de roca hacia el interior del túnel sea el mínimo posible. En la figura 5 se presenta la relación encontrada por Lauffer, basada principalmente en la experiencia de Los Alpes; en esta gráfica se nota que el

incremento en las dimensiones del túnel, lleva a una rápida reducción en el lapso máximo para soportar la roca.

c) En los Estados Unidos, el sistema de clasificación propuesto por el doctor U.Deere basado en la recuperación de los corazones de roca, se ha llamado el "R Q D", que significa Rock Quality Designation.

Las clasificaciones anteriores normalmente hacen referencia a las juntas y grietas de la roca, o sea a las discontinuidades dentro de una masa de roca, las cuáles muchas veces son aumentadas en número o en magnitud durante la excavación con explosivos.

En las discontinuidades formadas por esfuerzos de tensión o flexión, las superficies de ruptura generalmente son rugosas y se muestran limpias con escasos materiales de otro tipo. En el caso de superficies de juntas o fallas producidas por esfuerzo cortante, éstas generalmente son suaves y con materiales de otra naturaleza rellenando las mismas; estas discontinuidades son mucho más susceptibles de alteración que aquéllas producidas por tensión.

No existe definida una clasificación de las juntas, fallas y grietas de las discontinuidades; sin embargo, se puede establecer el uso de tres criterios de clasificación:

1. TAMAÑO. Basado en la apertura de las grietas que van desde el microfisuramiento de las rocas, del orden de 0.1cm o menos; planos de exfoliación o depositación por capas con abertura de varios centímetros; juntas y fracturas desde varios centímetros hasta varios metros; y, fallas que van desde varias decenas de centímetros hasta kilómetros.

2. CARACTER. Es tambien importante clasificar las discontinuidades de acuerdo con su carácter, podemos distinguir en este caso siete tipos diferentes:

a) Juntas y contactos rellenos de soluciones de cuarzo y calcita, los cuáles normalmente soldan los pedazos de roca.

b) Discontinuidades limpias sin rellenos de materiales extraños.

c) Juntas rellenas de calcita. Cuando la calcita no esta bien cementada y es porosa y débil, durante el tiempo de exposición que permanece en la pared de un túnel, puede disolverse por el flujo de agua hacia el mismo y por lo tanto causará problemas tanto de estabilidad como de volumen de agua al abrirse y limpiarse.

d) Rellenos de talco y grafito provocan juntas de muy baja

resistencia, principalmente cuando están húmedas.

e) Rellenos de arcilla de baja plasticidad, presentan planos débiles que pueden ser disueltos por el agua al deslizarse.

f) Rellenos de arcilla de alta plasticidad, pueden causar serios problemas de estabilidad, por expandirse al estar confinados.

3. RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD. El desarrollo del análisis de esfuerzos y deformaciones por el método del elemento finito, ha permitido situar el comportamiento de masas de roca fracturada idealizando por supuesto las discontinuidades en forma regular, prefijando un sistema de juntas o fracturas de la masa equidistantes entre sí.

FACTORES QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LOS TUNELES

Los principales factores que influyen en la estabilidad de los túneles al atravesar juntas o fallas geológicas, son los siguientes:

1. El tamaño y la forma del túnel
2. El método empleado para la excavación
3. El tipo de soporte provisional y el revestimiento

4. La orientación del túnel con relación al rumbo y echado de la falla o grieta
5. El ancho de la zona de falla
6. La existencia de fallas o juntas cercanas
7. La frecuencia, orientación y carácter del sistema de juntas o fallas
8. De la "competencia" de la roca
9. Del material que rellena las grietas o fallas
10. Del tiempo que dure el túnel sin el soporte provisional
11. El estado de esfuerzos insitu de la roca
12. El flujo de agua y permeabilidad de la roca.

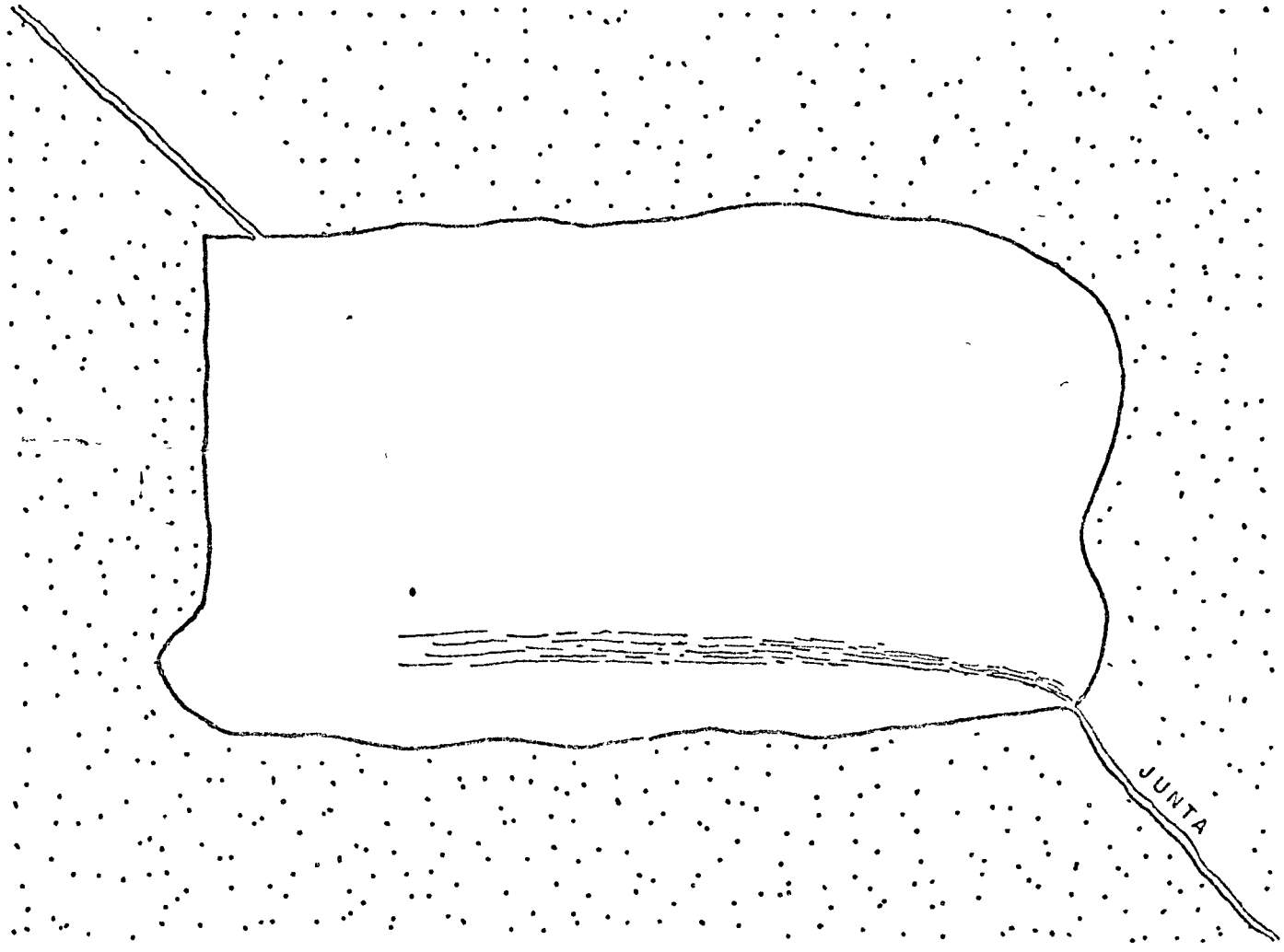
Los tres primeros factores están interrelacionados entre sí, así como el tiempo que dure el túnel sin el soporte provisional, ya que como se ha señalado, esto último depende fundamentalmente de la magnitud de la excavación y directamente del método de excavación empleado.

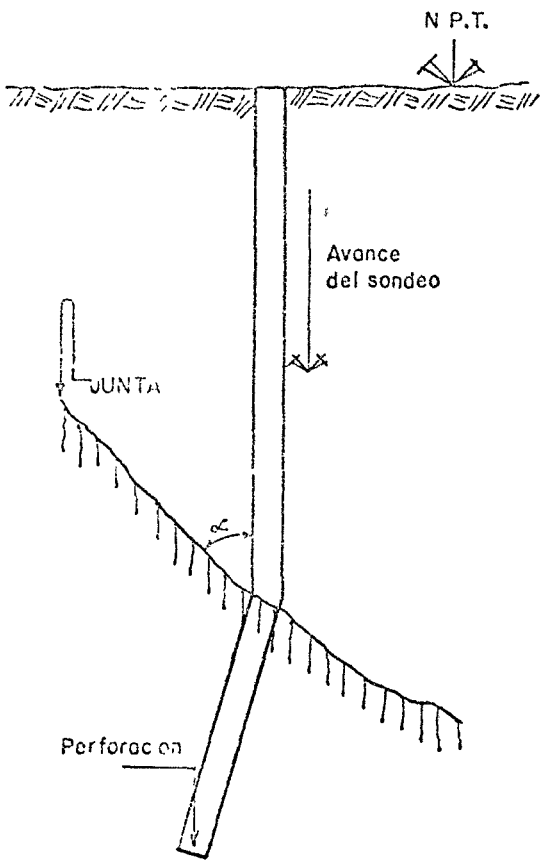
La orientación del eje del túnel con relación al rumbo de la falla, es un factor que indudablemente afecta la estabilidad.

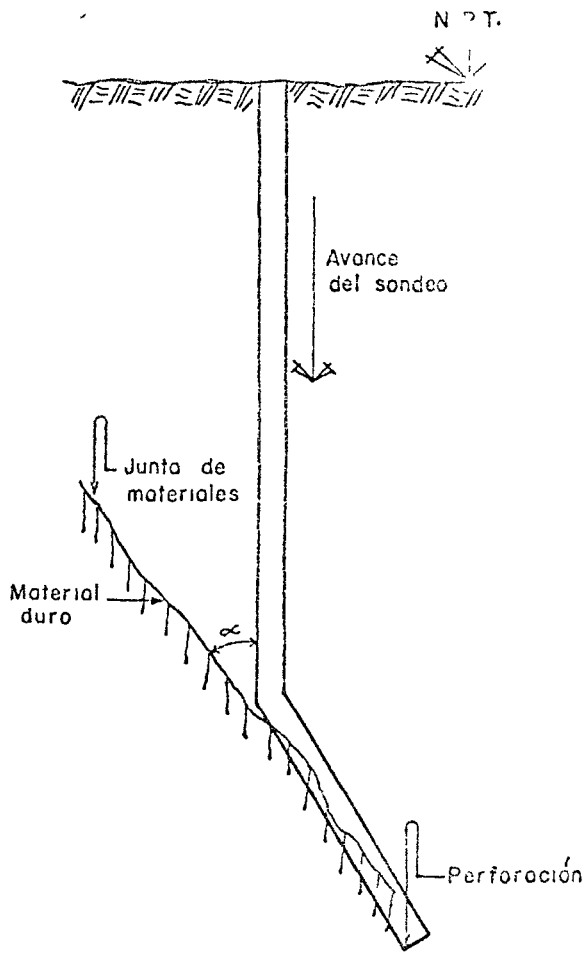
En general, puede afirmarse que mientras más paralelo es el rumbo de las fracturas al eje del túnel, los problemas de estabilidad serán mayores; así como los echados de planos de depositación que mientras

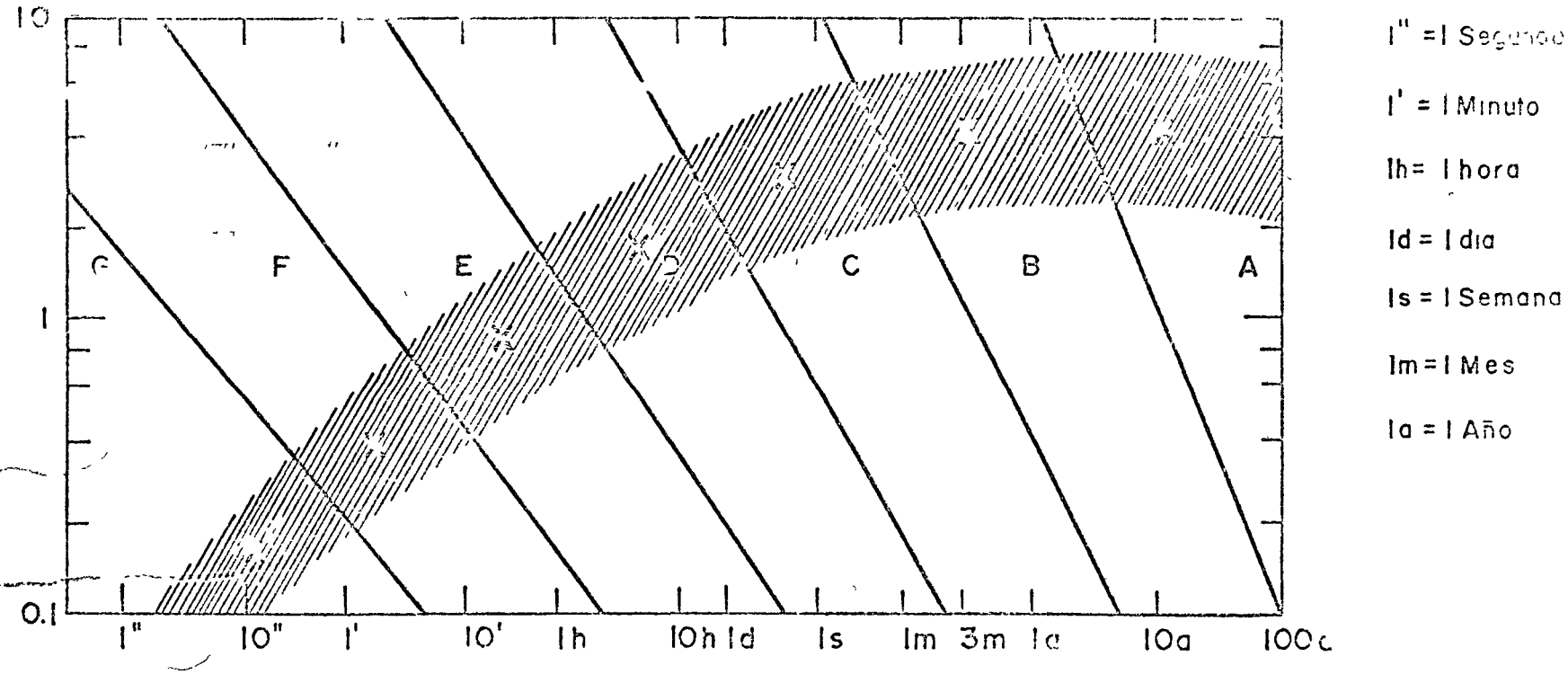
más horizontales sean más problemas de estabilidad ocasionarán.

El material que rellena las fracturas en las masas de roca permeable generalmente será causa de problemas debido a la disolución de este material, ya que al ocurrir ésta, el flujo de agua hacia el túnel se verá incrementado notablemente; o bien, si el material es expansivo, al contacto con la humedad y el agua del túnel provocará esfuerzos en la roca, y en algunos casos producirá caídos en el túnel.


JUNTA


N P.T.
Avance
del sondeo
JUNTA
α
Perforacion

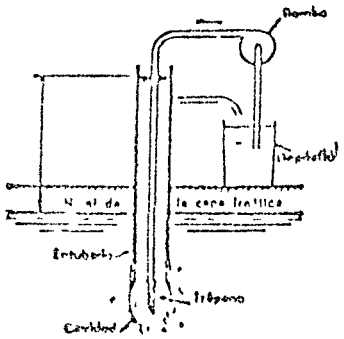

N P.T.
Avance
del sondeo
Junta de
materiales
Material
duro
α
Perforación



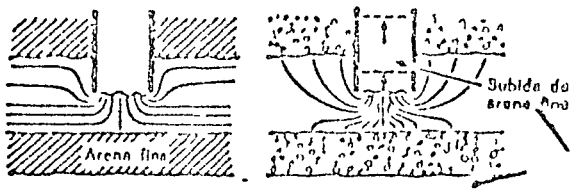
A = ROCA SANA COMPETENTE

G = SUELO SIN COHESION

EL AREA SOMBREADA CORRESPONDE A LA CORRELACION PRACTICA



Principio en que se basan los ensayos Lefranc.



Formas de derrame posibles en el transcurso de ensayos practicados en terrenos estratificados.

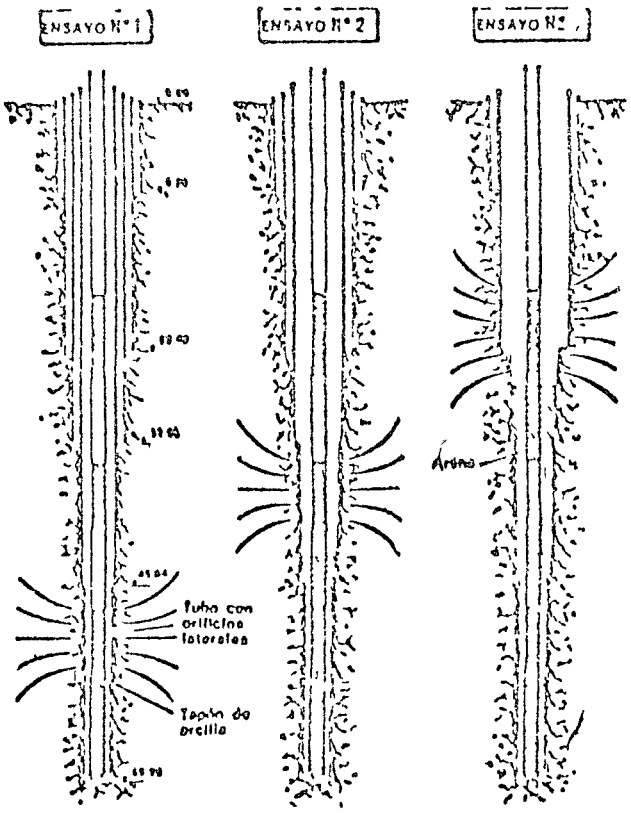
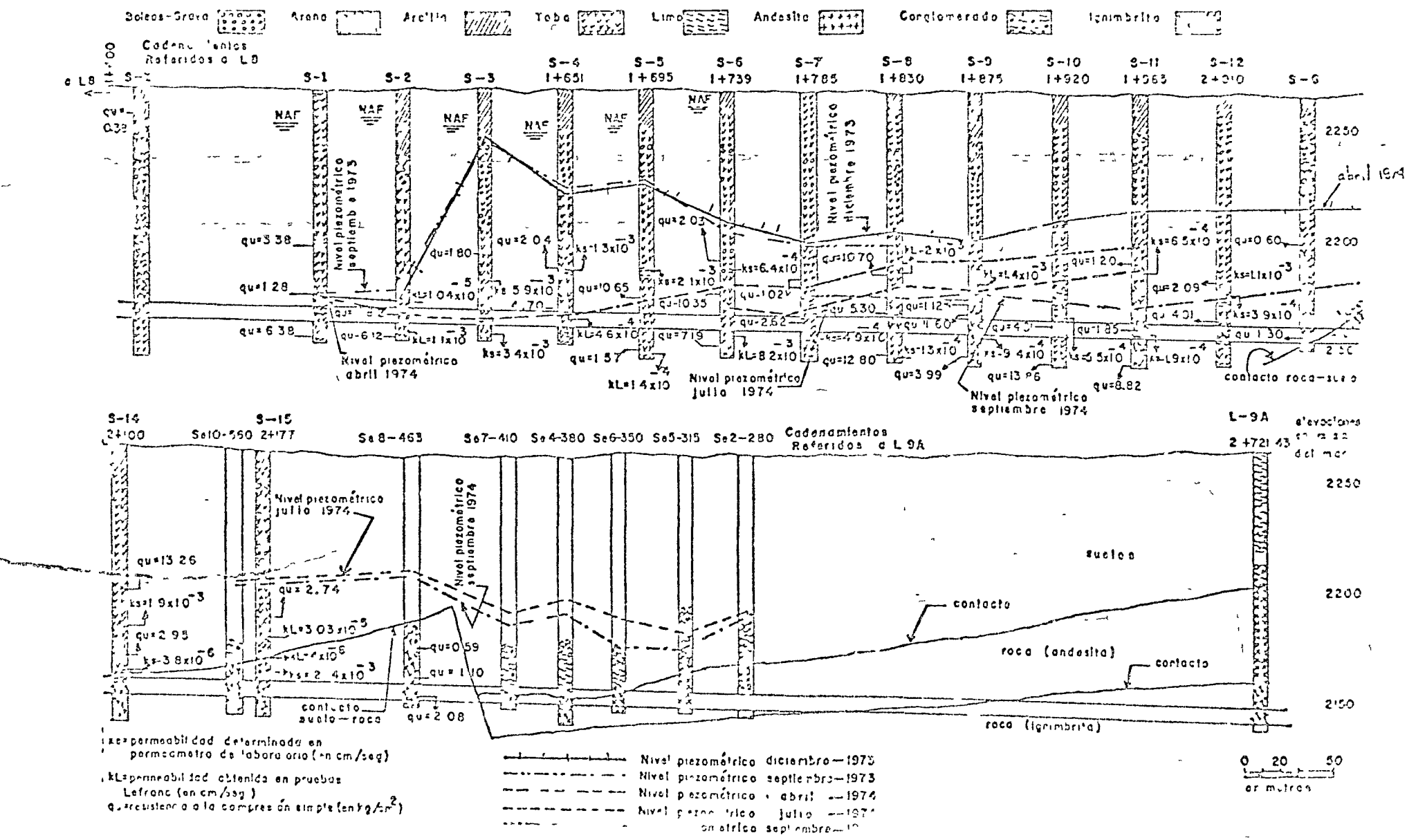


FIG. 42 Ensayos Lefranc realizados en varios niveles de un pozo filtrante.


Bolcos-Grava
Arena
Arcilla
Toba
Limo
Andesita
Conglomerado
Ignimbrita
Cadenamientos Referidos a L8
S-1
S-2
S-3
S-4 1+651
S-5 1+695
S-6 1+739
S-7 1+785
S-8 1+830
S-9 1+875
S-10 1+920
S-11 1+963
S-12 2+010
S-6
NAF
Nivel piezométrico septiembre 1973
Nivel piezométrico diciembre 1973
Nivel piezométrico abril 1974
Nivel piezométrico julio 1974
Nivel piezométrico septiembre 1974
contacto roca-suelo
S-14 2+100
S-15 2+177
Cadenamientos Referidos a L 9A
L-9A 2+721.43
Nivel piezométrico julio 1974
Nivel piezométrico septiembre 1974
suelos
contacto
roca (andesita)
contacto suelo-roca
roca (ignimbrita)
ks=permeabilidad determinada en permeametro de laboratorio (en cm/seg)
kL=permeabilidad obtenida en pruebas Lefranc (en cm/seg)
qu=resistencia a la compresión simple (en kg/cm²)
Nivel piezométrico diciembre-1973
Nivel piezométrico septiembre-1973
Nivel piezométrico abril -1974
Nivel piezométrico julio -1974
Nivel piezométrico septiembre-1974
0 20 50
en metros

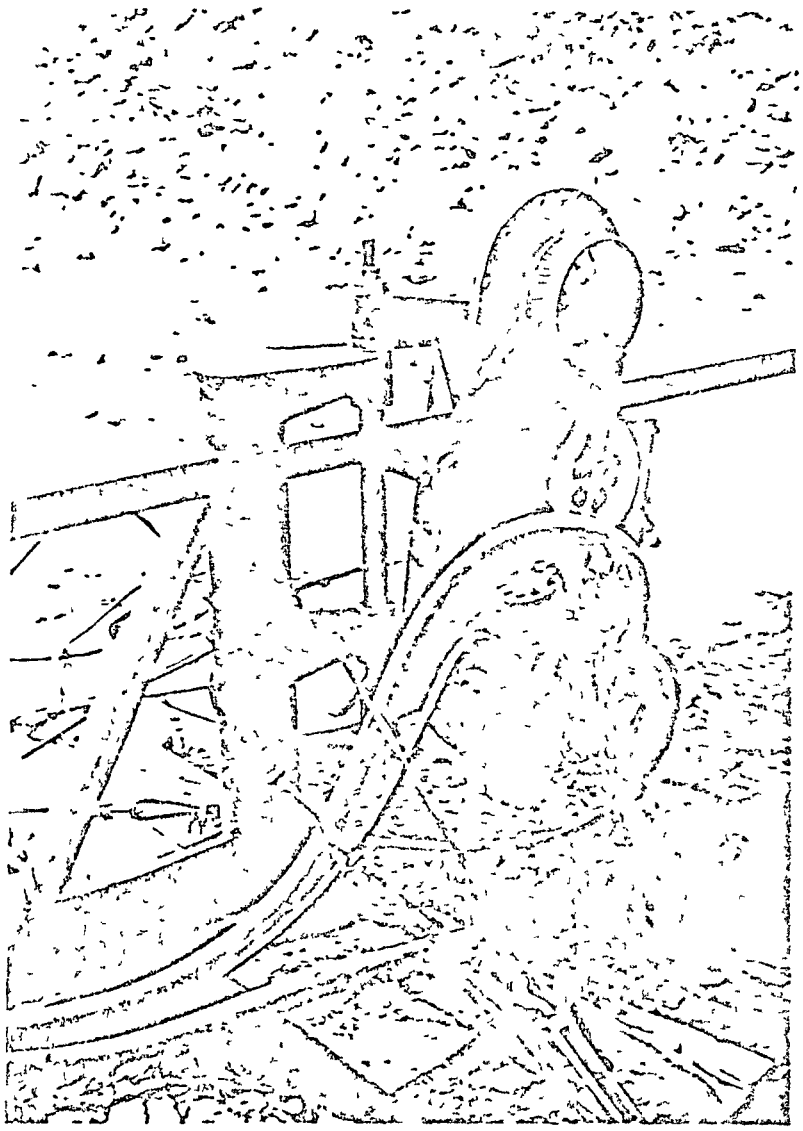


Fig. 1--Rod extractor and hydraulic motor with rod disengaged.

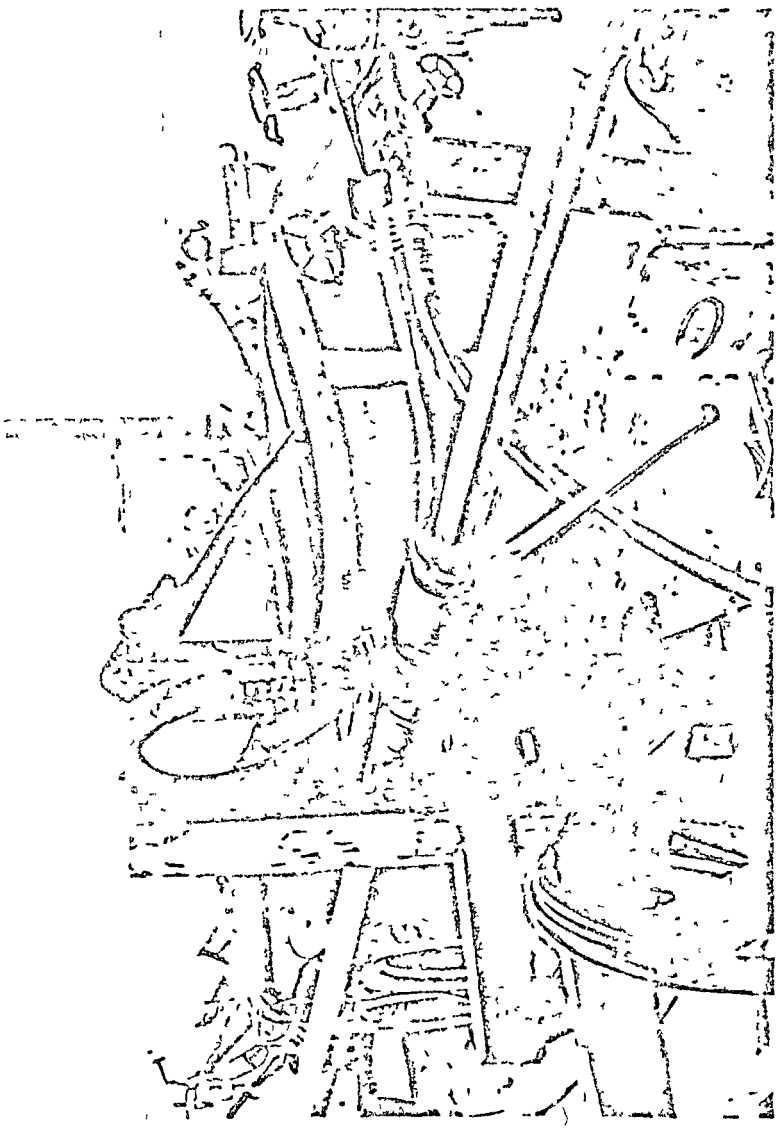


Fig. 4--Tee on storage pipe with stuffing box to seal drill rod.

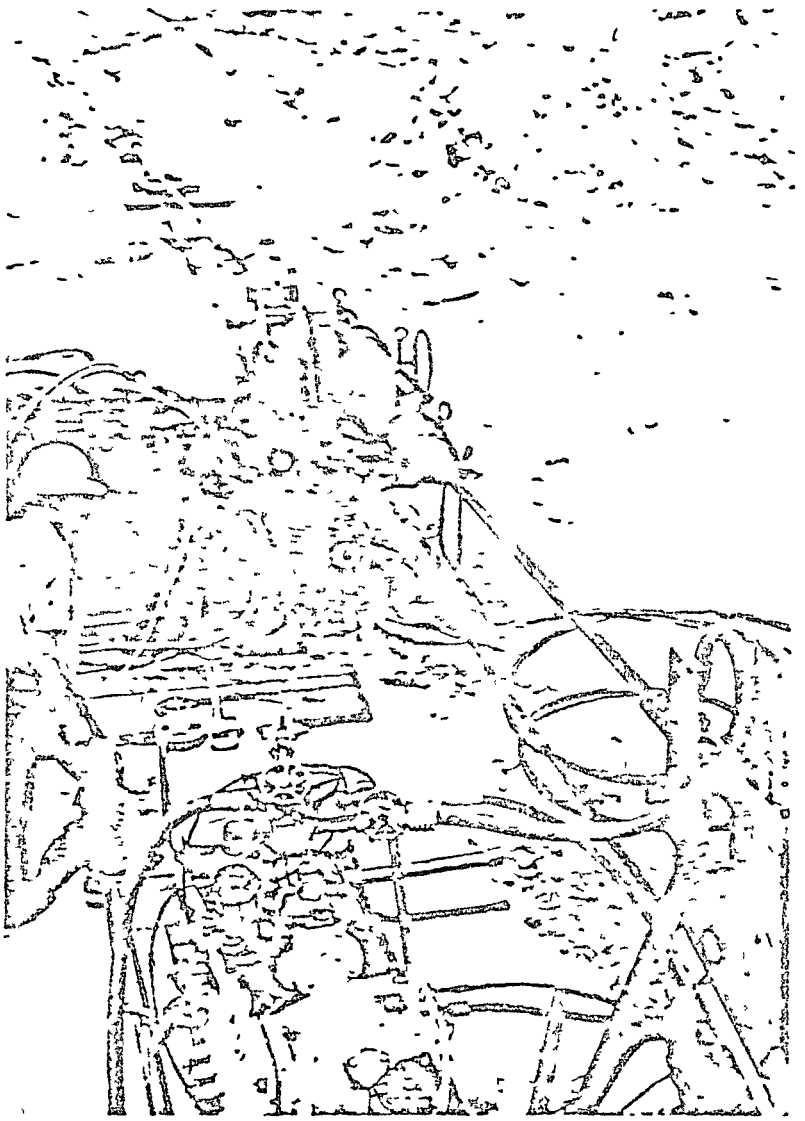


Fig. 7--Overall view of test setup.

11 METODOS INDIRECTOS DE INVESTIGACION PARA TUNELES

1. Mediciones por métodos geofísicos

Los métodos geofísicos han sido empleados ampliamente en la construcción de túneles para determinar fundamentalmente el tipo y calidad de las formaciones por las que el túnel atravesará. El método que con mayor frecuencia se ha empleado para este fin, ha sido el método de geosísmica por refracción; normalmente se realiza un perfil con detectores (geófonos) que definen las velocidades por las que la onda sísmica viaja a través de las diferentes formaciones del suelo; también se han hecho estudios en sondeos, colocando los geófonos a diferentes profundidades y provocando la detonación en superficie. En la figura 4 se presenta un esquema en el que se muestra un perfil típico de este tipo de mediciones.

El método de refracción señala con claridad el tipo de roca y su "competencia" en general, pero proporciona poca información sobre las fracturas y fisuramiento de la roca en sí.

1. Mediciones rapidas con escasa preparación en las zonas de medición.

2. Investigación a profundidades considerables fácilmente realizables, con escasos ajustes en el procedimiento de medición en el campo.

3. Rápida evaluación de la estratigrafía incluyendo las capas superficiales.

4. Determinación de los espesores de las formaciones.

Por otra parte, este método tiene las siguientes limitaciones:

Cuando existen capas superficiales o inmediatas más compactas (de mayor velocidad) se dificulta la interpretación; es decir, el método es aplicable siempre y cuando las velocidades de las formaciones aumenten con la profundidad.

Este método requiere un procedimiento de interpretación para variar los sismógrafos y determinar las velocidades. En la tabla adjunta se presentan las velocidades de ondas sísmicas para diversos tipos de rocas.

B. <u>Mediciones por otros métodos</u>

Existen otros métodos de mediciones usados en la determinación

de las velocidades de onda, como es el método ultrasónico que tiene las siguientes ventajas:

1. Precisión en la medición de la velocidad de onda longitudinal para segmentos previamente medidos.

2. Determinación y localización de condiciones especiales de la roca, tal como fracturamiento y juntas o fallas.

3. Determinación precisa de las zonas afectadas a lo largo de las paredes del túnel.

Las limitaciones del método son las siguientes:

a) Requiere de perforaciones iniciales

b) Cierta dificultad para la determinación de velocidad de ondas transversales.

C. Sistema de detección por pulsos electromagnéticos

Existe un método de pulsos de sonido electromagnético para la detección de anomalías naturales o artificiales que representan peligro en las operaciones de tuneleo, como es el caso de cavernas en formaciones cársticas. Las ventajas de este sistema son: una menor interferencia del ruido normal en un

túnel, producido por el equipo de construcción. Este sistema ha sido empleado fundamentalmente en rocas calizas.

D. Sistema de medición empleando el radar

En el caso de rocas relativamente secas, se ha empleado el radar para explorar rocas calizas a 13m, minas de carbón a 75m y sal gema a 225m. El equipo es distinto al empleado para la localización de objetos y cuerpos en la atmósfera; sin embargo, el principio básico es el mismo: un pulso de energía electromagnética se produce en un transmisor, una porción de esta energía se refleja en alguna irregularidad dentro del medio y esta onda reflejada se recibe en una antena. El receptor amplifica la señal y se reproduce en una pantalla de un tubo de rayos catódicos, o bien, en una cinta magnética. Es posible graficar la señal recibida en función del tiempo.

Los resultados obtenidos al emplear este sistema, señalan lo siguiente:

1. La investigación de anomalías con el radar, varía hasta 75m en calizas sanas.

2. Muchas rocas duras son tan "transparentes" como las calizas para el radar; el granito y los gneiss tienen

normalmente baja porosidad y por lo tanto baja conductividad eléctrica; estas rocas son las más difíciles de explorar por barrenos, sin embargo son faciles de explorar con el radar.

3. Para obtener una buena información, se aconseja emplear onda larga para el radar.

4. Al emplear este método se investiga una amplia zona, sobre todo si la antena de recepción está colocada a 90° de abertura, en contraste con la exploración por otros medios como la perforación a lo largo de una línea.

5. El radar puede detectar la forma, espesor y otras propiedades de fallas, grietas o juntas, que con otros métodos geofísicos no es posible.

6. El radar no es interferido por el ruido del equipo del túnel; sin embargo, por su poco rango de variacion no es aconsejable su empleo en areniscas muy porosas y en pizarras. En rocas microfisuradas la propagación de la energía sísmica se ve afectada, no así la propagacion de la energía del radar. Finalmente, la exploración con el radar se hace rápidamente, pudiéndose utilizar con las antenas colocadas en el frente de excavación; si se

presenta alguna obstruccion se hace una nueva prueba colocando las antenas en otra posición y complementando la información por barrenos de muestreo u otros métodos que se juzguen necesarios

METODOS DIRECTOS DE INVESTIGACION DE LOS DÉPOSITOS DEL SUBSUELO PARA TUNELES

El conocimiento de las características físicas y propiedades mecánicas e hidráulicas de las distintas formaciones por las que cruzará un túnel, son absolutamente necesarias. Para llegar al conocimiento de estas propiedades, es necesario implantar una investigación basada en sondeos de muestreo y pruebas.

I OBJETO

El objeto de los sondeos puede ser de tres tipos:

1º Precisar o corroborar los resultados de la geofísica o pruebas de permeabilidad, éstos seran perforaciones sin muestreo de las formaciones.

2º Medición de los espesores de las formaciones y conocimiento preliminar de la dureza de las mismas. Estos sondeos serán perforaciones con muestreo alterado (únicamente se recupera el producto de la molienda de la broca).

3º Sondeos para conocer las características físicas, la estructura de la roca o suelo y sus propiedades. Estos sondeos se realizarán extrayendo muestras inalteradas de las formaciones atravesadas.

II ENSAYES A EFECTUAR

Los sondeos permiten efectuar un cierto número de ensayes.

1º Ensayes sobre muestras obtenidas:

a) Ensayes para determinar la naturaleza de la roca o suelo.

b) Analizar el grado de fisuración y naturaleza de las fisuras, estratificación y juntas en las formaciones.

c) Para realizar pruebas de laboratorio (de mecánica de rocas o mecánica de suelos), análisis petrográficos y análisis químicos.

2º Determinación de los perfiles estratigráficos.

3º Mediciones insitu de los módulos.

4º Mediciones insitu de la permeabilidad.

III NATURALEZA DE LOS SONDEOS

A. <u>Inclinación</u>

a) SONDEOS VERTICALES. Son los más conocidos y fáciles de ejecutar, se perforan desde la superficie muestreando solamente a la profundidad del túnel o bien se extraen muestras en forma contínua desde el nivel del brocal del sondeo.

b) SONDEOS HORIZONTALES. Se emplean para el reconocimiento de túneles relativamente cortos o tramos de túnel. Su limitación principal consiste en la desviación de la trayectoria, sobre todo hacia abajo por el peso propio de las barras de perforación.

Este tipo de sondeos se realizan generalmente a corta distancia (30m máximo); sin embargo, se han llegado a hacer perforaciones horizontales de 200m de longitud con maquinaria especial.

c) SONDEOS INCLINADOS. En el caso de estratificación oblícua en rocas o suelos, los sondeos se pueden realizar perpendicularmente a los planos de estratificación, lo que permite recuperar la mayor parte de los materiales de relleno en las juntas. Asimismo, es recomendable programar sondeos inclinados en el caso de encontrar formaciones con juntas o fracturamientos inclinados, lo que tiene por objeto obtener un mejor porcentaje de

recuperación. Los sondeos horizontales y los inclinados presentan el problema de la desviación debida al peso propio de la herramienta y a la inclinación de las capas con respecto a la dirección de los sondeos, según se muestra en la figura 10.

ó SONDEOS INTEGRALES. Con objeto de recuperar los materiales que se encuentran rellenando las juntas, fracturas o fallas de la roca, se ha desarrollado un sistema llamado sondeo integral, el cuál permite a la vez determinar la inclinación del agrietamiento en las formaciones. Fundamentalmente el método consiste en lo siguiente:

1. Se efectúa una perforación en pequeño diámetro (del orden de 1"), se introduce una barra de acero de menor diámetro (1/2") inyectando lechada de cemento por una manguera, a continuación, se hace una perforación concéntrica en diámetro "N Q L" ó mayor (3 a 4") y se extrae la muestra; en estas condiciones la barra que se introdujo con la lechada de cemento permite orientar la muestra en su posición insitu. Además se ha comprobado que en esta forma, el material que rellena las fracturas es menos susceptible de alterarse y desintegrarse al realizar las perforaciones

por métodos convencionales, como son las perforaciones rotarias con broca de diamante.

IV APLICACION DE LOS SONDEOS

Los estudios llevados a cabo utilizando sondeos, se justifican en los siguientes casos:

a) Para el estudio de la estabilidad de los taludes en los portales de entrada y salida de los túneles.

b) Para el reconocimiento de los suelos en un túnel a poca profundidad (generalmente del orden de 50m).

c) Necesidad de confirmar la naturaleza de todas las formaciones por las que el túnel atravesará en terrenos con problemas especiales, tanto hidráulicos como de resistencia de los suelos.

d) Para reconocer con detalle una estructura compleja de alguna formación.

VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS SONDEOS

En primer lugar, una de las ventajas de los sondeos es establecer y confirmar los estudios preliminares de las formaciones hechas por métodos indirectos como la geofísica.

En segundo lugar, poder efectuar todas las pruebas de laboratorio útiles para los estudios en un proyecto determinado; además, los sondeos permiten instalar piezómetros que darán información precisa de las condiciones hidráulicas del material. Los sondeos permiten elaborar perfiles geológicos o de suelos a lo largo del eje de los túneles.

Los inconvenientes son los siguientes:

a) Proporcionan una información lineal y en general puntual, sobre la traza del túnel.

b) En comparación con los estudios indirectos, tienen un costo más importante en base a la información proporcionada.

VI DENSIDAD DE LOS SONDEOS

La densidad de los sondeos por efectuar, es un problema que depende fundamentalmente de la heterogeneidad de las formaciones y de la profundidad a que se encuentra el túnel. En la tabla siguiente, se muestra un espaciamiento preliminar en cuanto a los sondeos de exploración:

T A B L A I

ESPACIAMIENTO PRELIMINAR DE SONDEOS DE EXPLORACION

Profundidad del túnel	Espaciamiento de los sondeos de exploración
227m (750 ft)	304-760m (1000-2500 ft)
91-227m (300-750 ft)	152-304m (500-1000 ft)
91m (300 ft)	30-152m (100-500 ft)

VII. TIPO DE MUESTREADORES

Para cada tipo de formacion existe una herramienta de muestreo adecuada, en cada caso deberá consultarse con un especialista para utilizar la herramienta apropiada; en forma general, puede decirse que el barril muestreador de doble tubo rígido es el mas comunmente usado para muestreo de rocas sanas (ver figuras 10 y 12).

El muestreador tipo Dennison es el que se emplea para formaciones medias con resistencias a la compresión simple mayores de 3 kg/cm2. En suelos blandos, fundamentalmente en arcillas, se utiliza el muestreador de tubo liso de pared delgada tipo Shelby, como el que se ilustra en la figura 20.

MEDICIONES DE LAS CONDICIONES HIDROLOGICAS DEL SUBSUELO

Uno de los problemas más comúnes en la excavación de los túneles es la aportación de agua al interior del mismo, o bien las presiones hidrostáticas de las capas freáticas obrando sobre el revestimiento del túnel; es por ello que al realizar la investigación para sentar las bases del diseño y fijar los procedimientos de construcción, deberán analizarse las condiciones hidrológicas de los materiales por los que el túnel cruzará. Para ésto, se efectuarán mediciones directas en el campo localizando la posición del nivel freático y de los niveles piezométricos en cada una de las capas permeables por las que el túnel cruce, poniendo especial atención en las formaciones de conglomerados o aglomerados y formaciones de roca muy fracturada.

Es conveniente hacer notar que el drenaje superficial en la mayoría de los casos, coincide con el drenaje subterráneo. Las fallas o juntas geológicas coinciden normalmente con arroyos en la superficie, y al cruzarlos con el túnel se traducen en zonas de concentración de agua.

Los ensayes tipo Lefranc, tipo Lugeon y de bombeo in situ, son necesarios para definir la permeabilidad del suelo, las posibles aportaciones de agua al túnel, el drenaje y el manejo del agua en el túnel, o bien, para especificar los tratamientos de inyección necesarios

las pruebas Lugeon se utilizan generalmente en rocas compactas con diferente grado de fracturamiento (en las figuras 14 y 15 se muestra el principio en que se basan los ensayes Lugeon), en tanto que los ensayes Lefranc se realizan normalmente en suelos. Es conveniente realizar los ensayes tipo Lefranc abatiendo el nivel del agua dentro del pozo, con lo cual se provocará un flujo del terreno hacia el pozo, evitando con ésto cualquier azolve o taponamiento por partículas de limo o arcilla al efectuar la prueba (en la figura 12 se muestra el principio en que se basa este tipo de ensayes).

Como ejemplo, en la figura 13 se muestra una zona en la cual fue necesario determinar con precisión el nivel piezométrico, ya que la presión de agua hacía fluir al suelo hacia el interior del túnel; la solución en este caso fue abatir la presión piezométrica existente mediante pozos de bombeo perforados desde la superficie, lográndose en esta forma proseguir con el avance de la excavación por métodos convencionales.

DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS SOBRE ADEMES DE LOS TUNELES

Existen en la literatura actual, varios criterios para el diseño de las cargas que obran sobre los ademes de los túneles; sin embargo, en infinidad de casos se ha observado que las cargas supuestas inicialmente en los análisis teóricos no corresponden con la realidad. Existen muchas razones para estas discrepancias, incluyendo las siguientes:

1. La distribución de presiones no corresponde a las condiciones reales por la diferencia en el estado de fracturamiento del material in situ.

2. Las propiedades y características de los revestimientos o soportes colocados en los túneles no corresponden a la elasticidad, rigidez y características mecánicas supuestas en el diseño.

3. Las hipótesis de diseño hechas para el cálculo de esfuerzos, no son lo suficientemente precisas.

4. Durante la construcción del túnel, se desarrollan esfuerzos que no se consideraron en el diseño inicial.

Se han realizado intentos para definir especificaciones correspondientes al diseño de excavaciones subterráneas; dentro de éstas, las especificaciones

Soviéticas se han empleado en el diseño de algunos túneles. Estas especificaciones señalan lo siguiente:

1. Las cargas actuando sobre las estructuras de un túnel, deben ser función del espesor de suelo o roca gravitando sobre la clave del túnel, de las condiciones geológicas, hidrológicas y sísmicas, de las dimensiones del área excavada por el túnel y del método de construcción empleado, así como del proceso propio de la excavación (duración e intemperización de las paredes de los túneles).

2. Para diseñar las estructuras de un túnel debe tomarse como base, la combinación más desfavorable de las cargas y efectos actuando simultáneamente o en conjunto con la estructura o en cada una de sus partes por separado, tanto durante la construcción del túnel como durante la operación del mismo. Para ésto, deben ser consideradas las siguientes cargas o efectos.

   a) Cargas permanentes y sus efectos, tales como:

      - Peso propio de la estructura
      - Presión de la roca vertical y horizontal
      - Presión hidrostática del agua exterior
      - Presión transmitida de edificios y estructuras en la superficie, y que actúan dentro del área de influencia del túnel.

Asimismo, se deben considerar cargas casuales como es el peso de los vehículos transitando arriba del túnel o dentro de él, efectos sísmicos, etc...

b) Combinaciones de carga adicionales. Estas deben ser tomadas en cuánto a su efecto a las cargas permanentes y no permanentes.

Efectos de temperatura, cargas transitorias durante el período de construcción como son la presión para el empuje de los escudos o de las herramientas de perforación, peso del equipo de construcción, presiones de inyección en las caras externas presiones debidas al aire comprimido cuándo se trabaja en estas condiciones, concentraciones de carga local durante la etapa de excavación e inyección, etc....

c) Combinaciones especiales de carga. Dependiendo del trabajo de los túneles y de las condiciones geológicas, pueden presentarse presiones interiores del agua cuándo los túneles se hayan diseñado para tuberías que trabajan como tubo forzado.

5. Los portales de los túneles deben ser diseñados para la presión total de la roca, y en éstos, normalmente los efectos sísmicos son más notables debido a las diferentes capas por las que el túnel cruza. La magnitud de la presión vertical de la roca debe calcularse en base a los valores experimentales de construcción, determinados en circunstancias

similares con las siguientes bases:

Una presión vertical distribuida uniformemente en túneles con diámetros entre 5 y 6m excavados con escudo y con métodos similares que proporcionan un soporte contínuo e inmediato.

La presión de roca cuando los túneles se encuentran a distancias mayores de 3 diámetros de la superficie, se debe considerar disminuida por el efecto de arco.

Existen varias soluciones cuando se localizan los túneles en capas con diferente resistencia; éstas están señaladas en la literatura para diferentes condiciones.

Las presiones laterales normalmente son consecuencia de la presión vertical, y generalmente se acostumbra multiplicar la presión vertical por el coeficiente de Rankine ($\tan^2 (45° - \emptyset/2)$) para obtener la presión horizontal.

Las dimensiones del arco de material que gravita sobre un túnel, se ha supuesto según Protodiakonov, que consiste en una parábola cuyos ejes dependen de la calidad de la roca que rodea el túnel.

Las dimensiones de los muros de mampostería en los portales y de cualquier clase de revestimiento permanente en un túnel, deben calcularse tomando en cuenta los siguientes factores:

1. Capacidad de carga del terreno
2. Relación esfuerzo-deformación
3. Resistencia al fisuramiento

El cálculo de las deformaciones puede ser omitido cuando la rigidez y estabilidad de las estructuras es suficiente, determinada por pruebas previas o por la experiéncia práctica. En el caso de precolados que formen el revestimiento colocados in situ, los esfuerzos deben ser calculados en base a las uniones plásticas entre segmentos, en la sección más sobrecargada. Deben diseñarse tanto para el empuje de los gatos del escudo como para soportar elásticamente el suelo alrededor del túnel.

PARAMETROS DE DISEÑO

En cada sitio se deberán determinar los parámetros que intervienen en las fórmulas de diseño, como son el peso volumétrico, módulo de elasticidad etc... Para establecer estos parámetros, a continuación se presentan las bases de investigación:

1. Experiencia en otros sitios de características similares.
2. Experiencia local propia en el túnel, de diseños previos.
3. Mediciones directas mediante pruebas de resistencia en el laboratorio, pruebas de placa en el túnel y mediciones geosísmicas por refracción.

4. Información sobre el comportamiento del material, durante el proceso de excavación.

5. Información geológica recopilada en recorridos por el interior del túnel y por superficie, incluyendo los análisis petrográficos de las muestras obtenidas.

FORMULAS DE DISEÑO

La presión vertical actuando sobre el túnel según el criterio de Protodiakonov, es la siguiente:

$$P = \frac{1}{3} \gamma b / f$$

en donde

f = factor de resistencia

$f = \tan \phi \frac{c}{\sigma_c}$ para suelos

$f = \frac{\sigma_K}{100}$ para rocas

en donde

σ_c = resistencia en compresión no confinada

σ_k = resistencia de un cubo de roca

El criterio y las fórmulas de Protodiakonov son válidas para profundidades mayores que 5D, en donde D es el diámetro del túnel.

La presión vertical actuando sobre el ademe de un túnel según el criterio de Terzaghi, está dada por las siguientes fórmulas:

$$\sigma_v = \left[\frac{\gamma B}{K \operatorname{tg} \phi}\right]\left[1-e^{(-K \operatorname{tg} \phi \; D/B)}\right] \text{ para suelos friccionantes}$$

$$\sigma_v = \left[B\frac{\gamma - c/B}{\operatorname{tg} \phi}\right]\left[1-e^{(-K \operatorname{tg} \phi \; D/B)}\right] \text{ para suelos cohesivos}$$

en donde

σ_v = esfuerzo vertical en la clave del túnel

K = constante que varía entre 1 y 1.5

γ = peso volumétrico

ϕ = ángulo de fricción interna

c = cohesión

B = ancho del túnel

e = base de los logaritmos naturales = 2.7183

En los casos en los que los túneles tienen una profundidad menor a 3 D, la presión en la clave del túnel será igual a γh , o sea la sobrecarga total.

BASES PARA EL DISEÑO Y PLANEACION DE TUNELES

BIBLIOGRAFIA

1. The Art of Tunneling. Kszechy. Akadémia, Kiadó, Budapest.

2. Rock Mechanics in Engineering Practice. Stagg Zienkiewicz. John Willey and Sons.

3. Foundation Engineering. G.A. Leonard. Dewatering, pp 241. McGraw-Hill.

4. Principles of Geology. Gilluly, Waters, Woodford. Freeman.

5. State of Stress in the Earth's Crust. W.R. Judd. Elsevier.

6. First Rapid Excavation and Tunneling Conference Procedings. Volume 1.

7. Theory of Elasticity. Timoshenko and Goodier. McGraw Hill.

8. Movimientos Superficiales Asociados a la Excavación del Túnel del Interceptor Central. G. Narro, Audirac, Millán y Rincón. Solum, S.A.

9. Engineering Properties of Rocks. I.W. Farmer. Spon.

10. Informe Geofísico para la Dirección General de Obras Hidráulicas, Tramo lumbrera 11-12 Interceptor Oriente. C. Lomnitz. Dirac, S.C.

11. Reconocimiento de Suelos y Cimentaciones Especiales. H. Cambefort. Omega.

12. Dossier Pilote des Tunnels. Mai 1970. Ministere de L'equipment et du Logement. Organe Technique Regional de Lyon.

13. Theoretical Soil Mechanics. Terzaghi K. John Willey.

Qal — Depósitos aluviales (cuaternario)

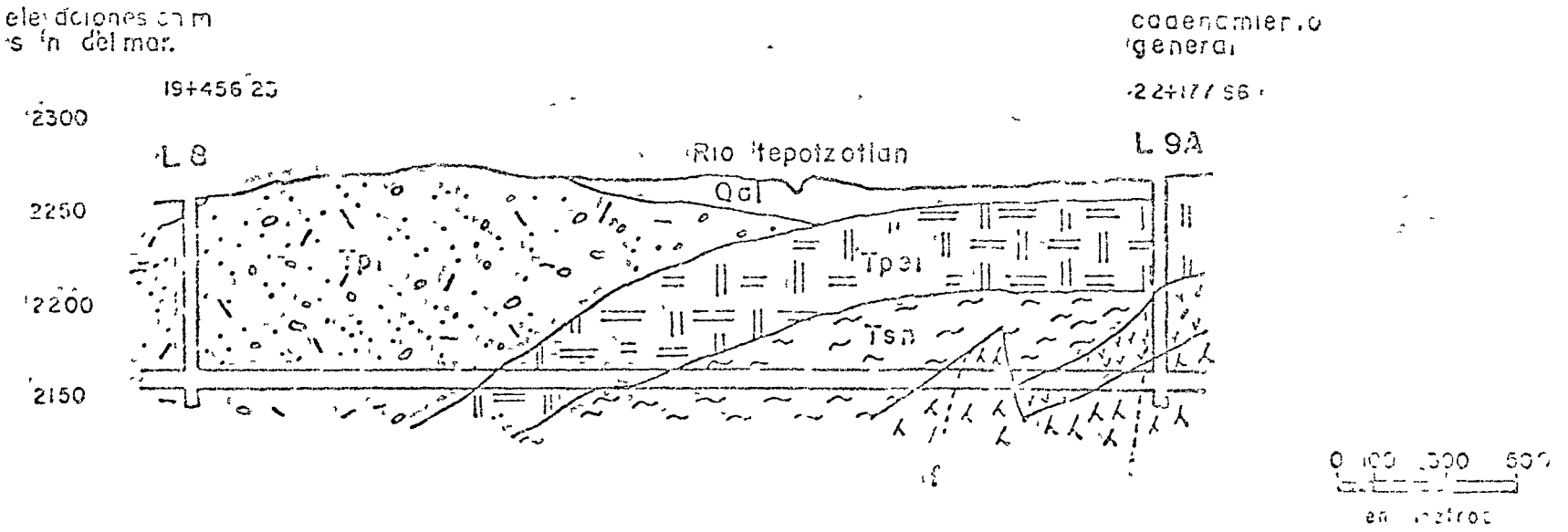
Tpel — Suelos y Tobas (plioceno)

Tpt — Formacion Tarango: tobas, suelos, algunos depósitos fluviales (plioceno)

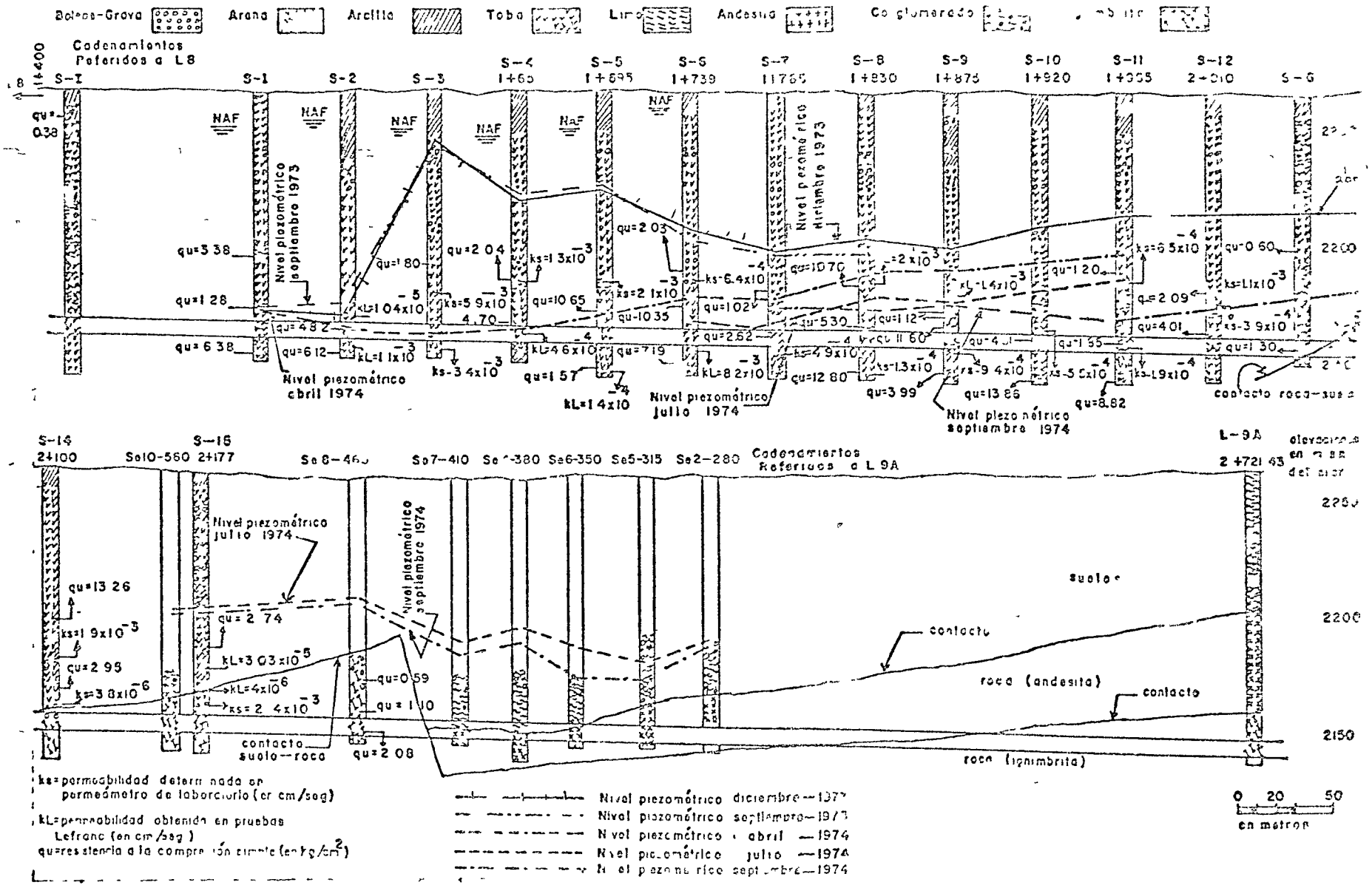
Tsn — Tobas rosas: limos arenosos y arenas finas pumíticas (mioceno)

Andesita

Ignimbrita



PERFIL GEOLOGICO ENTRE LUMBRERAS 8 Y 9A DEL EMISOR CENTRAL


Bolos-Grava
Arena
Arcilla
Toba
Limo
Andesita
Conglomerado
Cadenamientos Referidos a L8
S-I
S-1
S-2
S-3
S-4
S-5
S-6
S-7
S-8
S-9
S-10
S-11
S-12
S-G
NAF
Nivel piezométrico septiembre 1973
Nivel piezométrico diciembre 1973
Nivel piezométrico abril 1974
Nivel piezométrico julio 1974
Nivel piezométrico septiembre 1974
contacto roca-suelo
S-14
S-15
L-9A
Cadenamientos Referidos a L 9A
suelo
contacto
roca (andesita)
roca (ignimbrita)
ks=permeabilidad determinada en permeámetro de laboratorio (en cm/seg)
kL=permeabilidad obtenida en pruebas Lefranc (en cm/seg)
qu=resistencia a la compresión simple (en kg/cm²)
Nivel piezométrico diciembre—1973
Nivel piezométrico septiembre—1973
Nivel piezométrico abril —1974
Nivel piezométrico julio —1974
Nivel piezométrico septiembre—1974
0 20 50
en metros

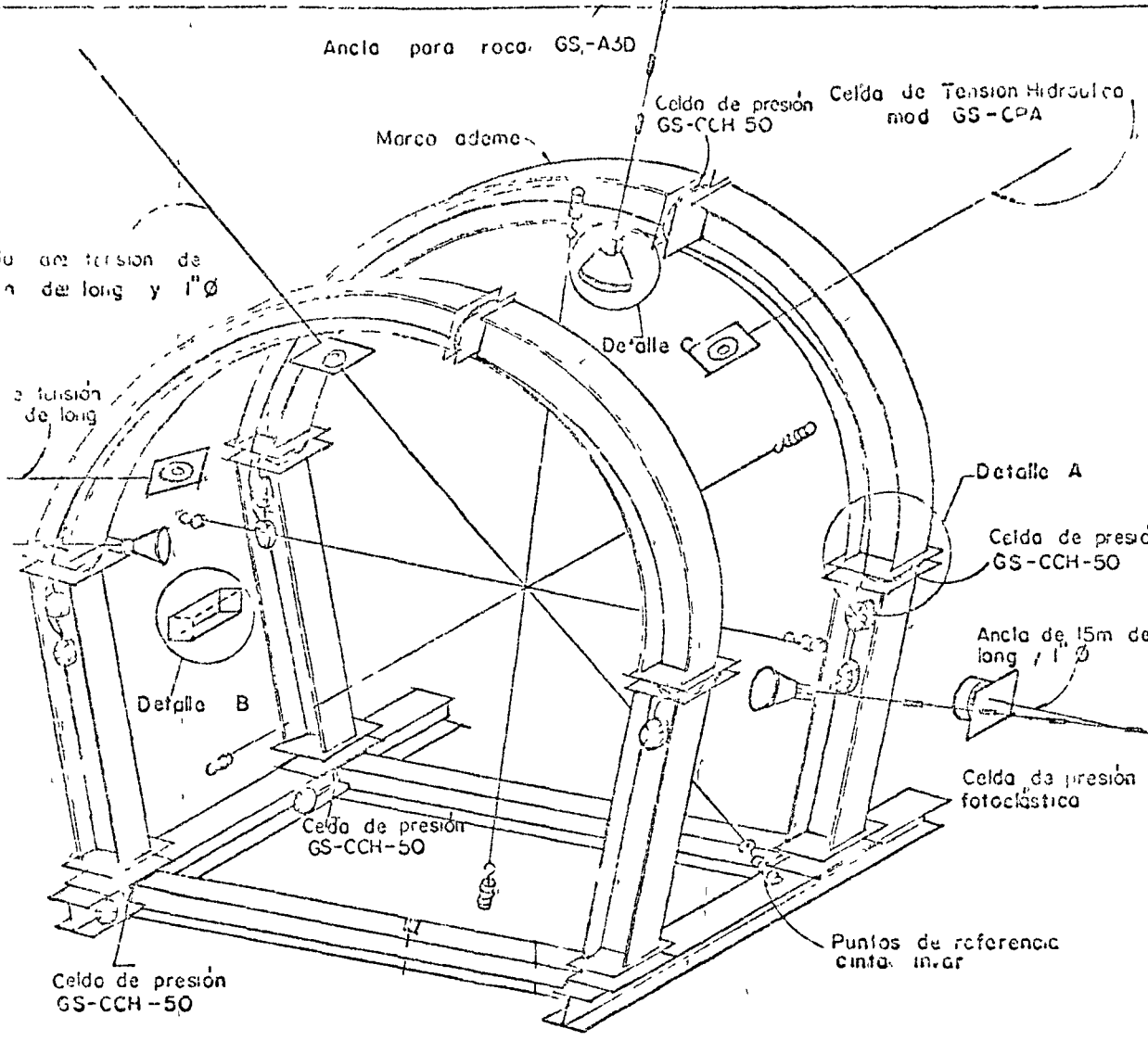
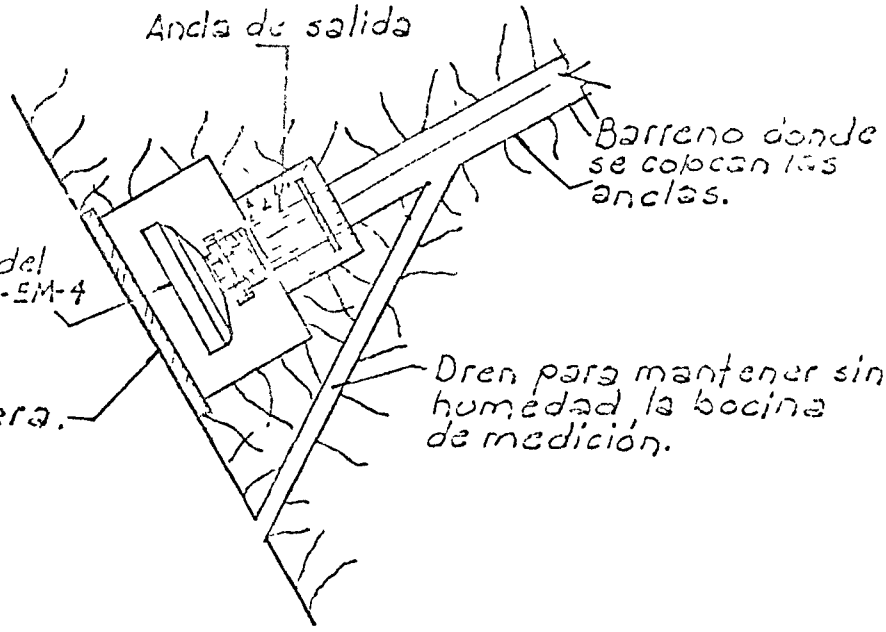
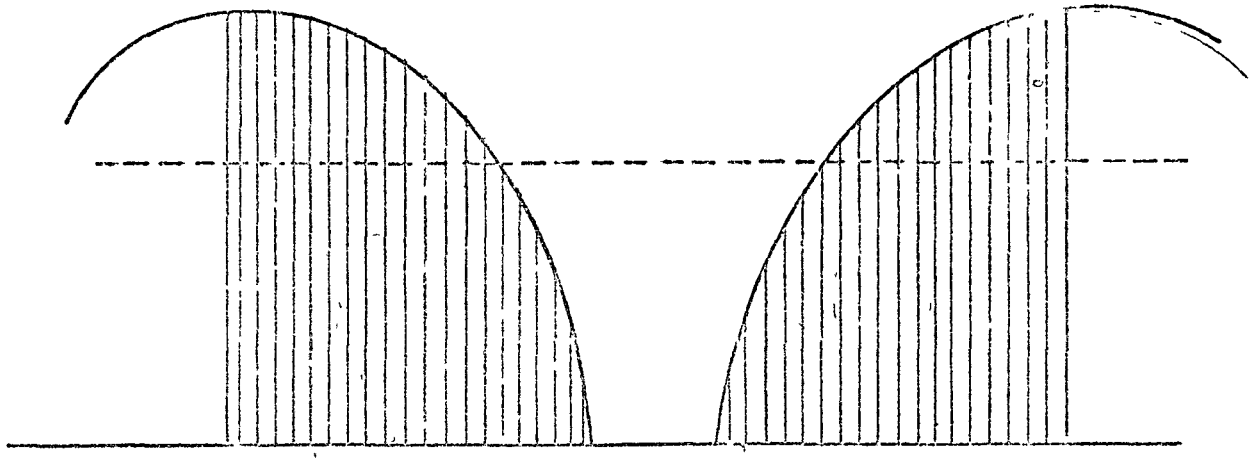


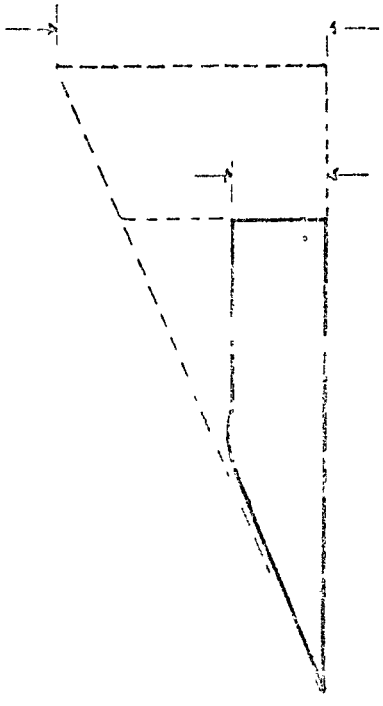
Fig. Nº 1 En esta figura, puede verse una estación de medición tipo como las que se van a instalar en el Emisor Central

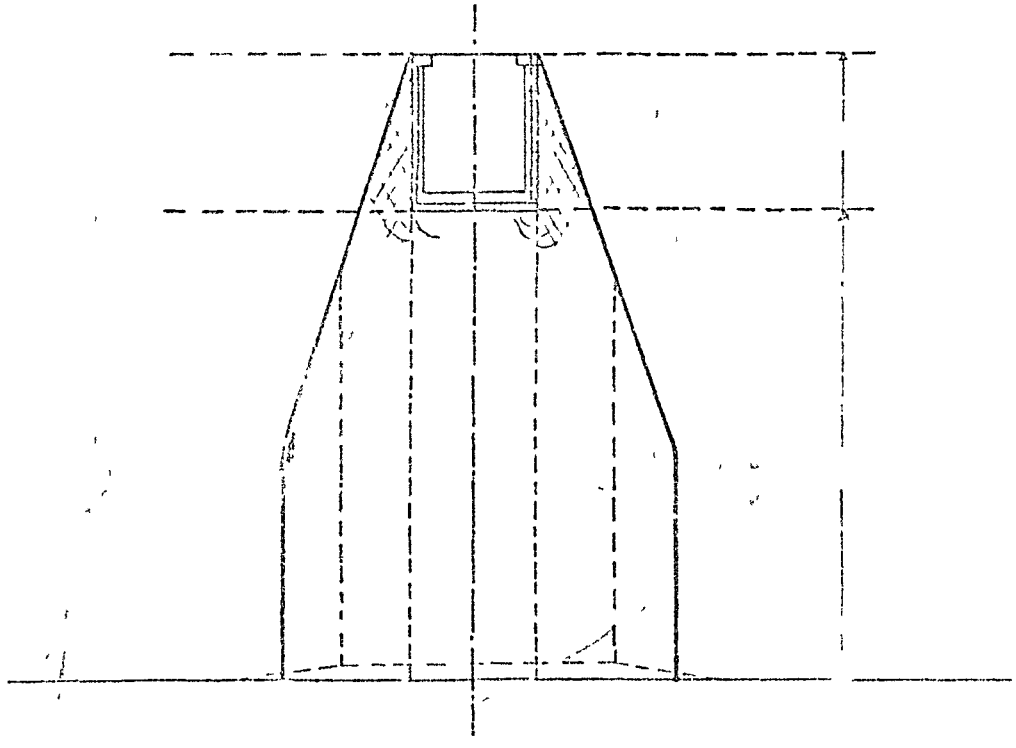


En esta figura puede verse la colocación de una bocina de medición.

D E T A L L E C







ANEXO Nº II

Chapter 18

AN ELECTROMAGNETIC PULSE HAZARD DETECTION SYSTEM*

by David L. Moffatt and Leon Peters, Jr.

The Ohio State University ElectroScience Laboratory
Department of Electrical Engineering
Columbus, Ohio

ABSTRACT

A unique electromagnetic pulse sounding system for the detection and identification of geological and man-made anomalies which represent hazards in hard rock rapid tunneling operations is described. The main features of the system including a periodic video-type pulse interrogating signal and a probe structure that permits operational modes which either "see" or are "blind" to homogeneous-type targets are reviewed. The results of experimental pulse measurements on targets buried in the overburden and in a limestone medium are presented. Since the electrical properties of limestone are not radically different from those of a hard rock medium, conclusions based on these data should be valid for a hard rock media also.

INTRODUCTION

Both controlled-source and natural field electromagnetic methods have, of course, been used for many years in geophysical explorations.(1) With a controlled source, the methods used have been primarily confined either to measurements at discrete frequencies or to measurements of the transient fields produced by a step-type excitation. In this paper we describe a system which employs a periodic

*The work reported in this paper was supported in part by Contract H0210042 between U.S. Department of Interior, Bureau of Mines, Advanced Research Projects Agency, Denver, Colorado and The Ohio State University Research Foundation.

train of video-type pulses as the controlled source. The frequency content of the interrogating signal is therefore very large, typically spanning from the Hz to the GHz range.

Some discussion of the rational behind the selection of such a source is appropriate. During the past decade, tremendous advances have been made in the area of active remote sensing of free space targets via electromagnetic interrogation. A new generation of radar systems appears capable of not only detecting the target but of delineating its physical properties (e.g., size, shape and composition) from spectral data spanning an appropriate range.(2) Data spanning the proper spectral range are essential, and one way of obtaining these is with an interrogating signal with a very broad spectrum.(3) The ultimate goal of the research discussed in this paper is to incorporate, as far as possible, the sophisticated methods developed for conventional radar-type targets into a system with subsurface interrogation capabilities - recognizing full well that in this case the "target" is immersed in generally an inhomogeneous, anisotropic, dissipative medium.

Certain general requirements can be specified for any system which is to work into a material medium from or near the interface of the medium and free space. First, the system must effectively couple energy into the medium and at relatively high power levels. Second, the system must at the same time be only very weakly coupled to the ambient air in order to avoid returns from surface obstructions, e.g. mining equipment near the working face of a tunnel. Third, the system should be sensitive to the moisture content of the medium since this is clearly an important diagnostic tool and moreover may represent a very important hazard in tunneling. Fourth, as with any real life system one can anticipate relatively high noise levels - thus some type of periodic interrogation to which averaging techniques can be applied is nearly essential. In terms of these requirements, an electromagnetic pulse system has certain inherent advantages over seismic or acoustical systems, namely (1) the coupling mechanism to the medium is not disturbed by an increase in power level, (2) it is more sensitive to moisture content, (3) averaging techniques can be used to reduce noise problems. In addition, an electromagnetic wave has polarization properties which can be exploited to enhance target identification schemes. For a general dissipative medium, an electromagnetic approach may have some disadvantage in terms of depth of penetration but for a hard rock medium with conductivities typically in the range 10^{-7} to 10^{-9} mhos/meter or smaller penetration is not a problem for an electromagnetic system.

Two final points must be made. The system described in this paper employs, either directly or indirectly, a small instrumentation computer to control and average the experimental measurements and to process the received signal waveforms. The computer is not essential in a finalized version of the system since it can be replaced by simple, compact circuitry once the processing is finalized.

In the research stage, however, the versatility offered by the computer is irreplacable. We also report measurements of targets buried in the overburden, a medium not electromagnetically representative of hard rock. This was a matter of expediency; providing initial test data while the necessary equipment for remote site operation at a local limestone quarry (electromagnetically, limestone is a good approximation of hard rock(4)) was prepared. Note, however, that an electromagnetic technique which is successful in a very lossy medium such as the overburden would yield even better results in low loss media. This conclusion is verified by the limestone medium measurements.

THE SYSTEM

A block diagram of the electromagnetic sounder with a direct interfacing to the computer is shown in Fig. 1 together with one version of the electromagnetic probe. The required instrumentation modifications for remote site measurements, i.e., divorcing the sounder from a direct interfacing with the computer, consists essentially of replacing the computer with periodic ramp and square wave waveforms to control the sampling scope and then recording these waveforms and the measured signal for later playback into the computer. Remote measurements could be greatly facilitated by either the use of a minicomputer or a remote link to our present computer. The present level of funding prohibits incorporating these advances in our system at this time. The probe shown in Fig. 1 consists of two grounded, orthogonally oriented dipoles where each dipole arm is a U arrangement of two wires. The probe dimensions shown are appropriate for interrogation of targets to depths of 30 to 40 feet in the overburden using the near-zone fields of the probe. At this time only near zone measurements have been considered since our immediate major goal is to demonstrate feasibility. An extension to far-zone scattering remains a subject for future investigation. For interrogation to the same depths in a different medium, the overall dimensions of the probe will remain constant but the shape of dipole arms would be changed to adjust the input impedance of the probe. If the medium is such that the use of ground rods is not practical, then an alternative arrangement using metal plates to effect a capacitive coupling to the medium would be used. The purpose of the ground rods or plates is to match the low frequency energy in the interrogating pulse into the medium. Basically, the probe is matched to a particular medium by adjusting the shape of the dipole arms and the coupling at the ends of the dipoles. A lossy medium is somewhat easier to match in that the high frequencies in the interrogating pulse are attenuated along the dipole arms thus reducing the sharpness of the reflection from the end of the dipole. The need for this broadband matching may be reduced once a library of some possible hazards has been accumulated. One may then tailor the interrogating pulse for a specific hazard.

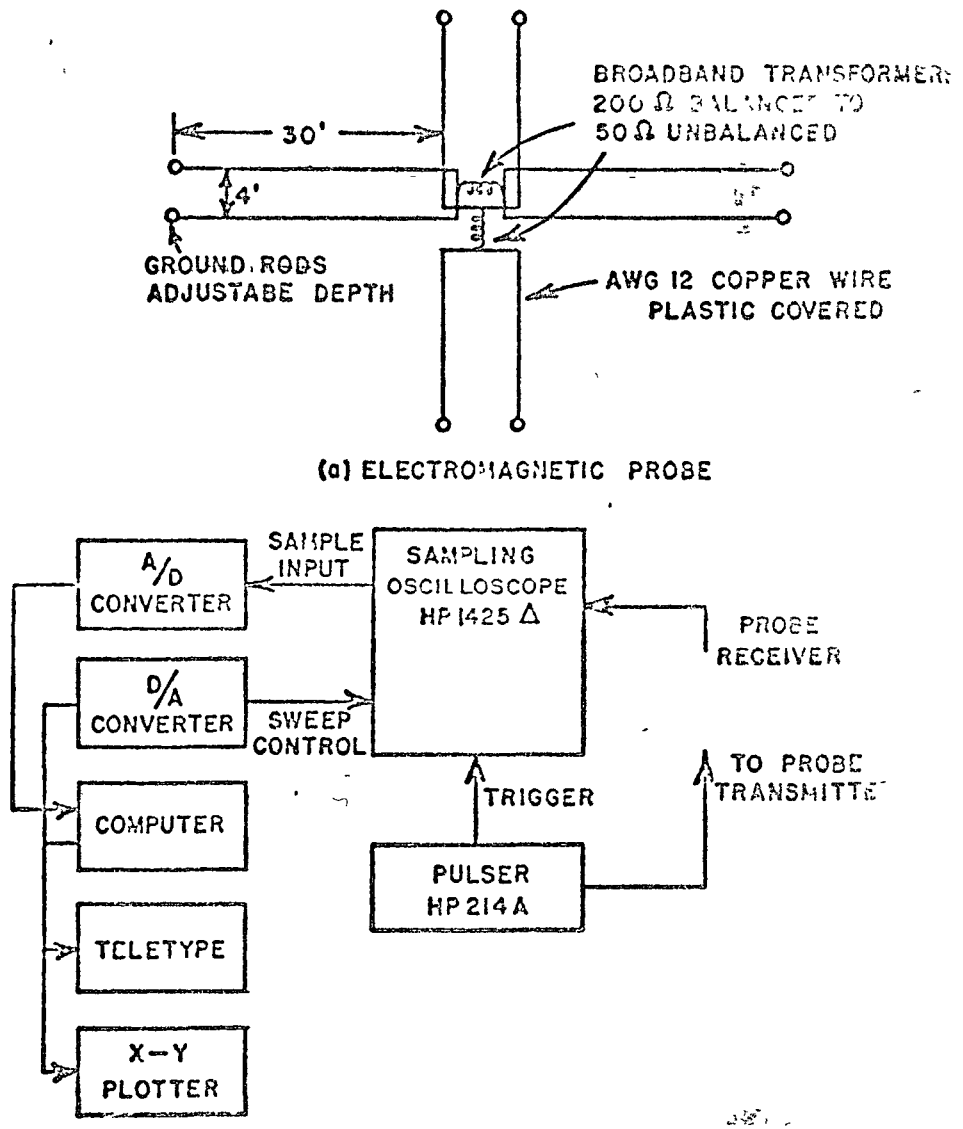


Fig. 1--(a) Electromagnetic probe. (b) Block diagram of pulse sounding system.

The pulse sounder is operated in two modes; a direct mode where one dipole is used for both transmission and reception and an orthogonal mode where transmission is on one dipole and reception on the orthogonal dipole. In the orthogonal mode, the probe is "blind" to homogeneous targets including the air-medium interface and "sees" only inhomogeneous targets. In the direct mode both homogeneous and inhomogeneous targets are "seen". The "baluns" shown in Fig. 1 are special broadband-transformer-type devices which match the 50 ohm impedance of the unbalanced coaxial cable coming from the pulse generator to a balanced 200 ohm impedance.

The electromagnetic pulse sounding system currently in use employs one of several available pulse generators to produce a periodic train of video-type pulses. The precise characteristics of the pulser depend upon the general depth to which the sounder is to interrogate. The pulses are coupled into the medium by the transmit arm of the broadband probe. Periodically, a wave is launched on the transmit dipole at the feed point which penetrates into the medium. As the wave propagates along the dipole, its fringe fields penetrate deeper into the medium. The dipole is not current being employed as a radiating structure in the normal sense since it is the near-fields which are being used. For this reason the dipoles are referred to as probe rather than antenna structures. Reflected signals from the medium via the same or orthogonal dipole are observed on a sampling scope* acting as a receiver. The measurements are automated, i.e., the computer controls the scope sweep and records a response waveform which is an average of some 200 reflected waveforms. This averaging minimizes the noise problem. Once the averaged waveform is recorded it is available for further processing either in real time or at some later time.

PROBE DESIGN AND TESTS

The design or matching of the probe structure to a specific medium has two primary objectives. The first of course is to couple as much of the available electromagnetic energy into the medium as possible. The second is to provide the clearest time window possible by minimizing the reflections from the balun, the input terminals of the probe, the ends of the probe, the medium surface and from obstacles on or above the medium surface. We want, in each case, to isolate (in time) the scattered pulse associated with a subsurface target

*The sampling scope is a device used to display very fast periodic waveforms, i.e., waveforms with rise times in the nanosecond or picosecond range. By sequentially sampling across the waveform, it eliminates the need for the very broadband amplifiers which would be required to display the waveform on a conventional scope.

from the various clutter contributions noted above. If the clutter and target pulses are separated in time then the isolation can be accomplished via a time gate albeit at the expense of a poorer medium coupling. The cleaner, however, one can make the time "window" for the target the better one's chance of detecting and identifying the target.

In Figs. 2 and 3, the tuning or matching mechanisms afforded by, respectively, the shape of the dipole arms and the depth of the ground rods are illustrated. The time domain response waveforms shown in Figs. 2 and 3 are direct reflectometry measurements on one of the dipoles shown in Fig. 1, with the dipole located over the overburden. The incident pulse is a step-type function with a 2 volt peak

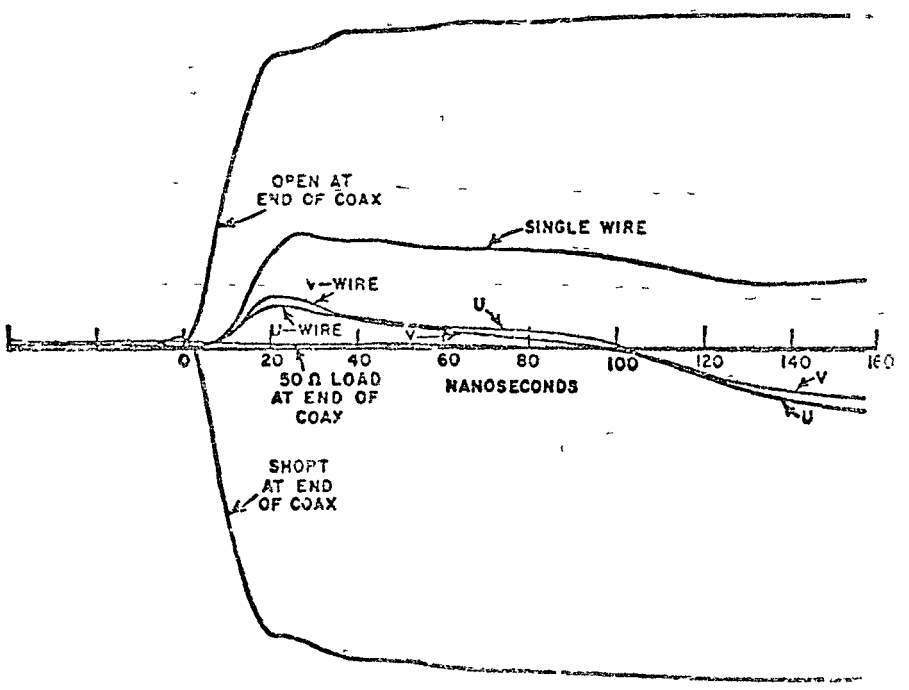


Fig. 2--Direct reflection mode of one probe, various termination and probe arm shapes.

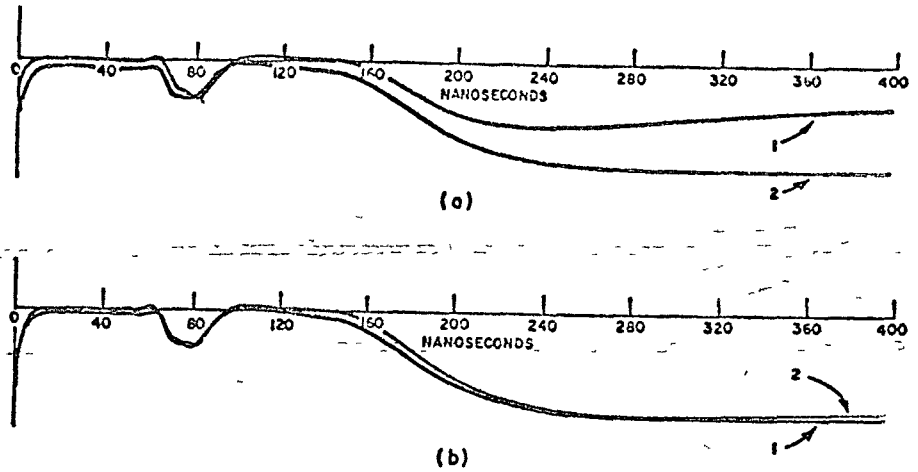


Fig. 3--Direct reflection mode of one probe, effect of ground rod depth.

and a 15 nanosecond rise time. In Fig. 2, the response waveforms are shown for the cases where the feed coax is terminated in an open circuit, a short circuit, a matched load, a dipole with single-wire-grounded arms, a dipole with 2 wire grounded arms in a V arrangement and a dipole with two wire arms in a U arrangement. Clearly, both the U and V dipole arms are much better than the single wire arms, and the U-arrangement is slightly better than the V. In Fig. 3, the time scale of Fig. 2 is expanded and the tuning afforded by adjusting the ground rods depths is illustrated. The probe is the U dipole of Fig. 1. Note that by adjusting the ground rod depth, the latter portion of the response waveform can be fit to the response waveform when a matched load is placed at the end of the feed cable. Ideally, one would like the probe in the direct mode to look like the matched load termination if no target is present. The results in Figs. 2 and 3 are ample evidence that low frequency pulse energy can be effectively coupled into the overburden medium. When the probe of Fig. 1 was operated in the orthogonal mode it was found that the system was extremely insensitive to surface obstructions. A station wagon driven between the various probe arms had no effect on the measured response waveform. Thus two requirements of the system, namely effective coupling to the medium and weak coupling to the ambient air have been satisfied.

The design of specific probe geometries to match a given medium will be done analytically. To this end, a comprehensive analysis and computer program for all types of wire antennas and arrays of wire antennas in a homogeneous, dissipative medium has been developed. The program provides a complete analysis including self impedance,

mutual impedance, current distributions, near-zone fields and far-field patterns. Examples of computations from the program are shown in Figs. 4 and 5. Figure 4 shows the electric field strength directly below a single wire-U shaped dipole as a function of depth. Two curves are shown corresponding to uninsulated and partially insulated dipole arms. At shallow depths, the uninsulated dipole has a distinct advantage whereas at deeper depths the insulated dipole has a slight advantage. Of greater importance is the fact that the computer program can be used to optimize the design, including insulation for a given depth, frequency and medium. In Fig. 5, the principal plane components of the near-zone fields at a fixed range as a function of angular position are shown for a larger dipole and a less lossy medium. No significance should be attached to the change in field strength magnitude between Fig. 4 at a depth of 15 feet and Fig. 5 at an angle of 90°. In Fig. 4 the input power was 1 watt and in Fig 5 the input voltage was 1 volt. Comparison calculations can be based either on constant input power or on constant input voltage. We have delayed the preparation of multi-parameter design curves until the corrections for an air-medium interface are added to the computer program. These modifications are presently in progress.

PROCESSING PULSE SOUNDING DATA

The working face of the medium to be interrogated will, in general, be somewhat rough and irregular. In addition, small localized inhomogeneities and discontinuities will be present beneath the surface of the medium. The practical effect of these facts is that first, the isolation between the transmit and receive probes will be degraded due to the asymmetry of the rough surface and second, if the probe structure is rotated or translated on the medium surface then individual variations in the received signal will occur. The latter effect is present in both the direct and orthogonal modes. It has already been noted that each response waveform recorded is actually an average of 200 individual waveforms. Now a second type of averaging is introduced to remove the individual variations noted above. Unless the target is very distinct, this average will be a fact of life in any practical application. This is vividly demonstrated by the waveforms in Fig. 6. These waveforms show respectively, four individual measurements over the overburden where no target exists, four individual measurements over the overburden where a target exists and then the average of the no-target and target responses. Details of the probe structure, pulse generator and target will be given later. The point here is that selecting any given pair of waveforms from the target and no-Target families, one would be hard pressed to either confirm or deny the presence of a target. However, from a comparison of the averaged waveforms the presence of the target is easily seen.

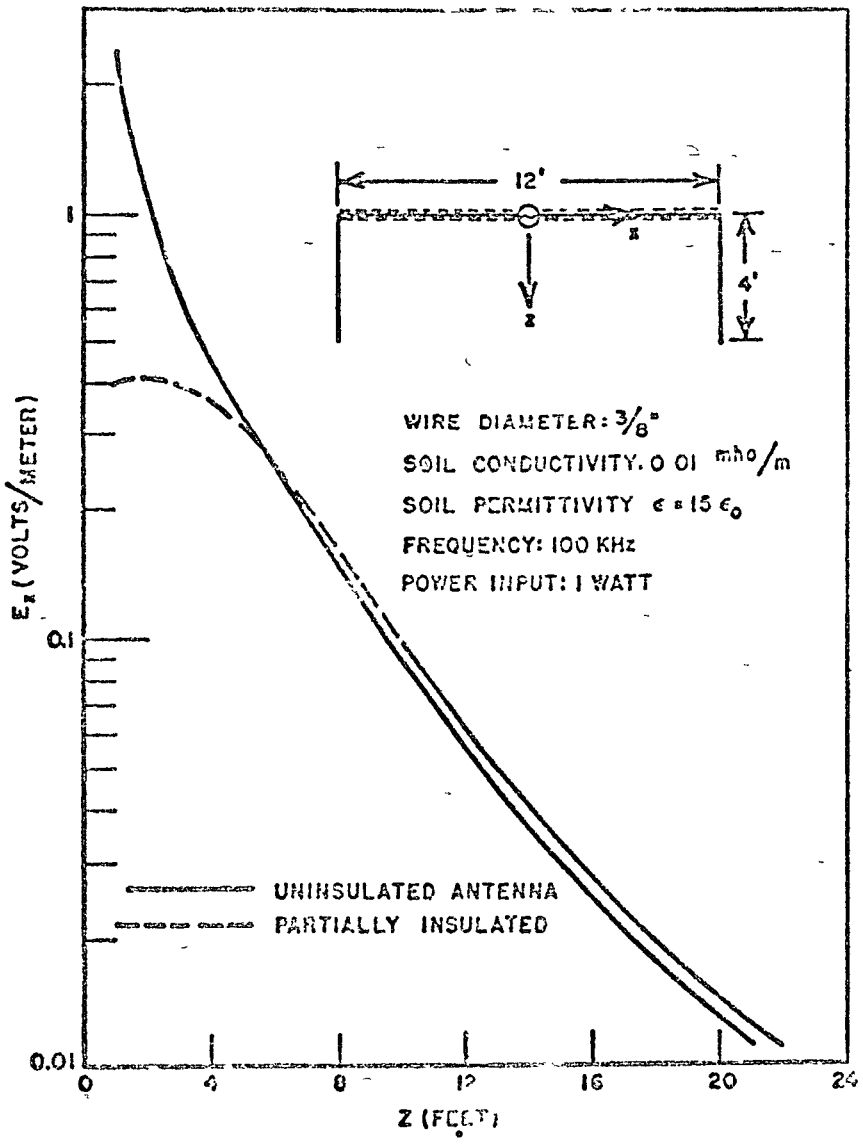


Fig. 4--Calculated electric field distribution of a wire antenna in a homogeneous conducting antenna. The observer is on the z axis.

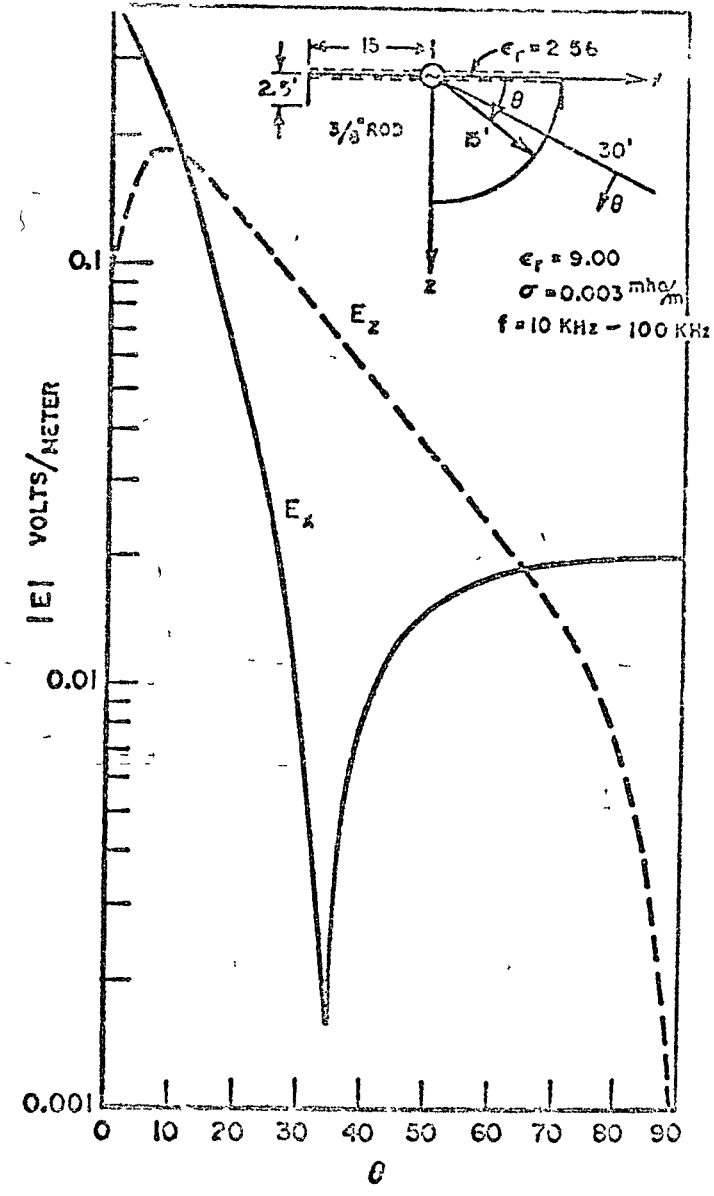


Fig. 5--Calculated near zone fields of a wire antenna in a homogeneous conducting medium. 15 foot range.

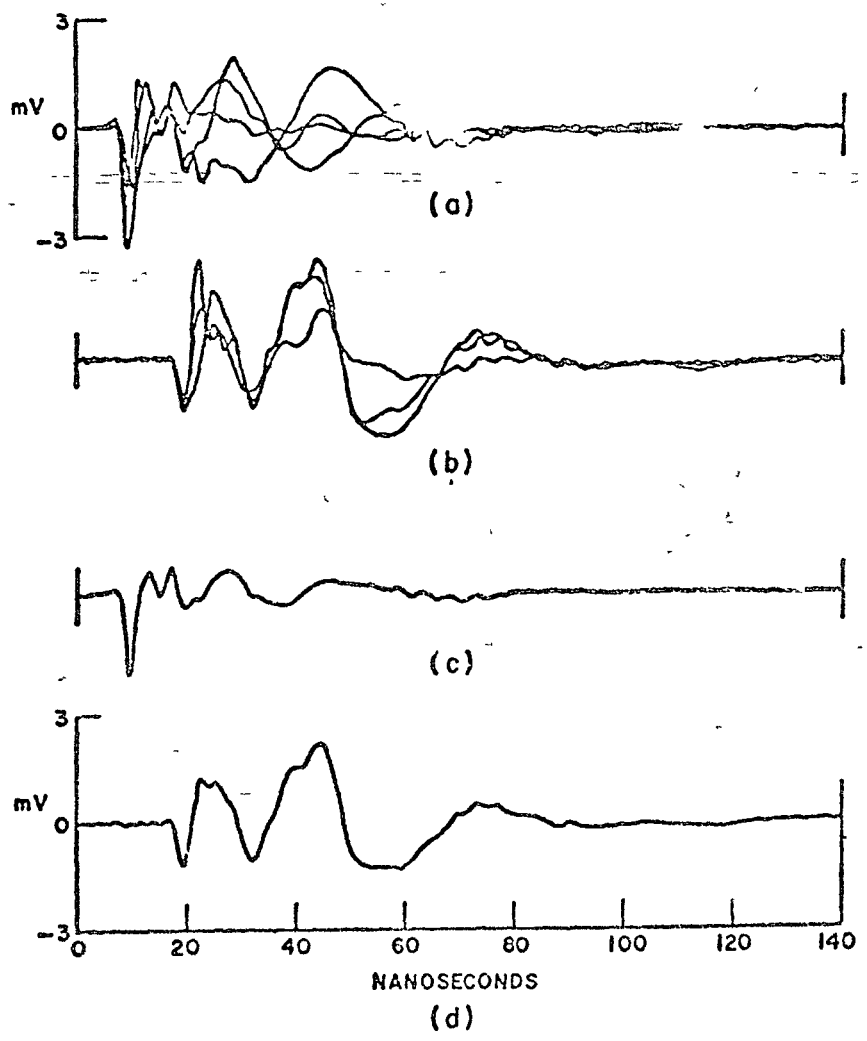


Fig. 6--Orthogonal mode response waveforms. (a) no-target, (b) 3 foot cylinder target, (c) no-target average, (d) target average.

The use of an averaged control or no-target response waveform is essentially an illustration of the infancy of interpretation theory for subsurface interrogation In conventional radar applications where the interrogating electromagnetic field can be considered as a plane or spherical wave, interpretation theory, i.e., prediction of the interaction of the interrogating signal and a given object, is quite advanced. In contrast, subsurface interpretation theory is rather primitive, particularly where the interrogating fields are the near-fields of the probe. The analysis and programs mentioned earlier for handling arbitrary wire antennas in a homogeneous, dissipative medium are themselves an advance in the state-of-the-art. The scattering problem is an order of magnitude more difficult. Advances are being made(5), but a great deal more theoretical analysis is needed. Note also that the average no-target waveform in Fig 6 is not zero. Thus the localized density gradient, moisture content, etc., of the medium contribute a signature. If control measurements are to be eliminated then this signature must be predictable. Efforts are being made in this area, but are not yet to the point where theoretical prediction is feasible except in highly idealized situations.

In addition to the medium, the particular character of the control and target waveforms contains the transfer function characteristics of the pulse generator, feed cables, baluns and probes That is, each of these components contributes to the distinctive amplitude and phase curves vs frequency obtained from a Fourier transformation of the control and target time domain waveforms. The relations between time and frequency responses are obvious to any engineer, and our automated pulse system permits us to rapidly transform between domains while at the same time applying various gating, filtering and normalization schemes. By subtracting the no-target from the target time domain waveforms, one ideally is left with the target signature. Practically, of course, this is limited by noise and clutter but such differencing techniques are most useful in reducing the clutter level.

Our present processing procedure for electromagnetic pulse sounding data involves the following steps: (1) averaging the control and target time domain waveforms obtained from several measurements, (2) obtaining a difference waveform, i.e., the target average minus the control average, (3) gating* the difference waveform to remove the direct coupling between transmit and receive probes and to isolate that portion of the return corresponding to a particular depth,

*gating of the time domain waveform means that the gated portions of the waveform are set to zero. This is done smoothly rather than abruptly to avoid introducing false discontinuities.

(4) transformation of the gated difference waveform to the frequency domain via a fast Fourier transform, and (5) normalization of the transformed difference by subtracting out the known amplitude and phase characteristics of the pulse generator, feed cables and baluns. Basically, three signatures of the target are available for study, the normalized and unnormalized amplitude and phase characteristics and the gated difference waveform. If the target or certain characteristics of the target are known, then an alternative procedure can be used. The interaction of electromagnetic waves and material objects is such that most objects display certain natural resonances as the frequency of the interrogating signal is varied. These resonances which occur in the scattered field are not unlike the resonance which occurs in a simple circuit except that they occur when certain dimensions of the object are a particular electrical length and they can be linked to particular scattering mechanisms associated with the geometrical shape of the object Thus given certain features of the target, one can filter* the response waveforms to see if the resonant frequencies associated with these features are present. It is emphasized again that all of the above processing is presently done using the instrumentation computer, and in real time if desired. The replacement of circuitry hardware with computer software in research applications yields an irreplacable versatility.

MEASURED RESULTS

Electromagnetic pulse sounding measurements have been made of 10, 5, 3 and 1 foot lengths of 4 inch diameter metal pipes buried at depths of 1, 3 and 5 feet in the overburden. These targets will ultimately serve as calibration standards since the scattered fields can be predicted. Additional targets included 2, 3 and 4 inch diameter extended dielectric pipes at a depth of 3 feet in the overburden, a 5 foot deep extended "dummy" trench (trench dug and refilled) in the overburden, an extended 1 foot diameter metal pipe whose top was at a depth of 2 feet in limestone, and non-homogeneous stratifications to depths of 10 feet in limestone (3) The measurements were made using a very low power laboratory built pulse generator (5 volt peak, 3 nanosecond base, 1.5 MHz repetition rate) and a small version (5 foot arms) of the probe shown in Fig. 1. Some time was required to develop the high power broad band baluns and to obtain the high power pulse generators appropriate for deep penetration. These items are now in hand and an extensive series of measurements in a limestone medium is in progress. A mobile rig to supply electrical power is

---

* Filtering removes all those frequencies which are not within the passband of the filter. We are presently using an ideal filter (abrupt cutoff) which places precursors in the filtered waveform but this does not cause any difficulty. Smoothly matched filters can and will be used as our techniques become more sophisticated.

used, thus measurements at a variety of sites remote from the laboratory can now be made.

In all cases, the targets discussed above were detected. That is, distinct differences could be seen between the target and control waveforms. In addition, the reflected signals from the pipes and inhomogeneous stratifications targets in limestone and the plastic pipe, conducting pipe and dummy trench in the overburden were separable in the sense that the time domain waveforms and their associated spectra contained adequate information to identify the individual targets in the set of targets. An example of the data obtained is shown in Fig. 7 which shows, respectively, the difference waveform, the gated difference waveform, the unnormalized amplitude spectrum for the gated difference, the amplitude spectrum with the highest amplitude harmonic set to unity, and this same amplitude spectrum with the incident pulse and cable spectrum subtracted out. The target in this case was the 3 foot long cylinder at a depth of 5 feet in the overburden In Fig. 8, the result of passing the target and control waveforms through filters adjusted to the predicted resonance of the target are shown for the case of the 10, 5, 3 and 1 foot long cylinders respectively at a 5 foot depth. The target presence is indisputable except perhaps for the 1 foot long cylinder. This is not unexpected since the resonance frequency used is inversely proportional to the cylinder length and therefore the 1 foot resonance frequency (~ 166 MHz) suffers the most severe attenuation Length separability has also been demonstrated for the 10, 5 and 3 foot cylinders by passing all 3 waveforms through the same filters. Control and target measurements respectively for the extended metal cylinder in a limestone medium are shown in Figs. 9 and 10. In each figure direct mode measurements on both dipole arms and an orthogonal mode measurement are shown. Figure 10 shows the orientation of the probe with respect to the target. This same orientation was used for the overburden measurements; it produces a maximum response in the orthogonal mode. Presence of the target is clearly evident from a comparison of Figs. 9 and 10 for the orthogonal mode. Note also that the magnitude of the response waveforms for the limestone medium are at least 3 times higher than those for the overburden, using the same pulse generator and probe. It is also clear from Figs. 9 and 10 (direct mode) that the mismatch at the probe feed point and at the ends of the probe has increased from the overburden case. This would be expected since a different probe design is needed for the limestone medium. Filtering of the orthogonal mode target and control waveforms around a resonant frequency associated with the diameter of the cylinder yields the results shown in Fig. 11. The presence of the target is unmistakably clear. The control waveform or no-target response obtained using the orthogonal mode indicates the presence of a scatterer of a magnitude not observed previously for the overburden measurements. It is conceivable that this may represent a reflected signal from some anomaly such as a crack in the limestone. Future measurements will be made to seek and identify such targets in the limestone media. Fig. 12 shows the direct and orthogonal mode response waveforms over a

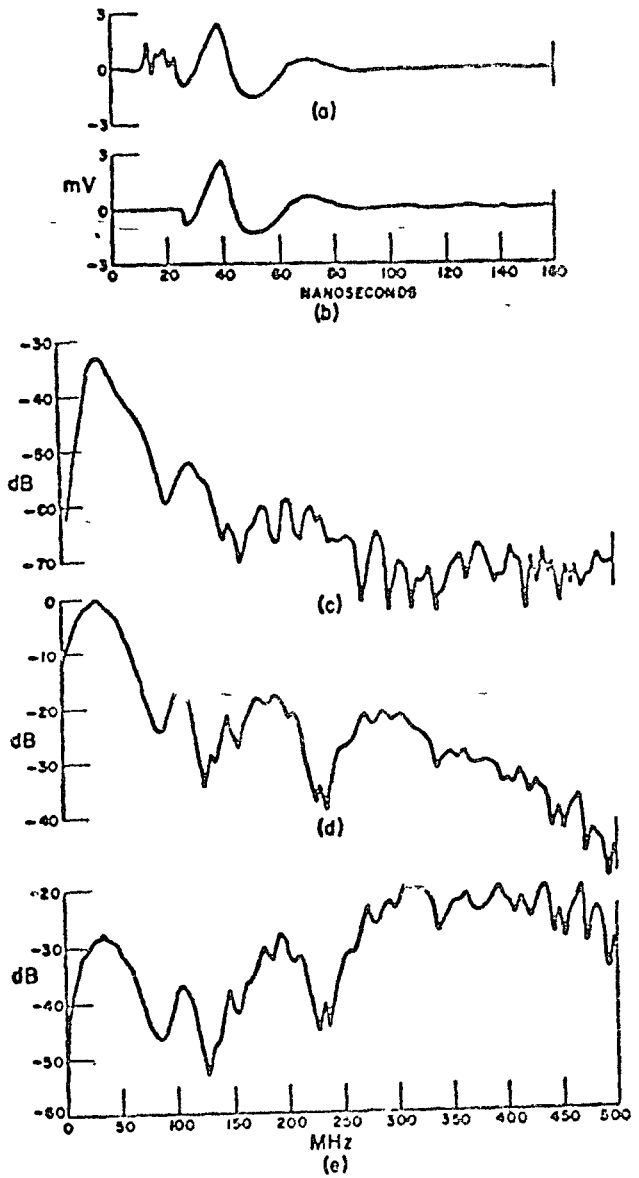


Fig. 7--Orthogonal mode response 3' cylinder. (a) difference waveform, (b) gated difference waveform, (c) unnormalized amplitude spectrum, (d) normalized amplitude spectrum, (e) normalized amplitude spectrum with incident pulse removed.

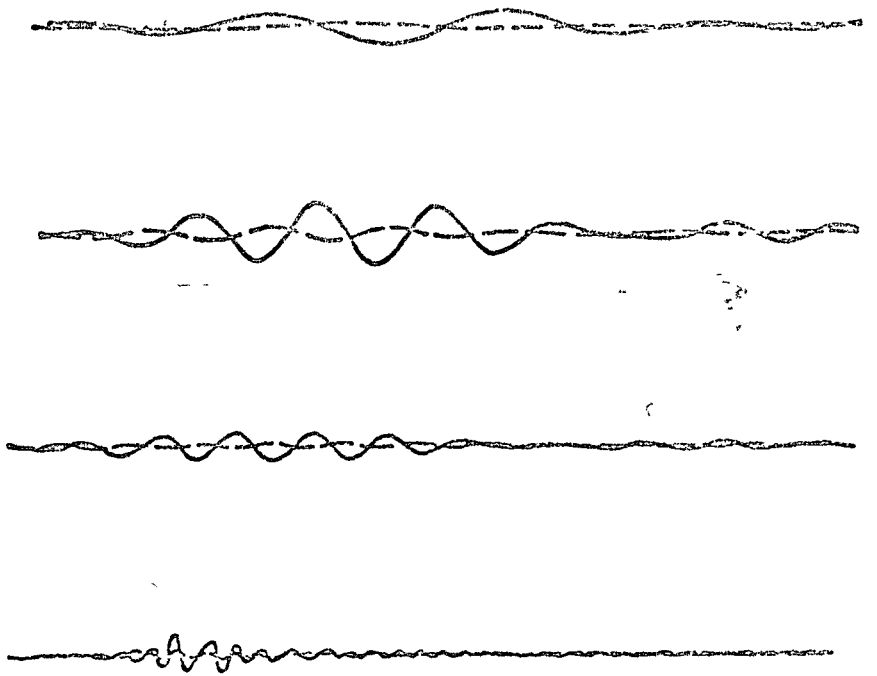


Fig. 8--Filtered response waveforms of control and target for respectively (from top) 10, 5, 3 and 1 foot cylinders at 5 foot depth

limestone medium where at least visually the stratifications looked somewhat different than the location corresponding to Fig 9 Note in Fig. 12 the distinct differences in the two direct mode waveforms in contrasts to Fig. 9 where they were quite similar Differences can also be noted in the two orthogonal mode waveforms but they are somewhat more subtle. Further measurements are necessary before a target interpretation can be made. Measurements are now in progress of obvious geological anomalies (such as a tunnel) in limestone at much greater depths using a large probe similar to that in Fig 1 and two different pulse generators which give respectively a 1000 v peak, 150 picosecond base, 250 Hz repetition rate pulse and a 50 volt peak, 45 nanosecond base, 10 KHz repetition rate pulse. We anticipate successful target detection at much greater depths due to the increased power and lower frequency content of these pulses.

CONCLUSIONS

The feasibility of an electromagnetic pulse sounding system for the detection and identification of subsurface targets has been demonstrated, in the field, from measurements of conducting and dielectric cylinders buried in the overburden and from measurem s of a

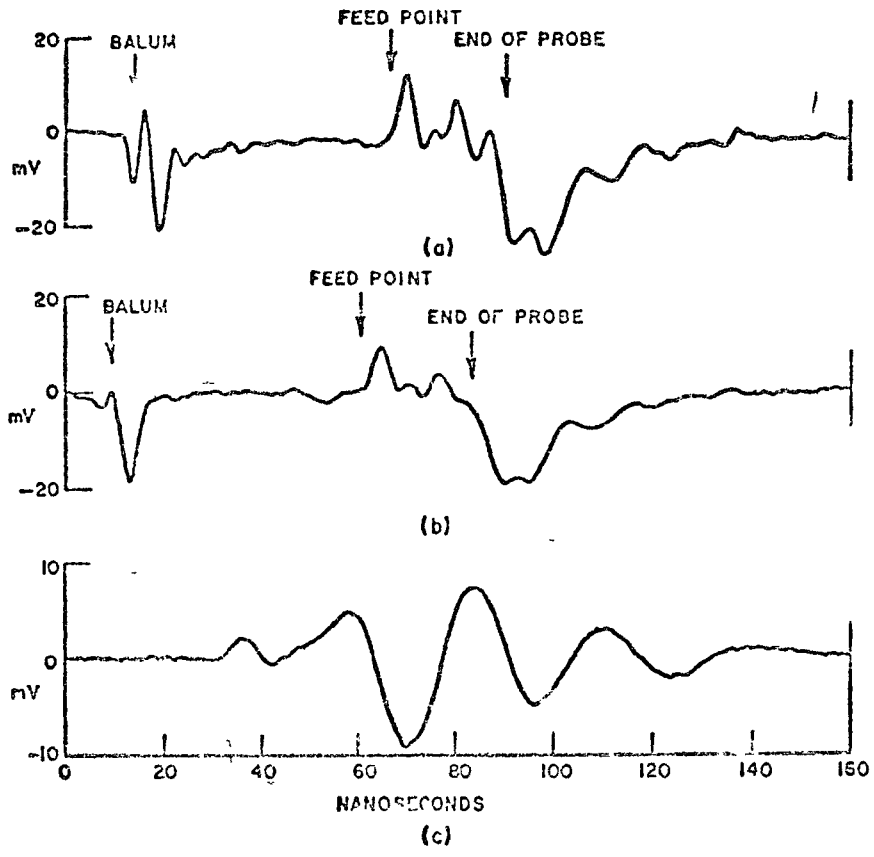


Fig. 9--No-target response waveforms for limestone medium. (a) direct mode, (b) direct mode, (c) orthogonal mode.

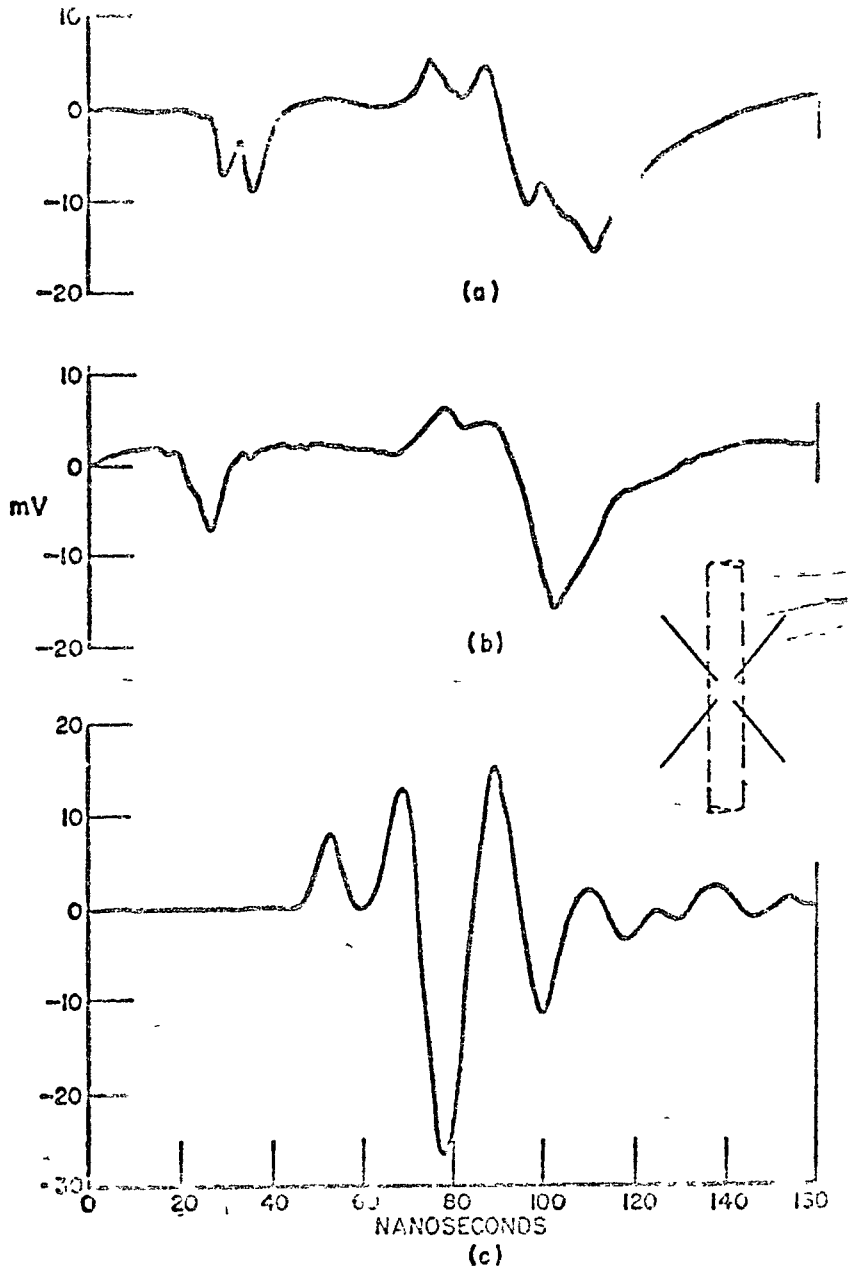


Fig. 10--Response waveforms over cylinder target in limestone medium. (a) direct mode, (b) direct mode, (c) orthogonal mode.

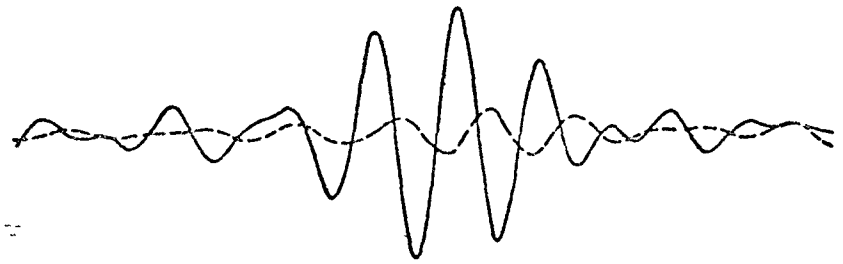


Fig. 11--Filtered response waveforms of control and target for 1 foot diameter cylinder in limestone.

conducting cylinder buried in a limestone medium. A full scale version of a probe suitable for use with the system has been tested with low power. These tests demonstrated that electromagnetic energy could be effectively coupled into a dissipative medium and that the probe was very insensitive to obstructions on the surface of the medium.

Extrapolation of the results reported in this paper to an electromagnetic pulse sounder for detection of hazards in advance of a hard rock tunneling operation is relatively simple. In fact, as seen from the limestone measurements, the typically low loss of hard rock media enhances the penetration and resolution capabilities of the sounder. On the basis of the reported measurements we anticipate that detection of targets in a hard rock medium will be relatively simple. Identification of the target, however, will require more sophisticated processing and probably certain training sets from measurements of known anomalies.

REFERENCES

(1) Keller, G.V. and Frischknecht, F.C., Electrical Methods in Geophysical Prospecting, Pergamon Press, New York, 1966.

(2) Moffatt, D.L., "Time Domain Electromagnetic Scattering from Highly Conducting Objects," Final Report 2971-2, May 1971, Electro-Science Laboratory, The Ohio State University Department of Electrical Engineering, prepared under Contract F19628-70-C-0125 for Air Force Systems Command, L.G. Hanscom Field, Bedford, Massachusetts. (AFCRL-71 0319)

(3) Final Report, "Electromagnetic Pulse Sounding for Geological Surveying with Application in Rock Mechanics and Rapid Excavation Program," Report 3190-2, March 1972, ElectroScience Laboratory, The Ohio State University Department of Electrical Engineering, prepared under Contract H0210042 for Department of Interior, Bureau of Mines, Advanced Research Projects Agency, Denver, Colorado.

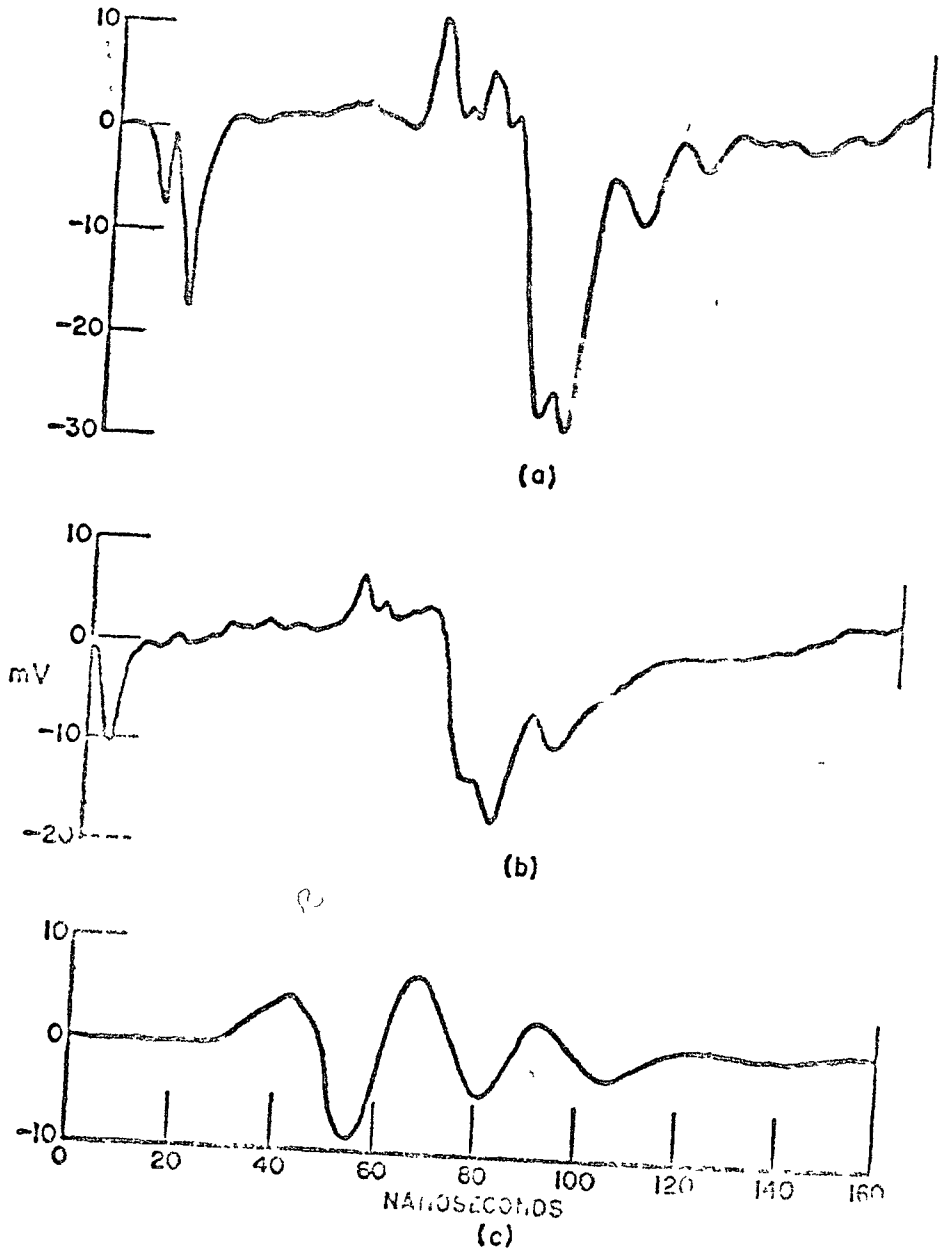


Fig. 12--Response waveforms over a limestone medium. (a) direct mode, (b) direct mode, (c) orthogonal mode

(4) Parkomenko, Electrical Properties of Rocks, Plenum Press, New York, 1967.

(5) Ward, S.H. and Morrison, A.F., (Editors), Geophysics, Special issue on Electromagnetic Scattering, Vol. 36, 1971.

ANEXO No. 2

A variety of instruments and techniques are available for both forms of measurement

In rocks which demonstrate elastic behaviour, absolute stress measurements may require the application of a stress-relief technique in which the rock element containing the measuring device is relieved from the stress imposed by the surrounding rock The strain which results from this stress relief is then measured and the conversion to stress made on the basis of known or assumed stress–strain relations for the rock concerned Relative stress may be determined by measuring absolute stress at each end of a time interval, but this is not always necessary and wherever possible stress-relief techniques, which can be costly and time consuming, are not applied in the measurement of relative stress Generally speaking, the instruments used in both types of measurement are similar but although any instrument designed to measure absolute stress will also measure relative stress, some instruments which are of simple design and intended for relative measurements cannot be applied to absolute measurements without further modification

6 2 1 *The stress-relief technique*

In the stress-relief technique, the measuring instrument may be attached to the surface of the rock forming the wall of the excavation Then the rock to which the gauge is attached is relieved from the confinement of its surroundings either by cutting slots on four sides of it using a rocksaw or by drilling a ring of overlapping holes around it Alternatively the rock and gauge is 'overcored' by a hollow rotary core-drill of suitable diameter The strains registered on the detached rock are then measured

Instruments used in this way include extensometers measuring surface strain in three directions, strain gauge rosettes and photoelastic biaxial gauges The result identifies the secondary principal stresses in a biaxial field in the plane of the wall of the excavation The third principal stress in this case is zero

Exploration of the virgin stress state requires that the measurements extended beyond the zone of influence of the walls of the excavation This may be attempted by drilling a borehole into the wall and then setting the gauge at the back of the borehole The process of overcoring which then follows extends the depth of the original borehole (figure 6 4)

The results again identify the secondary principal stresses in a plane at right angles to the axis of the borehole Since we are now concerned with a triaxial stress field, six principal secondary strains measured in three orthogonal planes are required to provide a solution. Until recently this had seldom been attempted. It was more usual to make measurements in a

single borehole, which required simplifying assumptions to be made about the direction of the third principal stress Two such commonly made assumptions are that one principal stress lies in a vertical direction (in which case the measurement borehole is drilled horizontally into the rock wall) or (if the borehole is not horizontal) the third principal stress lies along the central axis of the borehole

Three distinct types of borehole strain-measuring instruments are used They may be classified[7] as 'borehole deformation meters', 'borehole inclusion stressmeters' and 'borehole strain cells'.

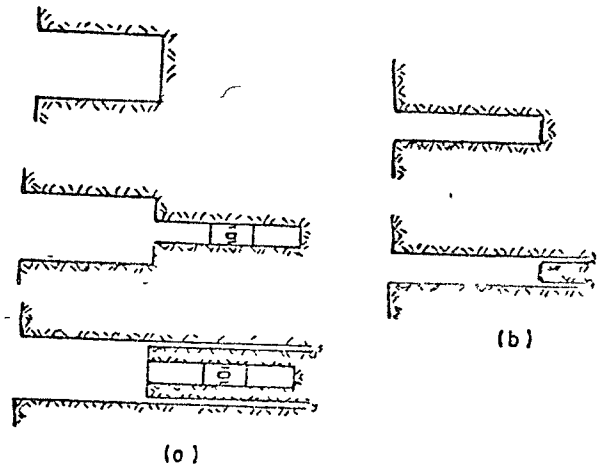


Figure 6 4 The borehole stress-relief technique (a) Applying borehole deformation meter or Leeman multi-component strain gauge, (b) Applying borehole strain gauge

6.3 Borehole deformation meters

A borehole deformation meter is a device which measures changes in the cross-sectional dimensions of a borehole in rock, when the borehole is deformed as a result of stress change The stresses are calculated by elastic theory.

The general equation for plane strain is:

$$\Delta D = \frac{\alpha_1 D}{E}\{(1 + K) - \nu L + 2(1 - K)(1 - \nu^2)\cos 2\theta_1\} \qquad (6\ 3)$$

or

$$\Delta D = \frac{D}{E}\{(\sigma_1 + \sigma_2) - \nu\sigma_3 + 2(\sigma_1 - \sigma_2)(1 - \nu^2)\cos 2\theta_1\} \qquad (6\ 4)$$

and for plane stress:

$$\Delta D = \frac{D}{E}\{(\sigma_1 + \sigma_2) + 2(\sigma_1 - \sigma_2)\cos 2\theta\}, \tag{6.5}$$

where ΔD = change in diameter inclined at θ_1 to the direction of principal stress σ_1,

D = original diameter,

$K = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$,

$L = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$.

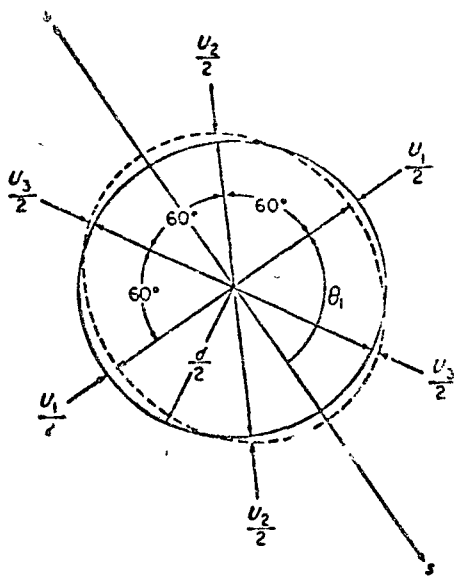


Figure 6.5 Deformation of a circular hole in a plate subjected to a biaxial stress field 60 degree rosette (U S B M. deformation meter)

If the deformation is measured across three different diameters and the modulus of elasticity and Poisson's ratio are known, the magnitude and direction of the stresses σ_1 and σ_2 can be computed.

In figure 6.5,

$$\sigma_1 + \sigma_2 = \frac{E}{3D(1 - \nu^2)}(U_1 + U_2 + U_3) \tag{6.6}$$

and

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{\sqrt{2}E}{6D(1 - \nu^2)}[(U_1 - U_2)^2 + (U_2 - U_3)^2 + (U_1 - U_3)^2]^{1/2}, \tag{6.7}$$

where U_1, U_2 and U_3 are the measured deformations

The angle between σ_1 and the direction in which the deformation U_1 is measured is

$$\tan 2\theta_1 = \frac{\sqrt{3}(U_2 - U_3)}{2U_1 - U_2 - U_3}. \tag{6.8}$$

Where the measured deformations are 45° apart:

$$\sigma_1 + \sigma_2 = \frac{E(U_1 + U_3)}{2D(1 - \nu^2)}, \tag{6.9a}$$

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{E[(U_1 - U_2)^2 + (U_2 - U_3)^2]^{1/2}}{2D\sqrt{2}(1 - \nu^2)} \tag{6.9b}$$

and

$$\tan 2\theta_1 = \frac{-2(U_2 - U_1 - U_3)}{U_1 - U_3}. \tag{6.9c}$$

Merrill and Peterson[6] give the following rules for determining θ_1:

For a 60-degree rosette

(1) If $U_2 > U_3$, θ_1 lies between +90° and +180° or between 0° and −90°.

(2) If $U_2 < U_3$, θ_1 lies between 0° and +90°.

(3) If $U_2 = U_3$ and if
 (a) $U_1 > U_2$, $\theta_1 = 0°$,
 (b) $U_1 < U_2$, $\theta_1 = \pm 90$,

and for a 45 degree rosette

(1) If $U_2 > (U_1 + U_3)/2$, θ_1 lies between +90° and 180° or between 0° and −90°.

(2) If $U_2 < (U_1 + U_3)/2$, θ_1 lies between 0° and +90°.

(3) If $U_2 = (U_1 + U_3)/2$, and if
 (a) $U_1 > U_3$, $\theta_1 = 0°$,
 (b) $U_1 < U_3$, $\theta_1 = 90°$.

One of the earliest borehole deformation meters with which successful results were reported, mainly from Europe and South Africa, is the Maihak cell[7,9,10]. In this instrument the sensing element is a vibrating wire gauge linked to a pin which is forced out by a screw mechanism to make contact with the borehole wall Successive settings of the instrument are required to provide a solution, since only one diametral deformation is observed Subsequent developments in other countries were designed to measure simultaneously on two diameters and also to permit continuous recording The C S I R (South Africa) deformation meter Marks I and II did this, employing as the sensing mechanism electrical resistance strain gauges on rings deformed by pins in contact with the borehole wall, and L V D Transformers directly attached to such pins, respectively[11,12].

Instrumentation for rock mechanics research in Central Europe has been described by Cibek[13], who has designed a borehole deformation meter to measure diametral changes in two orthogonal directions In this instrument the contact pins actuate a mechanical lever to change the electrical resistance of a simple potentiometer

One of the most successful borehole deformation meters in the English-speaking world is the U S Bureau of Mines deformation gauge, introduced by Merrill and others in 1962[8,14]. This instrument, which is constructed for insertion in an EX size ($1\frac{1}{2}$ in diameter) drillhole, is illustrated in figure 6 6 The sensing element is a beryllium–copper cantilever on which four electrical resistance wire strain gauges are bonded in a wheatstone bridge circuit The gauge has a sensitivity of about 20 μ in, per in, corresponding to a stress sensitivity of approximately 13 5 lb/in^2 for a rock in which $E = 3\ 0 \times 10^6$ lb/in^2

The installation and measurement procedure with the U.S B M. gauge involves the following sequence of operations.

A 6 in diameter hole is drilled (by diamond core drill $5\frac{5}{8}$ in internal diameter) into the wall to a distance sufficient to extend beyond the fracture zone near the rock face The core is removed and guides are placed in the hole to centre the EX bit and core barrel An EX hole is then drilled into the centre of the end of the 6 in borehole to a depth of 10 ft or more ahead of the 6 in hole

The deformation meter is placed in the EX hole at a depth not less than 6 to 9 in, depending on the nature of the rock walls The meter is orientated to measure along the vertical diameter of the borehole and the leads from the gauge are brought through the drill-rods to a strain gauge bridge An initial reading is taken, the overcoring drill then started, and readings taken at regular intervals until the meter is overcored. The deformation measured by the instrument, as indicated on the strain gauge bridge meter,

is seen to occur more or less gradually as the overcoring drill bit passes over the pins which transmit the deformation to the lever (which exerts a pressure of from 10 to 30 lb on the borehole wall) When the drill has reached 1–2 in beyond this point, stress relief is usually completed A final reading is taken and then the core containing the gauge is removed from the hole for subsequent tests to determine the elastic moduli for the rock The gauge is detached and then reinserted into the EX hole to observe deformation in another direction (see figure 6 4a)

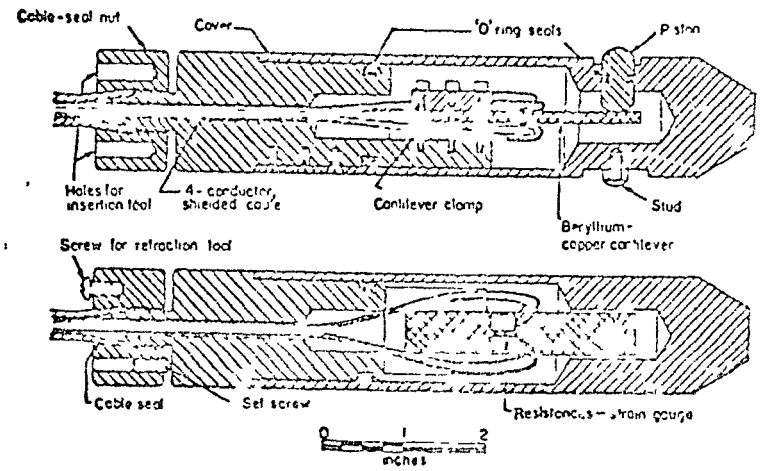


Figure 6 6 U S Bureau of Mines borehole deformation gauge

The gauge is calibrated by depressing the lever a known amount, observed by micrometer, and noting the corresponding signal on the strain gauge bridge Since the measurements U_1, U_2 and U_3 are not made in the same plane it is necessary to interpolate between successive measured values This is a disadvantage which limits the usefulness of the instrument in localities where high stress gradients can be expected, as for example, in and adjacent to stress-concentration zones around an excavation Multiple-component deformation gauges have, therefore, been designed, all in the U S A , notably by Gresvenor and also by Griswold[15] and, more recently, by Crouch and Fairhurst[16].

The four-component gauge of Crouch and Fairhurst is of particular interest in that the sensing elements are retracted while the gauge is being pushed into place along the borehole and they are actuated by compressed air to be forced out against the borehole wall when the measurement is to

be made As with the U S B M gauge the sensing elements are pistons which deflect cantilevers on which strain gauges are mounted The diameter of the gauge is 2½ in

6 3 1 *Profile measuring technique*

Suzuki[17] has described a technique to determine the residual stress in rock by first honing the walls of a borehole and then measuring the cross-sectional profile before and after overcoring The measurement is performed by a cylinder gauge and electric micrometer, or by an air gauge Yorukan[18] also uses an air gauge in a hole previously prepared by lining it with a thin coat of epoxy resin accurately cast to provide a precise circular profile to the hole

6.4 Borehole inclusion stressmeters

6 4.1 *Theory*

A borehole inclusion stressmeter differs from a borehole deformation meter in that it may be calibrated directly in terms of stress, even though its response to stress is a measured strain or some other effect which results from that strain 'Stressmeters' are, in fact, hard rigid or near-rigid inclusions whereas deformation meters may be either soft inclusions offering little resistance to borehole deformation, or simply profile measuring devices that offer no resistance at all

It can be shown that, when an elastic circular inclusion is situated in an elastic host material under uniform uniaxial loading, and the inclusion is welded around its boundary into the host material[19], then if a change of stress σ occurs in the host material a uniformly distributed stress σ' will be set up in the inclusion such that

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = (1 - \nu^2)\left\{\frac{1}{(\nu - 1) + \frac{E}{E'}(\nu' + 1)(1 - 2\nu')} + \frac{2}{\frac{E}{E'}(\nu' + 1) + (\nu + 1)(3 - 4\nu)}\right\}, \quad (6\ 10)$$

where E is Young's modulus of host material, E' is Young's modulus of the inclusion, ν is Poisson's ratio of the host material, ν' is Poisson's ratio of the inclusion

The σ'/σ approaches a limiting value when E'/E is infinite but in practical terms is constant at 1·5 when $E' > 5E$

The shear stress induced in the inclusion is[20].

$$S = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{K - k}. \quad (6\ 11)$$

Where σ_1 and σ_2 are the principal stresses in the host material K and k are two constants defined by Wilson[21] as,

$$K = \frac{(1 - \nu')(3 - 4\nu')}{8(1 - \nu)(1 + \nu)} \times \frac{E}{E'} + \frac{5 - 4\nu}{8(1 - \nu)},$$

$$k = \frac{(1 + \nu')(1 - 4\nu')}{8(1 - \nu)(1 + \nu)} \times \frac{E}{E'} + \frac{4\nu - 1}{8(1 - \nu)}$$

Coutinho[22] plotted values of K and k against the ratio E'/E and showed that for ratios of $E'/E' > 2$, K and k changed very little and are practically constant when $E' > 3E$ (figure 6 7)

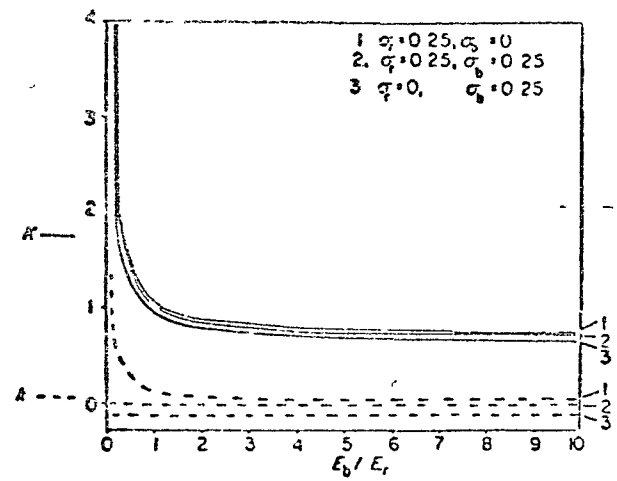


Figure 6 7 Variation of proportionality constants K and k relating stress in an elastic inclusion to the ratio $E\frac{(\text{borehole inclusion})}{E\ (\text{rock})}$

This means that if a borehole inclusion stressmeter is firmly cemented or otherwise fixed in contact with the walls of a borehole in rock, changes in rock stress will produce a change in the stressmeter that will have little dependence on changes in the modulus of elasticity of the rock That is, it is not necessary to have precise knowledge about the rock modulus The more rigid the meter, the less important knowledge of the modulus of the rock becomes

Meters which utilize this principle have been designed by Hast[23], Wilson[21], Potts[24], May[25] and Hawkes[26]. All these devices can be 'prestressed' after insertion so that they can be subsequently applied to measure absolute stress by the overcoring technique or relative stresses above and below the initial prestress level. The essential difference between these instruments lies mainly in their mode of 'read-out'. Hast's meter embodies a magnetostrictive electrical system, Wilson's an electrical resistance strain-gauge system, Potts' a pressurized hydraulic system monitored by electrical resistance strain gauges on a deforming diaphragm and Hawkes' a photoelastic glass transducer constrained by a sliding wedge mechanism. The photoelastic glass insertion stressmeters designed by Hiramatsu and others[27] and Roberts and others[28, 29] are very much simpler and relatively cheap 'throw-away' devices intended primarily to measure any build up of stress after the time of their insertion.

Hast's stressmeter. This meter employs a magnetostrictive gauge in the form of a nickel alloy spool on which is wound a coil protected by a permaloy cylindrical screen. The spool is loaded through platens forced against the borehole wall by a multiple wedge system.

Deformation of the spool under load alters the magnetic permeability of the system and the impedance voltage drop across the coil, which is measured. The width of the loading platens in contact with the wall can be selected to suit the site conditions, in an attempt to match the effective modulus of the cell to that of the rock.

Potts' stressmeter. One version of this instrument consists of a tapered cylindrical steel bar in two halves in which are cut grooves 0.01 in deep. The halves are then welded together, the flat faces meeting to enclose a slit 0.02 in deep and 0.5 in wide, which is subsequently filled with a hydraulic fluid. The bar fits inside an internally tapered but externally cylindrical split sleeve which is forced outwards against the borehole walls in the setting and presetting operation. This is performed hydraulically. When in operation the pressure of the fluid in the central slit is transmitted to a diaphragm on which electrical resistance strain gauges are mounted. The head of the stressmeter contains a strain gauge bridge from which the stressmeter output signal is conveyed to an external recorder.

Wilson's stressmeter. The stressmeter designed by Wilson at the National Coal Board's Mining Research Establishment is a tapered plug gauge of brass. This is made in two halves containing a milled recess in a similar fashion as in the Potts' meter, but this time the inner surface of the recess holds four electrical resistance strain gauges. The exterior of the plug over

an active length of 4 in is turned to a maximum diameter of 1.65 in and a 1° taper.

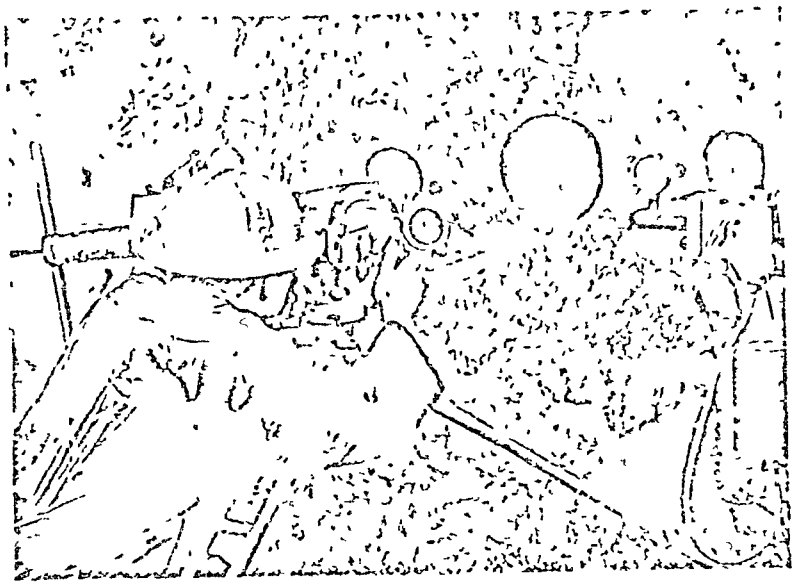
In hard rock, the end of the borehole which receives the gauge is turned to the requisite size and taper by a special rotary diamond bit, but where an accurate rock socket cannot be prepared in this way the plug must be set in place using a cold setting epoxy resin.

Hawkes' stressmeter. In this instrument the sensing element is a glass disc loaded in compression by two platens forced out to make contact with the rock wall by a screw-operated sliding wedge mechanism. An integrally packed battery light source and circular polarizer screen behind the glass disc provide polarized light so that, under load, the disc displays birefringence. An optical signal is therefore visible when the disc is viewed through a telescopic analysing polariscope (figure 6.8).

Calibration of the Hast, Potts and Wilson stressmeters is usually performed by inserting the meters in blocks of rock and loading these in the laboratory testing machine. This involves the transport of large rock specimens, which is not always convenient. An alternative is to calibrate in materials of known elastic moduli which are assumed to be similar to those of the rocks in the field. Hast calibrates in steel blocks in the laboratory and applies correction factors intended to suit the particular properties of the rocks on site.

The Hawkes meter is of 3 in diameter and requires a 9 in overcore, which seriously restricts the depth at which it can be applied in hard rock. It is calibrated by comparing its optical signals with the readings of a deformation meter when each instrument is set in holes drilled in laboratory rock samples.

The calibration characteristics of all the prestressed borehole stressmeters are dependent upon the level of prestress as well as on the relative elastic properties of stressmeter and rock. In some of the meters, for example, the Wilson meter, the prestress level is not easily controlled and in all the meters it is necessary to select a level of prestress to suit the rock before commencing the field tests. As the properties of the field rock are usually unknown to begin with, the optimum choice of prestress level becomes very largely an intuitive procedure. In general, the use of these meters presents special problems both in the field and in the laboratory. Since they are somewhat larger than the single-component borehole deformation meters, overcoring usually is more difficult and costly, while in the laboratory there are problems of calibration. It is understandable therefore that the use of the prestressed insertion stressmeters has almost invariably been limited in each case to the designer and none of the meters



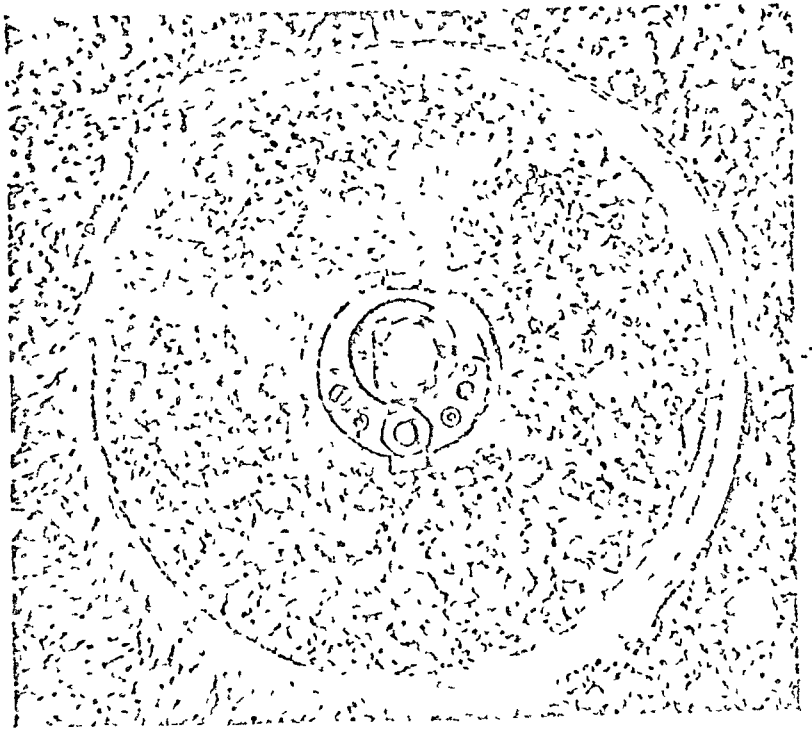


Figure 6.8 Hawkes' stressmeter

has found general acceptance. There is ample scope for further research on the development of a universally acceptable high modulus insertion stressmeter.

6.4.2 Photoelastic glass insertion stressmeters

The idea of utilizing the birefringent properties of glass under load as an optical indicator of stress in a solid structure has been put forward many

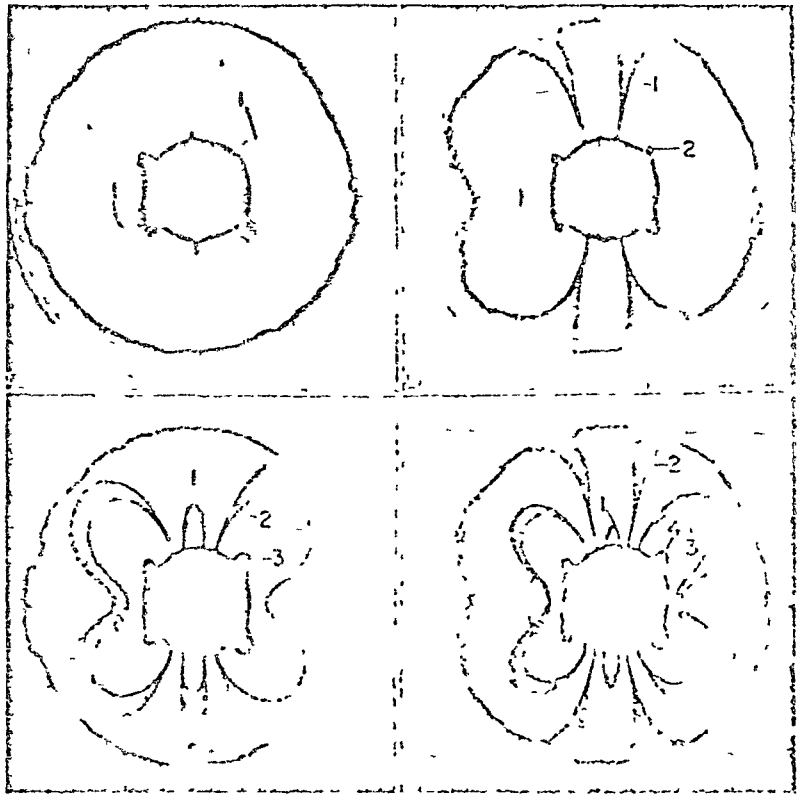


Figure 6.9 Signals displayed by a photoelastic biaxial gauge under increased uniaxial loading.

times during the past 150 years, but the first extensive and successful application of the principles of rock mechanics was reported from Japan by Hiramatsu and others in 1957. This consisted of the use of solid cylindrical inclusions of glass set in shallow holes in concrete shaft and tunnel walls and observed by reflection polariscope. A later development in the Postgraduate School of Mining at Sheffield University extended the technique

to facilitate the observation of stress in boreholes at various depths with the rock walls. The photoelastic stressmeter designed by Roberts and others, now forms one unit in a comprehensive range of instrumentation for

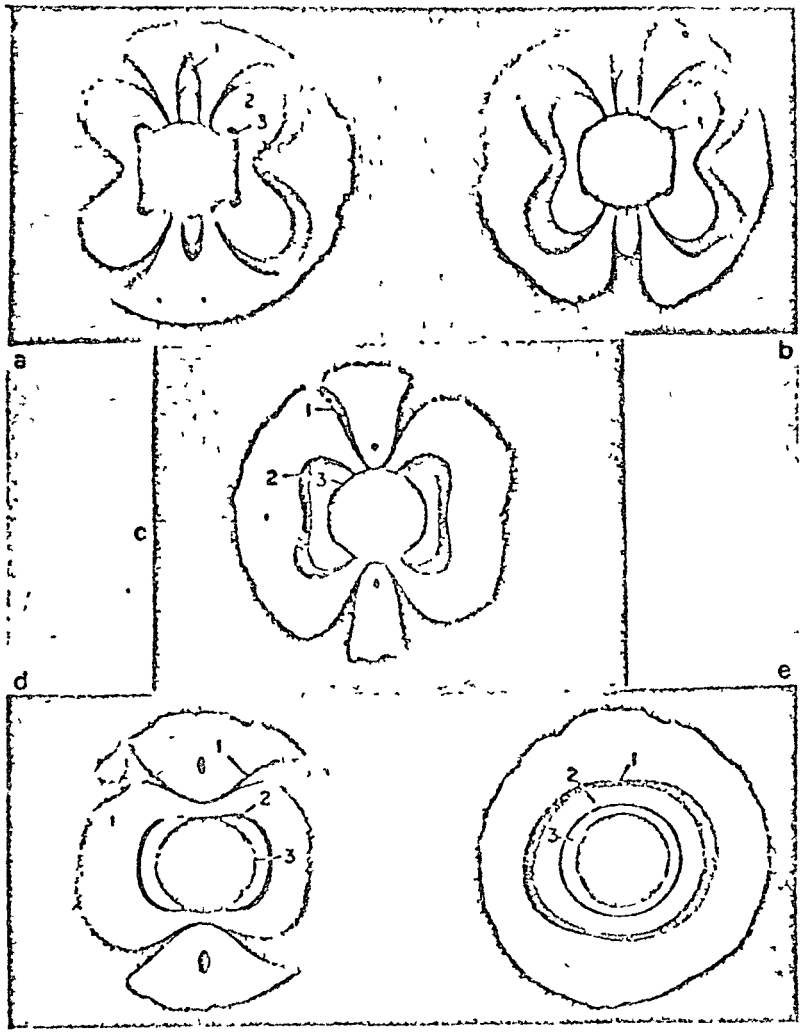


Figure 6 10 Signals displayed by a photoelastic biaxial gauge in various stress fields (all at third fringe order)

the determination of strata pressures and support loads, using optical transducers of glass[30,31]

The photoelastic glass insertion stressmeter may be in the form of a solid inclusion, in which event the observed birefringence is a measure of the

shear stress in the glass, and hence, by calibration, of $\sigma_1 - \sigma_2$ in the rock in the plane normal to the longitudinal axis of the stressmeter. When the glass insertion has a hole drilled along its central axis it forms a biaxial gauge which, when loaded under load through an analysing polariscope, displays an optical signal which completely describes the strain in the glass, and by calibration, the stress in the rock in a plane perpendicular to the

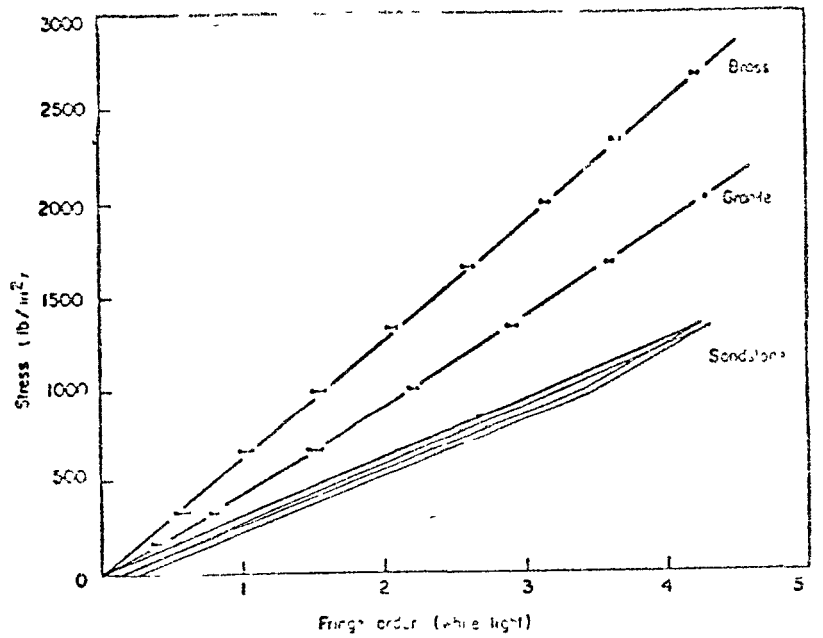


Figure 6 11 Calibration characteristics of photoelastic glass insertion stressmeter in three materials

axis of view. Typical signals displayed by the stressmeter are shown in figures 6 9 and 6 10. Referring to these figures

(1) The axes of symmetry of the signal identify the principal stress directions

(2) The direction in which the signal moves with increase of stress, and the presence of isotropic points in biaxial fields, identifies the major principal stress direction

(3) The fringe order at a selected point of reference on the signal is measured to give the major principal stress directly in terms of a calibration factor for any particular principal stress ratio (figure 6 11)

(4) The ratio between major and minor principal stresses is indicated approximately by the shape of the signal and precisely by the measured distance between two isotropic points on the major axis

(5) The manner in which the optical pattern changes, when the analyser of the polariscope is operated in the process of taking the measurement, identifies whether the measured stress is tensile or compressive

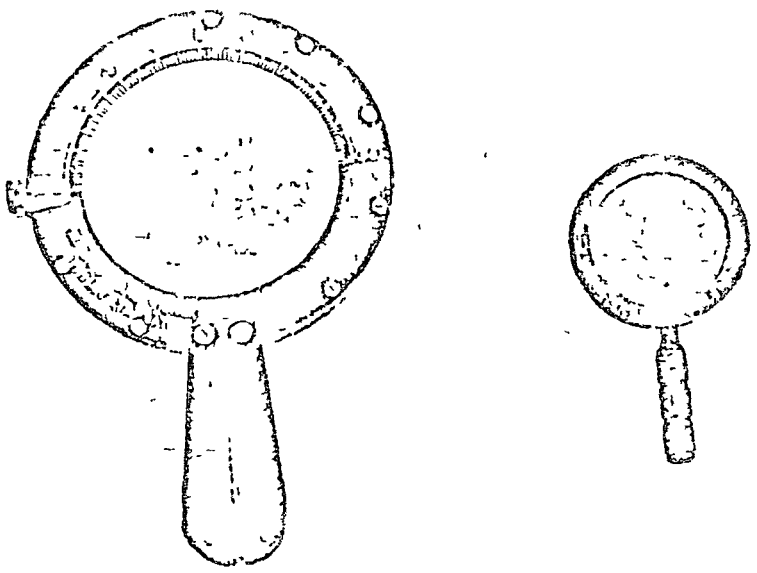


Figure 6 12 Stressmeter viewers

The photoelastic stressmeter in its simplest form consists solely of the glass annulus This is inserted in the rock or concrete wall, and a circularly polarizing light probe is inserted down the central hole by the operator whenever a reading is taken Observation is through a small hand viewer, of a size suitable for carrying in the pocket, using also a telescope for distant viewing when required (figure 6 12)

The form of stressmeter used for deep insertion in a borehole is shown in figure 6 13 This includes an integral circularly polarized light source, current for which is carried through leads taken through the central hole. The stressmeter is cemented into the rock by a thin annulus of epoxy resin cement containing a proportion of carborundum filler

Various setting techniques are used, depending upon the depth of insertion and the site conditions[3n 2n] The setting tool head for deep insertions is shown in figure 6 14

The sensitivity of the photoelastic stressmeter is dependent on the length of the light path, the modulus of elasticity of the rock in which it is inserted,

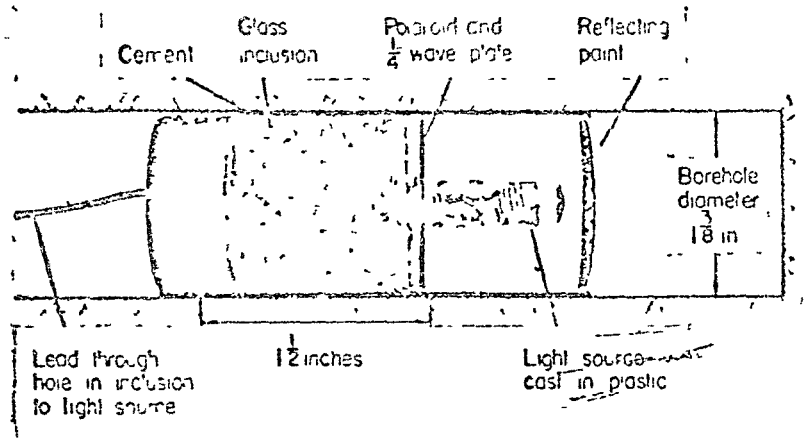


Figure 6 13 The photoelastic stressmeter

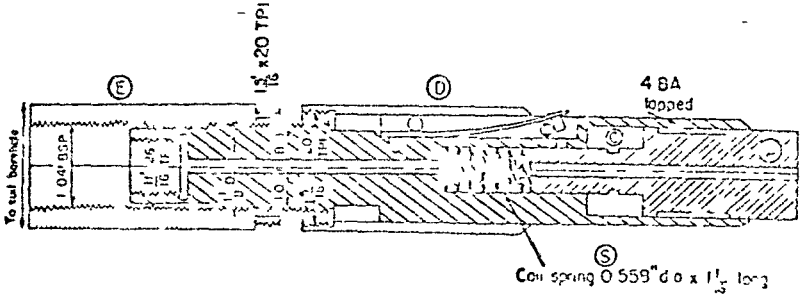


Figure 6 14 Automatic spring-release head for setting photoelastic stressmeter in deep holes

the principal stress ratio and the point of reference on the signal at which the reading is taken Either one of two reference points is used (a) in stress fields uniaxial or nearly uniaxial, on a line making an angle of 45° with the axis of symmetry, and (b) on the minor principal stress axis Both points are near the edge of a central collar fixed in the stressmeter to facilitate reading The effect of the modulus of elasticity of the surrounding material upon the calibration constant is shown in figure 6 15 In all materials with $E > 5 \times 10^6$ lb/in² the meter has a calibration factor of

465 lb/in² per fringe in a glass 1 in long, and 310 lb/in² per fringe in a 1½ in long glass, in a uniaxial stress field, read at the 45° reference point The limit of sensitivity of the system is determined by the analysing polariscope as well as by the stressmeter itself Using a hand polariscope, readings can be made to ±3% of a fringe, i e to identify changes of 9 lb/in² in the 1½ in long glass in a uniaxial field, in low modulus rocks In materials with a higher Young's modulus the meter is less sensitive and the appropriate calibration factor must be applied knowing E for the rock

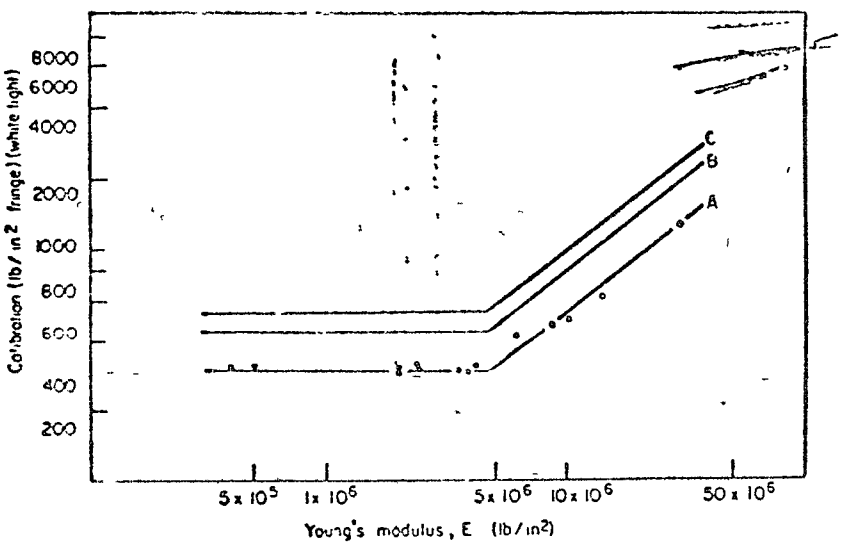


Figure 6 15 Effect of modulus of elasticity of surrounding material upon calibration factor of photoelastic stressmeter

The effect of an increase in the minor principal stress relative to the major principal stress is also to diminish the sensitivity of the meter, the calibration factor for a 1 in long glass being 510 lb/in² per fringe in a uniaxial field and 570 lb/in² per fringe in a hydrostatic field, the reading being taken at the reference point on the minor principal stress axis It is often acceptable to use an average sensitivity factor of 540 lb/in² per fringe in all biaxial stress fields

6 5 Borehole strain gauge devices

By applying strain gauge devices to the back of a borehole, the overcoring tool can be the same drill that is used to make the borehole itself

This considerably extends the possible range of measurement into the rock walls Three techniques are in use

6 5 1 *The Leeman 'doorstopper' technique*

Early attempts to overcore electrical resistance strain gauges set at the back of a drillhole met with problems, mainly due to the difficulty of insulating the gauges, and their connexions to the electrical system, from the water that must be circulated around the core bit during drilling in hard rock.

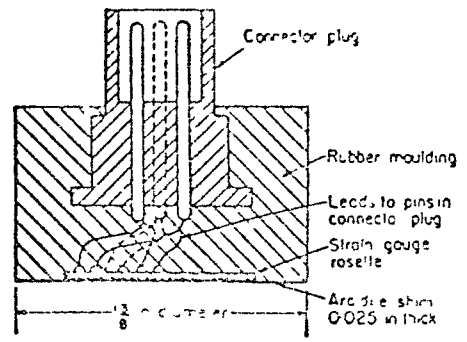


Figure 6 16 Leeman 'doorstopper' borehole strain cell

Leeman[32] solved this problem very effectively by encapsulating the electrical connexions to the gauges in a silicone rubber moulding 1⅜ in diameter on the front face of which is mounted a rectangular strain gauge rosette which, in the original form of the gauge, is protected by an araldite shim 0 025 in thick The leads from the rosette are connected to four copper pins in an insulating connector plug (figure 6 16) The equipment can be used in a standard BX (2⅜ in) diamond-drill hole

A manually operated setting tool may be used to install the instrument which is orientated to measure strains in the vertical, horizontal and 45° directions The setting tool remains in place while the strain cell is cemented to the rock and is then withdrawn so that overcoring may proceed

If the difference in the readings of the strain gauges in the vertical 45°, and horizontal, directions, before and after overcoring, is respectively ϵ_v, ϵ_{45} and ϵ_h, then the principal strains ϵ_1 and ϵ_2 in the rock at the end of the borehole are

$$\epsilon_1 \text{ or } \epsilon_2 = \{(\epsilon_h + \epsilon_v) \pm \sqrt{2\epsilon_{45} - (\epsilon_h + \epsilon_v)^2 + (\epsilon_h - \epsilon_v)^2}\}. \quad (6\ 12)$$

The directions of ε_1 and ε_2 are θ_1 and θ_2 measured anticlockwise from the direction of ε_h and are given by

$$\left.\begin{aligned} \tan\theta_1 &= \frac{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_h)}{2\varepsilon_{45} - (\varepsilon_h + \varepsilon_v)}, \\ \tan\theta_2 &= \frac{2(\varepsilon_2 - \varepsilon_h)}{2\varepsilon_{45} - (\varepsilon_h + \varepsilon_v)} \end{aligned}\right\} \qquad (6.13)$$

The principal stresses in the rock at the end of the borehole are:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_2), \\ \sigma_2 &= \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_2 + \nu\varepsilon_1) \end{aligned}\right\} \qquad (6.14)$$

6.5.2 *The photoelastic biaxial gauge*

Hawkes and Moxon describe the use of a biaxial photoelastic gauge for the determination of absolute stress by the relief technique[33] (figure 6.17)

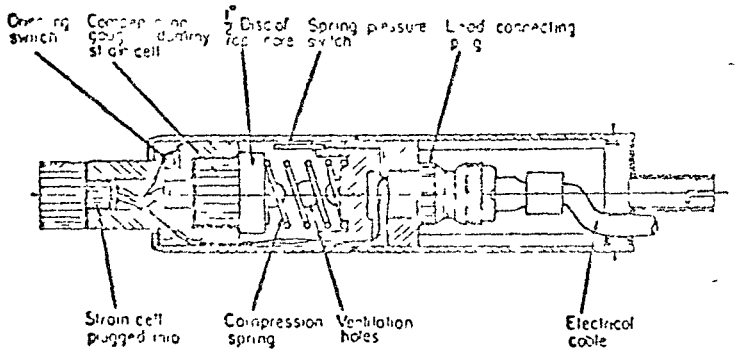


Figure 6.17 Setting head for Leeman strain cell

The gauge consists of a 1½ in disc of epoxy resin ⅛ in thick, containing a central hole. The gauge is backed by a reflective film, leaving a clear annulus around the edge of the disc. The disc is attached to the rock using a rapid-hardening cement around this annulus. The sequence of operations is shown in figure 6.18.

The gauge is viewed through a reflection polariscope, figure 6.19, the optical signals observed being similar to those seen on the glass stressmeter. The biaxial gauge is, however, calibrated in terms of strain as indicated by electrical strain gauges on a biaxial calibration cross (figure 6.20)

As with the photoelastic stressmeter, the directions of principal strain are given automatically by the axes of symmetry of the observed fringe pattern and the ratio $\varepsilon_1/\varepsilon_2$ by measurement of the distance between isotropic points on the ε_2 axis. The gauge is calibrated so that the measured fringe order gives ε_1 directly. The theoretical sensitivity of the type of

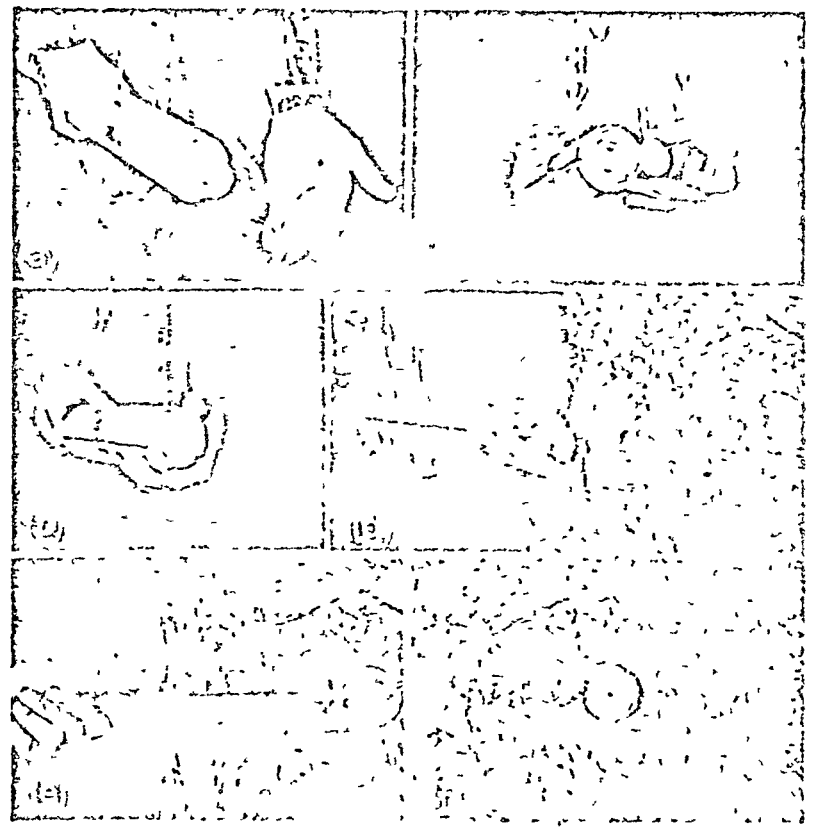


Figure 6.18 Application of the photoelastic biaxial gauge in the operation of measuring *in situ* stress

gauge at present in use[34] is 410×10^{-6} strains per fringe. The gauge sensitivity in all biaxial fields as determined experimentally is 440 microstrains per fringe, figure 6.21. The limit of measurement using the portable hand viewer is 2–3% of a fringe. Measurement at low fringe orders (less than ½ fringe) calls for some expertise and therefore the photoelastic gauge is best suited for rocks under high load which display an appreciable component of elastic rebound upon relief from constraint.

The photoelastic biaxial gauge and the Leeman 'doorstopper' are both intended to perform essentially similar functions, and both are entirely dependent on securing a good cement bond between gauge and rock. This may present difficulty in wet holes, and Leeman uses a hot-air blower to

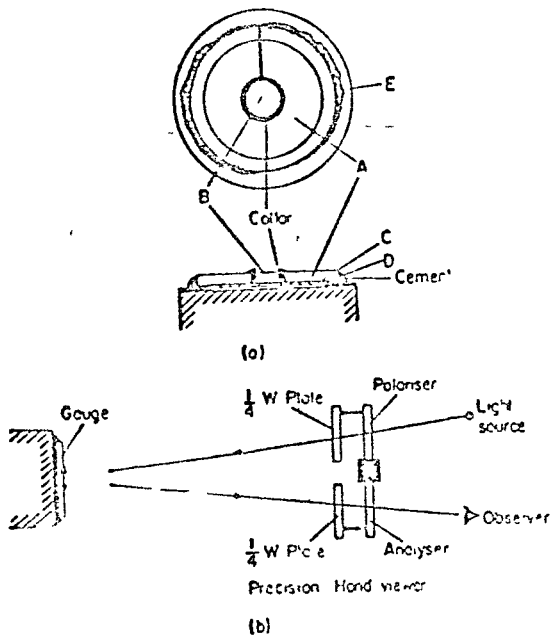


Figure 6.19 (a) Photoelastic biaxial gauge, (b) Viewing system

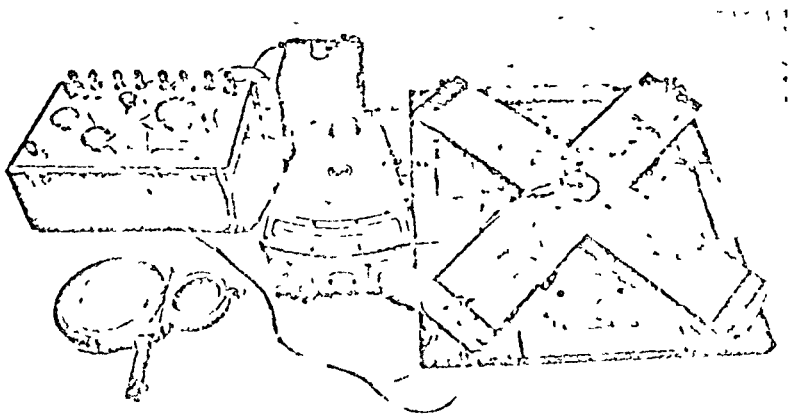


Figure 6.20 (a) Calibration arrangements for photoelastic biaxial gauge

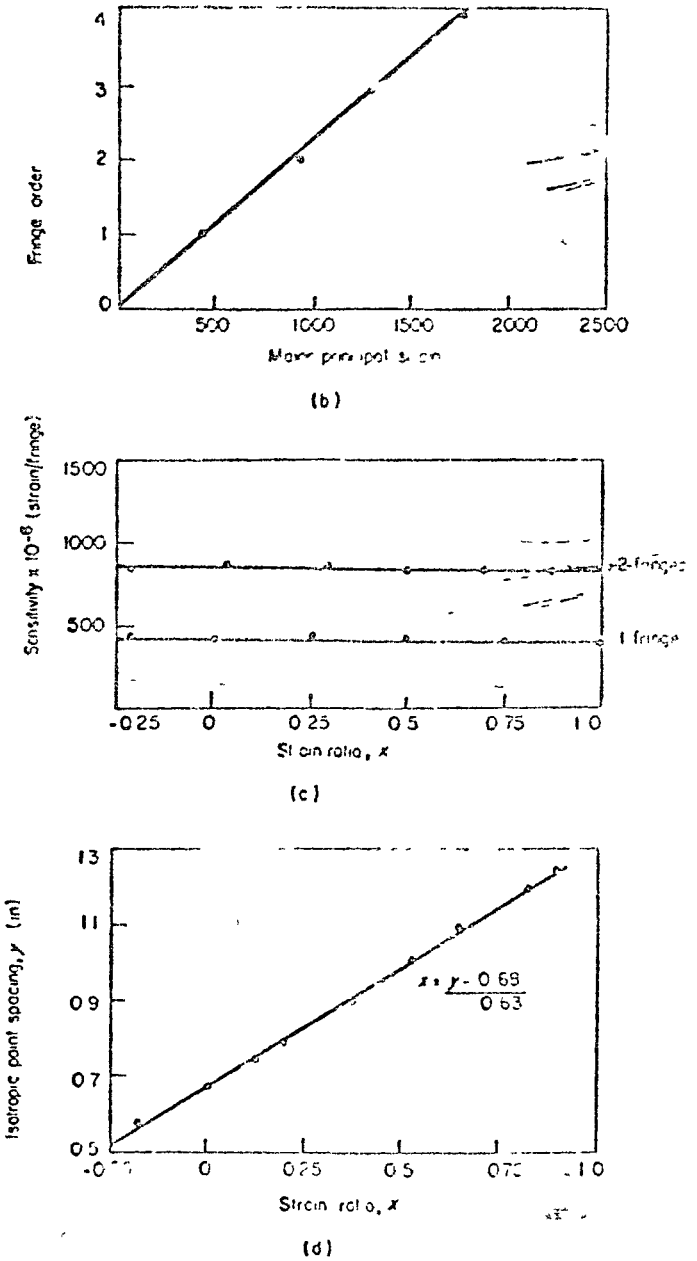


Figure 6.20 (b), (c) and (d) Calibration characteristics of photoelastic biaxial gauge

dry out the hole before attempting to set the strain cell With the photoelastic gauge an acetone spray is used to dispel water from the back of the hole for the short length of time required for the cement to harden (15 minutes)

With both techniques considerable care must be taken to guard against temperature effects The sensitivity of the photoelastic gauge itself is not significantly affected by temperature over the range 32–300°F, but differences in the coefficient of expansion between the gauge or the gauge-cement and the rock can give rise to errors unless due precautions are

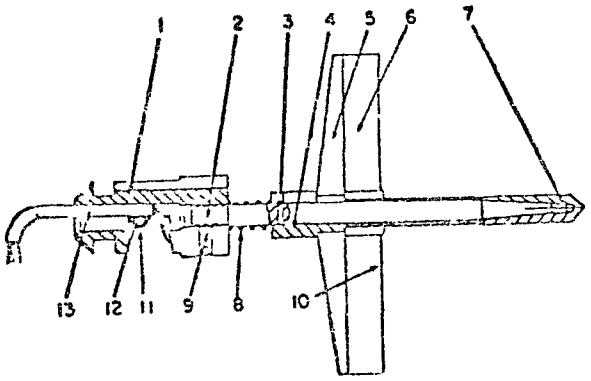


Figure 6 21 Slobodov's (WNIMI) strain cell

taken. Readings should be taken when the gauges attached to the over-cored rock are within ± 3°F of the original temperature at the back of the hole During the drilling process it is important to use water that is not at a widely different temperature from that of the rock Drilling should proceed slowly, using good sharp bits

6 5 3 *WNIMI strain cell*

The difficulty of securing good adhesion by cement between strain gauge and rock in wet conditions has been considered by M A Slobodov who describes a strain cell used for *in situ* rock stress measurement in the Soviet Union[35]. His instrument is shown in diagrammatic form in figure 6 21 Four electrical resistance strain gauges are cemented on the arms of a rubber cushion in the form of a cross 6, mounted on a steel disc 5 Through the centre of the disc passes the anchor 7, operated by the spring 8 in contact with the handle 1, which also carries the terminal bush 9, to which the electric leads for the strain gauges are connected.

A small hole is drilled in the centre of the back of the borehole, to receive

the anchor 7 when the strain cell is pushed to the back of the borehole The strain gauge cross is forced against the rock face by pressure against the rubber cushions and the spring 8, when the anchor containing a tapered expansion core is forced home A pressure of 2 kg/cm² is maintained and it is claimed that the frictional grip which transmits strain between rock and strain gauges on subsequent overcoring is true to within 2–3% In an investigation of the effect of the pilot hole, which holds the anchor, it was found that if the distance between the strain gauges and the edge of the pilot hole was not less than 10 mm, the stress concentration around the pilot hole would result in not more than 5% error

All these instruments are affected by stress concentration at the end of the borehole The results of an experimental investigation in various materials, by Leeman, gave a stress-concentration factor of 1 53, while Hawkes and Moxon found the factor to be 1 58 in sandstone and aluminium These figures agree closely with the analysis of Galle and Wilhoit[36], but Hoskins[37] points out that the factors are valid only when the borehole axis coincides with one of the principal stress directions Van Heerden, discussing Leeman[7], found errors of nearly 30% introduced by assuming the principal stress direction to be coincident with the axis of the borehole

Hoskins also maintains that the effect of the stress acting along the borehole axis is not negligible unless that stress is negligible In his laboratory experiments simulating borehole strain gauge measurements he found that the effect of the longitudinal stress along the borehole is always to reduce the estimate of compressive stress acting on the plane of the gauge and may falsely indicate the presence of tensile stresses in that plane when none actually exist †

When any of the borehole strain cells is being used it is essential to prepare the end of the borehole to receive the cell There must be no annular socket remaining at the back of the hole when the strain cell is inserted In both the Leeman 'doorstopper' and the photoelastic gauge techniques, a flat diamond 'bull bit' is used to grind the back of the hole and remove all traces of socket Slobodov, on the results of his investigations on the stress distribution at the end of the hole, grinds the back of the hole to a round-edge profile, claiming that not only does this remove the risk of leaving an annular socket, but it also gives a stress-concentration factor of 1 0

† *Editor* It has recently been suggested[38] that fractures can develop at the flattened end of boreholes at relatively low stress levels This may lead one to prefer the multi-component type of cell discussed below to that of the doorstopper or biaxial photoelastic-type gauge

The expense of drilling boreholes may well justify the use of more sophisticated measuring cells

6.5.4 *Determination of the complete state of stress by measurements in a single borehole*

A further development of the borehole strain gauge technique is reported from South Africa, where Leeman has developed a multi-component cell to measure nine strains, three each at three locations in a borehole †

(a) In the 'roof';
(b) in the 'sidewall';

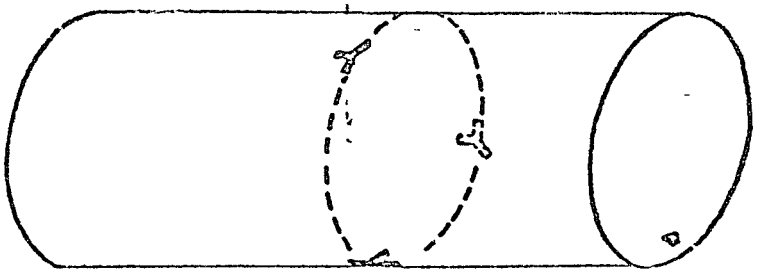


Figure 6.22 Arrangement of strain gauges for determination of complete state of stress from measurements in a single borehole

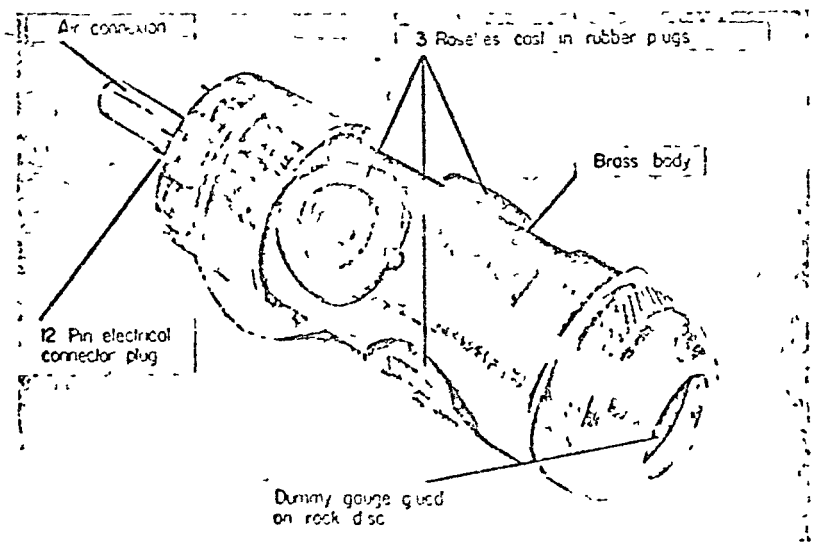


Figure 6.23 Leeman's multi component borehole strain cell

† *Editor*: An alternative multi component cell has recently been developed at the National Civil Engineering Laboratory, Lisbon[39]. This instrument would appear to show considerable promise as indicated by the results quoted[40].

(c) at an intermediate point making an angle of $7\pi/4$ from the horizontal diameter (figure 6.22)

The strain gauge rosettes are carried, cast in rubber plugs, to be forced out against the walls of the hole by pneumatic pressure, after smearing the face of each plug with glue. The setting tool also carries a dummy compensation gauge cast in rubber and glued to a rock disc (figure 6.23).

6.6 Determination of rock stress using hydraulic pressure cells

6.6.1 *The flat jack technique*

The flat jack technique of rock stress measurement originated in France[41,42] and has subsequently been applied in many countries, notably in Australia[43,44] and the United States of America[45]. A typical arrangement of slot and measuring points is shown in figure 6.24[46]. Some investigators attempt to measure stresses in a biaxial field by placing two slots at right angles. The length of the slot is commonly from 13–19 in, and of similar depth, about 1½ in thick, to receive flat jacks 12–18 in square.

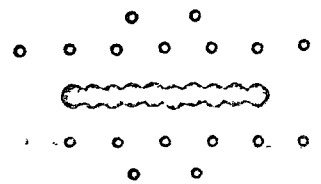


Figure 6.24 Arrangement of slot and measuring points for determination of *in situ* stress by flat jack

Construction of the slot produces local stress relief and the resulting rock deformation is measured, over a period of 3 to 4 days, applying the extensometer over various pin combinations. The flat jack is then inserted and grouted into the slot, with its edge flush with the rock surface, and left another 3 to 4 days for the grout to harden. Hydraulic pressure is then applied to the flat jack and the pressure increased in stages, measurements being taken across the various pin combinations until these are seen to be at their original pre-slot values. Pressure is then released and increased in from 2 to 4 cycles over a period of several days and the mean cancellation pressure determined. The complete operation takes from 2 to 3 weeks.

Alexander[44] gives formulae based on elastic theory, assuming an elliptical slot and plane stress, from which it is deduced, if Poisson's ratio = 0.1,

$$S = aP + bQ, \qquad (6.15)$$

where S is the rock stress normal to the jack, Q is the rock stress parallel to the jack, P is the mean cancellation pressure, a and b are constants

depending upon the dimensions of the flat jack and the geometry of the gauge positions relative to the flat jack

When the measurement points are on a line through the central axis of the slot and located at a distance $L/3$ from the slot, where L is the length of the slot, it is assumed that the cancellation pressure equals the stress in the rock

In Alexander's theoretical treatment, the cancellation pressure depends upon the dimensions of the slot and flat jack, the biaxial stress field and Poisson's ratio It is independent of the modulus of elasticity of the rock

In practice, although there is no dependence on linearity of the stress–strain relation, the success of the technique depends upon the existence of the same deformation characteristics on relief as on reloading to cancellation pressure This may not always occur Thayer and others[45] reported appreciable differences at the various measurement points, the result depending on the distance of the measuring points from the jacks

The major objections to the flat jack technique are that the measurements must be made at the edge of the excavation in a zone which is subject to unknown and irregular stress distribution, and which may itself be destressed

6 6 2 The curved jack technique

Jaeger and Cook[47] have adapted the flat jack technique to produce curved jacks for insertion in boreholes 4 in diameter and up to 20 ft in depth The method is illustrated in figure 6 25 It is assumed that the principal stress σ_3 is aligned in the direction of the boreholes, in which jacks A and B are inserted, in the annulus made by a diamond core-drill The pressure in these jacks is increased until the rock in the quadrants C and D, outside the annulus, begins to fracture It is assumed that these fractures occur in the direction of the principal stress σ_1 and they are observed, and their direction noted, by overcoring and breaking off the larger core for examination The 4 in hole and annulus is then extended and the jacks A and B reinserted so that their resultant pressure acts in the direction normal to σ_1 These jacks then form the sensing element They are pressurized and the pressure relief on overcoring them is noted Two additional pairs of jacks EF and GH are then inserted in the overcored rock annulus and pressurized to restore the stresses in AB

From Alexander's theoretical treatment of the flat jack test it can be shown that in terms of the displacements that occur when the relief slot is drilled ($2W$):

$$E = \frac{c}{W} \qquad (6.16)$$

and in terms of the displacements that occur when the flat jacks are pressurized ($2W_2$):

$$E = \frac{fP}{W_1}, \qquad (6.17)$$

where c, d and f are constants depending upon the geometry of the gauge installation.

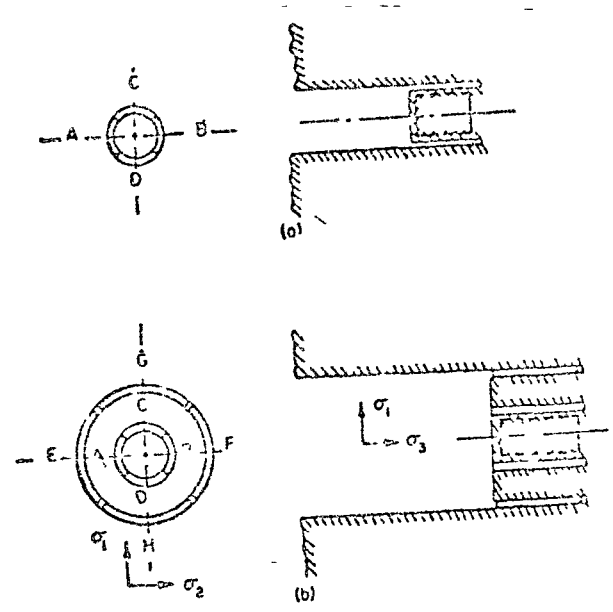


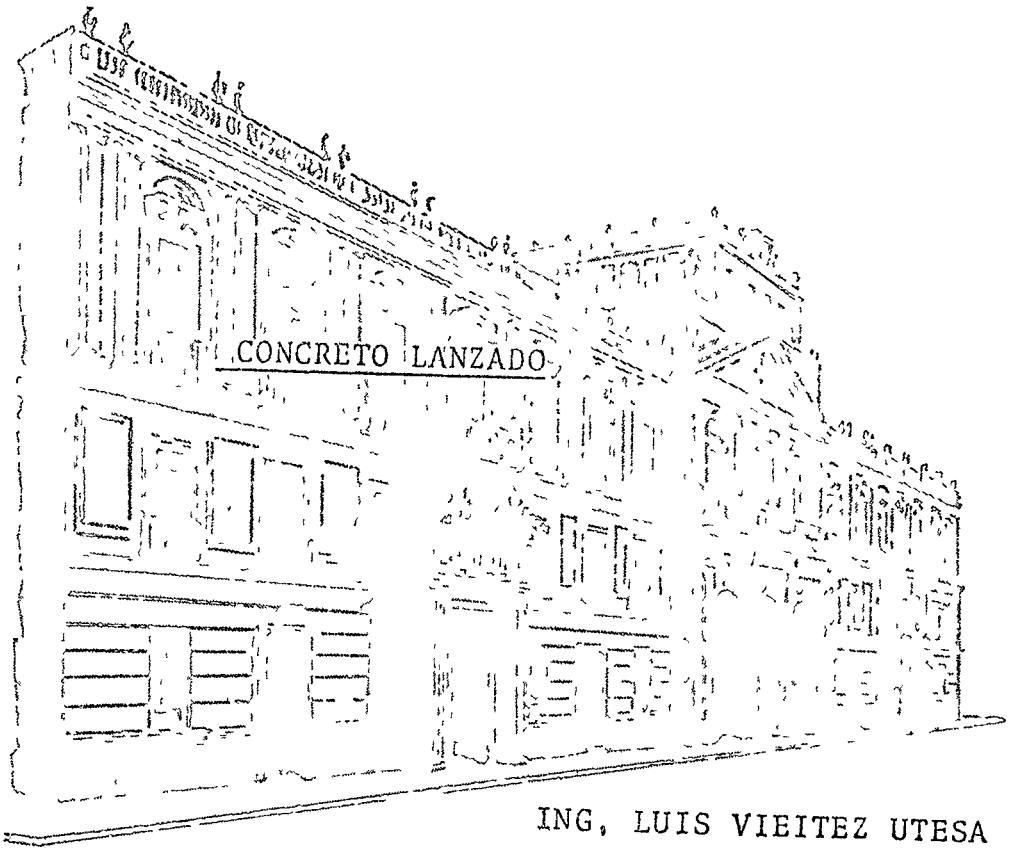
Figure 6 25 Determination of absolute stress by curved hydraulic jacks

With borehole jacks it is possible to determine a deformation modulus by measurement of the diametral displacement produced by a measured internal pressure Mayer has described one such apparatus[48] It consists of a solid steel cylinder divided by an axial cut into two halves which contain a hydraulic pressure cell The meter is set firmly in the drillhole using a split conical shell, as used with the Potts stressmeter An inductive transducer measures the displacement between the two halves under pressure Calibration of the device is necessary in various materials

Many hydraulic pressure cells are in use, of varying degrees of complexity They include the Menard 'Geocell', essentially two coaxial chambers in a cylindrical steel cell, coupled to manometers. Another simple device is the U S Bureau of Mines cell, which is a flat jack 1 in wide

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

EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES



ING. LUIS VIEITEZ UTESA

CONCRETO LANZADO

I. GENERALIDADES

1-1. DESARROLLO

El concreto lanzado ha venido a revolucionar las técnicas de excavación y soporte de obras subterráneas. Su aplicación en todo tipo de obras de ingeniería civil y minería se extiende cada día más. A continuación se explican sus notables características, que son la base de sus magníficos resultados

El concreto lanzado se define (ACI-506-66) como "mortero o concreto conducido a través de una manguera y proyectado neumáticamente a alta velocidad contra una determinada superficie".

La Allentown Cement Company patentó, en 1909, el mortero lanzado, al que llamó "gunite", y una máquina lanzadora, "cement gun". Su empleo por primera vez, en una obra subterránea, se estima que fue en 1914, en la mina experimental de Brucetown, de la Oficina de Minas de Pittsburgh Posteriormente se ha aplicado como protección de superficies de roca, contra el deterioro por intemperismo y, en ocasiones, como medida de soporte temporal.

Sin embargo, esta última función la ha cumplido en forma limitada, ya que tiene tendencia a desprenderse ante presión de roca, por mínima que ésta sea Puede aplicarse sólo en capas relativamente delgadas, $\pm$ 25 mm. (1"), las cuales en promedio pueden ser aún de menor espesor si se tienen en cuenta las irregularidades de la superficie de la roca, que agravan el problema de adherencia entre las capas

Además, lleva aparejadas contracciones excesivas y agrietamientos consiguientes debido al alto contenido de cemento que suele tener.

En la postguerra, los países del centro de Europa (Austria, Suiza y el Norte de Italia) desarrollaron multitud de trabajos subterráneos en relación con obras hidroeléctricas y viales. En 1952, se usó con buenos resultados el mortero lanzado como único medio de soporte y revestimiento de los túneles de presión y de otros túneles en el desarrollo hidroeléctico suizo de Maggia.

En los años siguientes, surgió el empleo del concreto lanzado como resultado de la aparición de máquinas lanzadoras capaces de mover agregados de hasta 25 mm (1") de grueso y de mezclar, en forma controlada, los mortes y el cemento, y a raíz de la introducción de aditivos poderosos, endurecedores y aceleradores del fraguado del cemento, que permitieron aplicar el nuevo concreto en superficies húmedas y aún en presencia de flujos de agua fuertes.

Entre 1953 y 1967 se demostró su bondad en numerosos proyectos subterráneos austríacos, suizos e italianos, en condiciones tan variadas como la prevención de aflojamiento de rocas química y estructuralmente inestables, la estabilización de material heterogéneo de deslizamientos antiguos y de materiales blandos y húmedos; el soporte, combinado con anclas inyectadas, de excavaciones en terreno milonitizado de esquistos sericíticos muy húmedos que producen altas presiones de roca, y la excavación (del metropolitano milanés) en gravas no cementadas. Sólo en algunos de estos casos se usó soporte adicional de marcos de acero (o de celosía de acero y concreto lanzado) y malla.

La experiencia sueca, en rocas más competentes que las alpinas, ha promovido el uso de concreto lanzado sin refuerzo, muchas veces aplicado sólo en las grietas y juntas de las masas de roca.

En 1960-62, Aliva, una firma suiza fabricante de equipo lanzado, llevó sus máquinas y la técnica de su uso a Sudamérica, primero a Venezuela y después a Chile y Perú.

Para 1965, Japón ya se había incorporado al desarrollo de la nueva técnica.

En Norteamérica empieza a aplicarse hasta 1967, cuando la firma canadiense Mason, Dolmage y Stewart lo pone en práctica en un túnel ferroviario en Vancouver, Canadá. Este retraso de Norteamérica en aceptar el concreto lanzado parece obedecer, por una parte, a que, no teniendo restricciones de acero, no se vió la necesidad de buscar un sistema de ademe más económico que los marcos de acero

[illegible] y, por la otra, que las experiencias con el [illegible] como soporte de excavaciones subterráneas habían sido, las más de las veces negativas.

En suma, el concreto lanzado ha probado su efectividad en la prevención del aflojamiento de la roca en una gran variedad de condiciones geológicas. Su uso es particularmente [illegible] en rocas blandas. Ha sustituído a los métodos convencionales alpinos de [illegible] que en galerías múltiples al permitir, con igual seguridad, el avance a sección completa o a media sección y banqueo. En varios casos es viable y mas expedito que el tablestacado llevado adelante del frente, en excavaciones subterráneas, donde este sistema hubiera sido indispensable de no contarse con el concreto lanzado.

1-2 FUNCIONES

Se ha formulado una gran variedad de ideas acerca de la manera en que el concreto lanzado cumple su función como soporte y protección en una excavación subterránea. Los cuatro factores mencionados por C. Alberts (1963-1965), representante de la técnica sueca, quizá sean los más generalmente aceptados como componentes de dicha función.

1.- El concreto lanzado se introduce con fuerza en las juntas abiertas, las fisuras y las irregularidades de la superficie de la roca, cumpliendo, en esta forma, la misma función de liga que la del mortero en un muro de mampostería.

2.- El concreto lanzado impide la filtración del agua a través de las juntas y de las fisuras en la roca y, por lo tanto, evita la socavación o erosión de los materiales de relleno de las juntas, así como el deterioro de la roca por el aire y el agua.

3.- La adhesión del concreto lanzado a la superficie de la roca, y su propia resistencia al esfuerzo cortante, impiden, en una gran medida la caída de bloques sueltos de roca, desde el techo del túnel.

4.- Una capa contínua de concreto lanzado (15 a 20 cm.), constituye un soporte estructural, ya sea en forma de un anillo cerrado o de un elemento fijo en forma de arco.

Estos conceptos hacen referencia a la cualidad de soporte de presiones de aflojamiento. La técnica sueca tiene la desventaja de que reside mucho en el juicio o criterio del responsable del frente.

He aquí algunos comentarios de A A. Mathews de E.E U.U. (1973)

"¿Qué es lo que permite que una capa relativamente delgada de concreto lanzado haga las veces de un ademe pesado de marcos de acero o de un revestimiento de concreto?

"Desde luego, el hecho de que el aditivo produce un fraguado muy rapido y una alta resistencia temprana. También la aplicación inmediata del concreto lanzado ayuda a prevenir el aflojamiento de la roca después de la tronada Si no se deja que se desprenda ningún fragmento de roca de la superficie excavada, el túnel, obviamente, permanecerá estable. Pero hay algo más que eso.

"Desde hace tiempo, se admite que algún desplazamiento o flujo plástico debe permitirse si se quiere disminuir lo más posible la carga de roca sobre los ademes Por otra parte, a menos que este desplazamiento sea controlado, se manifiestan con frecuencia movimientos intolerables de la masa Una capa de concreto lanzado aplicada de inmediato a la superfice de roca recién expuesta, parece tener la flexibilidad suficiente para fluír plásticamente junto con la roca vecina y, a la vez, contar con la capacidad estructural necesaria para mantener la estabilidad. Pero el cumplimiento de estos objetivos requiere la aplicación, la coordinación y el control de muchos elementos.

"El proyectista debe aplicar, con propiedad, los principios de la mecánica de rocas o de suelos al proyecto que se esté estudiando. Además, debe dimensionar y programar el concreto lanzado y seleccionar sus complementos, tales como anclas, soportes adicionales o refuerzo. Debe contarse con materiales y equipo adecuados Los obreros deben ser calificados o deben preparse para una aplicación correcta del concreto lanzado, y, finalmente, debe mantenerse un control de calidad".

E E Mason y R E Mason de Canadá (1972) basándose en la experiencia europea y, concretamente, en las investigaciones y aplicaciones hechas por el grupo austríaco (el más activo en estas lides, encabezado por Rabcewicz) pregonan una función de colaboración, del concreto lanzado con la roca, más completa que la simple función de soporte de las presiones de aflojamiento.

Así citan que, de los conceptos de mecánica de rocas de Muller, se sabe que los factores principales que influyen en la integridad de una excavación subterránea son

La dependencia de la resistencia de la masa de roca en el grado de aflojamiento (a mayor aflojamiento o dilatación menor resistencia).

La influencia del esfuerzo principal menor (lateral) en la resistencia de la masa (Experimentos de Muller, Pacher y John muestran que aún esfuerzos transversales muy pequeños, σ_2 y σ_3, son suficientes para prevenir, en gran medida, las deformaciones unitarias transversales y, por lo tanto, el aflojamiento).

La influencia muy principal del tiempo en su comportamiento, (Rabcewicz ha repetido numerosas veces que la absorción de esfuerzos y su redistribución no es un estado estático, sino un proceso dinámico y viene acompañado por una deformación progresiva que no es más que cambio de posición en el tiempo).

La conclusión de Muller –citan los Mason–, es que la estabilidad de un tunel se garantiza cumpliendo estos requisitos.

Evítese lo más posible el aflojamiento.

Aprovéchese lo más posible el tiempo que la roca requiere para deformarse.

Provéase de soporte lateral a la roca, mediante fuerzas aplicadas oportunamente, para evitar esfuerzos uniaxiales.

El objetivo es la estabilización de una excavación para volver al equilibrio la masa de roca que la rodea, más que proveer un soporte a las presiones de aflojamiento, principio este último en el que se basan en gran medida los sistemas de soporte convencionales Un revestimiento continuo (estructural) de concreto lanzado, puede cumplir con todos los requisitos arriba dichos. Puede aplicarse inmediatamente después de la voladura, para evitar aflojamiento posterior, incluyendo las pequeñas fisuras que inician la desintegración de la roca. Puede aplicarse por áreas en cualquier parte de la sección completa, donde se requiera (un caso extremo fue el avance de pequeñas áreas en el arco y las paredes del túnel del metro en Milán en arenas y gravas no cementadas) No requiere reposición o sustitución por otro elemento de soporte alternativo. Proporciona soporte lateral a la superficie de la roca, para que se eviten estados de esfuerzos uniaxiales Hace posible un drenaje efectivo de la roca.

Los esfuerzos en un sistema estructural de concreto lanzado son el resultado de un flujo plástico de la roca, desarrollado a medida que la roca, y el concreto adherido a ella, se ajustan a un estado de equilibrio, y no del peso y las deformaciones de una roca en estado de aflojamiento.

Sin embargo, los espesores convencionales de concreto lanzado pueden resistir sólo temporalmente cargas potenciales. El incremento de espesor más allá de los 20

ó 30 cm. (8 ó 10") puede destruir la flexibilidad requerida para ajustarse al flujo de la roca. Las rocas muy quebradas y frágiles, las brechas, los aglomerados y los conglomerados sueltos, y los materiales plásticos blandos, pueden formar grandes o extensas zonas de tensión antes de que el concreto lanzado se aplique. En estos casos, el anclaje sistemático ha demostrado incrementar la cohesión y preservar la integridad de estos materiales contra la relajación o desintegración y el deterioro. En esto se basa el Nuevo Método Austríaco de tuneleo, una de las técnicas aplicadas en los más asombrosos proyectos de los últimos tiempos.

Para que el revestimiento de concreto lanzado dé buenos resultados, su interacción con la roca debe ser tal que se impida el movimiento contínuo de ésta. Su verdadera función es más bien de colaboración con ella. En otras palabras, el objeto del concreto lanzado es el de mantener el equilibrio de la roca alrededor del túnel, reforzado su capacidad de autosoporte, más bien que tratar de reemplazar o reproducir las propiedades de soporte de la roca que se removió del túnel al excavar.

La gran ventaja del concreto lanzado es que se puede aplicar muy rápidamente para soportar toda la periferia de una excavación subterránea, ya sea perforada con máquina o excavada con explosivos. Tiene, además, una gran flexibilidad para aplicarse en cualquier momento y para traslaparse con otras actividades del proceso de excavación, con lo cual se logran importantes ahorros de tiempo en el ciclo de trabajo.

1-3 METODO

Existen dos procedimientos para aplicar el concreto lanzado. el de mezcla húmeda y el de mezcla seca.

El primero consiste en mezclar cantidades medidas de agregados, cemento y agua, introducir la mezcla resultante en un recipiente para de ahí conducirla neumáticamente a través de una manguera y expulsarla finalmente por una boquilla. Tiene la ventaja de que se lleva un control rígido de la relación agua-cemento de la mezcla. Pero el equipo disponible maneja agregado máximo de sólo 9.5 mm (3/8"). Por otra parte, como los aditivos, por su acción rápida, no es posible añadirlos antes de la boquilla, es imposible lograr un mezclado completo de los mismos, ya sea que vengan en forma de polvo o en forma de líquido, por ello el producto no llega a adherirse bien del todo a superficies húmedas. Al tener una relación agua-cemento predeterminada, se presta menos a la flexibilidad de aplicación que se requiere, sobre todo en trabajos subterráneos, cuando las condiciones del terreno son cambiantes y

[illegible]

[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
2. [illegible]	[illegible]	10 [illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
3. [illegible]	[illegible]	0.02	[illegible]	33 [illegible]	[illegible]
3. [illegible]	[illegible]	10-20m2	[illegible] 110 [illegible]	[illegible]	
4. [illegible]	[illegible]	60 m2 5.5 x 8.5m	50 [illegible]	[illegible]	Cecil (1967) Haland (1967)
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	35m2	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	--	--	[illegible]	[illegible]
5. [illegible] Canada	[illegible]	[illegible]	500 000 [illegible]	[illegible]	[illegible]
9. [illegible] Venezuela	[illegible]	050 [illegible]	100m	4-6 pulgada de concreto lanzado y anclas [illegible]	Kohler (1966) Rabcewicz (1966 1965)
10. Cuevas cavidades [illegible]	[illegible]	120 m x 20 x 75 37m x 37 m x 23m	1600 pies 45m	[illegible]	Cording (1966)
11. [illegible]	[illegible]	16 x 20 3.5x7.10m		[illegible]	Crano (1966)
17. [illegible]	[illegible]	--	[illegible]	[illegible]	[illegible]
13. [illegible]	[illegible]	[illegible]	00-100m	[illegible]	[illegible]
14. [illegible] Italia	[illegible]	110.2	20-100m	[illegible]	[illegible]
15. [illegible] California	a. [illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
	b. [illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	

	TUNEL	GEOLOGIA	DIMENSIONES DEL TUNEL	[illegible]	[illegible] LA [illegible]	REFERENCIA
16	Vancouver BR Canada	lutitas arenisca con lomerad a	20 x20' 6 10x8,90m)	1,0-100' 6u-97 m	4 a 6" aplicados inmediatamente después de la tronada en terreno que se afloja	Hanson RT (1968) Moran RT (1968)
17	Tunel 1 canal de abastecimiento - Noruega -	fallas 1 zona de montmorillonita	12m2	150m	falla del concreto lanzado -- por arcillas expansivas	Broekke & Golner Olsen (1965)
18	Hälje canal de desagüe Suecia	Perfido de cuarzo alterado esquisto de mica fuertes alteraciones de caolín y montmorilonita	140m2	50-100m	concreto lanzado con 8000l aplicado inmediatamente después de la tronada 8-20 cm para adorno - provisional 20-40cm para revestimiento permanente fuerte hinchamiento	Karlsson & Fryk (1961) Vattenbyggnadsbyrå (1960)
19	canal de desagüe de Oita para Suecia	granito alterado a montmorillonita	100m2 9 x 12m	20m	falla debida al hinchamiento de montmorillonita	Cecil (1967)
20	Canal de [illegible] Noruega	esquisto fallas con arcilla que se hincha	40m2	--	20 cm de concreto lanzado con malla de acero arcilla que se hincha algunas fallas	Fakken (1968)
21	Canal de [illegible] de Hälje Suecia	esquisto con montmorillonita zona - fallada	64m2 9x7 6m	120m	10 cm de concreto lanzado inmediatamente después de la tronada, derrumbe de 4000m3 en arcilla expansiva en zona de falla	Cecil (1967)
26	Ensenada de Hover	riolita, localmente	60-90m2	50-100m	fuertes flujos de agua -- (1000lt/min), probable en la peor roca tratada - con concreto lanzado en - un gran tunel	Kramers (1967) Ellström (1967)
27	Canal de abastecimiento de Lenelen, Noruega	zonas de - montmorillonita y fa - lla en arcosa	30-50m2	100m	fallas lo alos por la poca adherión del concreto lanzado con la arcilla Ro -- fuerzo provisional con concreto lanzado	Cecil (1967)
28	San Jacinto agua,	granito fallado en - esquisto de - mica	--	--	construcción de concreto -- lanzado en forma de anillo, inyección grandes flujos de agua a presiones elevadas.	Thompson (1966)
29	Pinnacle - carbón en Gran Bretaña	capas de - carbon	--	-- --	como soporte permanente incombustible	Lanndown & McClunie (1969)
23	Mina de - carbon en Inglaterra Occidental	arcillón pizarra y arcilla	--	- --	gunita para impedir el desmoronamiento por la acción del aire	Jeffers (1961)
24	Irlanda agua Suecia	gneis fu[illegible] tos flujos de arena en varios lugares	12m2	20-100m	lanzado de concreto en roca -- muy humada	Sandell (1968)
25	Hidroeléctrica transporte Suecia	pizarra alterada con - zonas de arcillas y - zonas - fuertes - flujos de agua	4x3m, 12m2	20-90m	concreto lanzado utilizado como refuerzo y para desviar el agua inyección de cemento --- complementaria	Berndtsson (1966)

obligan a variar rápidamente la cantidad de agua. Lleva, además, los riesgos de taponamiento inherentes a todo concreto bombeado cuando por alguna causa se interrumpe el suministro o la expulsión.

Este método se considera adecuado para emplearse con operadores poco capacitados y, en particular, en los accesos de pequeñas dimensiones a minas, los cuales en su mayor parte están secos.

El procedimiento de mezcla seca consiste en una revoltura de agregados, algo húmedos, y cemento, que es alimentada a una máquina lanzadora, de la cual se envía en un chorro de aire a presión a través de una manguera hasta la boquilla de expulsión. El agua de hidratación se añade en la boquilla misma, inmediatamente antes de la expulsión. La cantidad de agua la regula manualmente el lanzador. Los aditivos en polvo se añaden en la mezcla seca cuando ésta se alimenta a la máquina lanzadora, si se usan aditivos líquidos, éstos se mezclan con el agua de hidratación antes de llegar a la boquilla.

El procedimiento de mezcla seca es el más extensamente empleado para aplicar concreto lanzado de agregado grueso, particularmente en obras subterráneas.

1-4 MEZCLAS

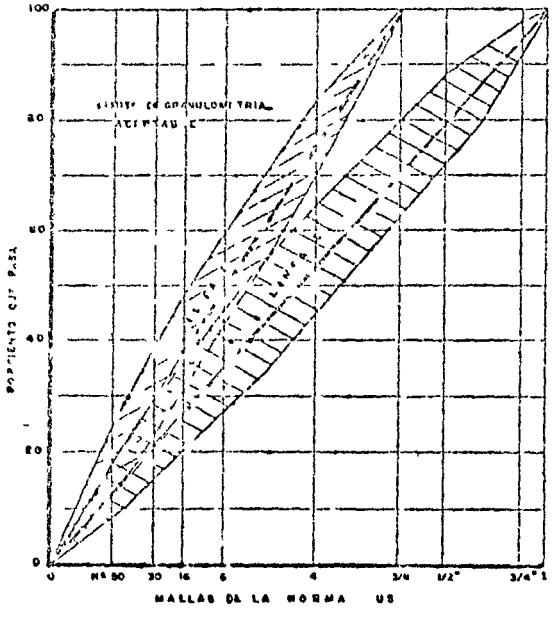
La cantidad del concreto lanzado depende de la calidad de los materiales que lo componen, de la granulometría de los agregados, de la relación agua/cemento y del grado de compactación.

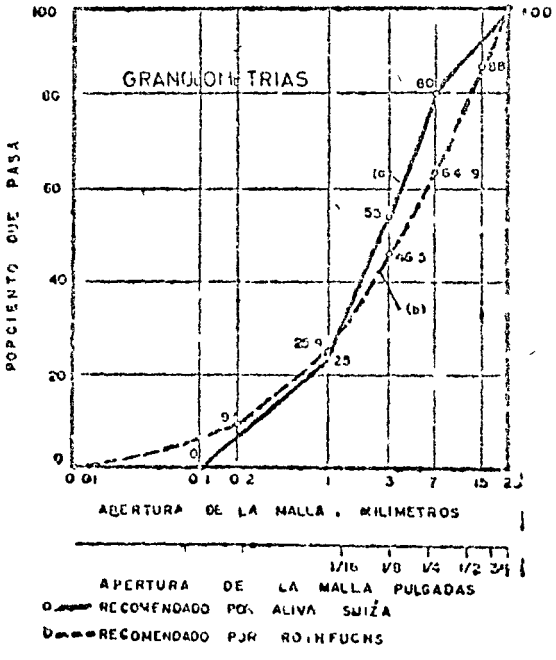
La densidad de sólidos de los agregados debe ser 2.55 a 2.65 y el módulo de finura de la arena debe estar comprendido entre 2,5 y 3.0. Para agregados fuera de estos límites el contenido de cemento requiere ajuste.

El agregado debe cumplir con las normas ASTM y estar bien graduado. Así puede obtenerse compactación óptima, máxima densidad, impermeabilidad y resistencia a la compresión y mínimo rebote. El agregado compuesto por partículas alargadas y aplanadas o el que contiene partículas astillables no da buena compactación y requiere corrección de las mezclas en los contenidos de agua y cemento.

Es el agregado grueso el que da estructura a la mezcla y el que la compacta al martillarla con presiones de 3 a 5 Kg/cm^2.

LIMITES DE GRANULOMETRIA RECOMENDABLES CON TAMAÑOS MAXIMOS DE AGREGADO DE 9.5 y 19mm. (3/8" y 3/4").

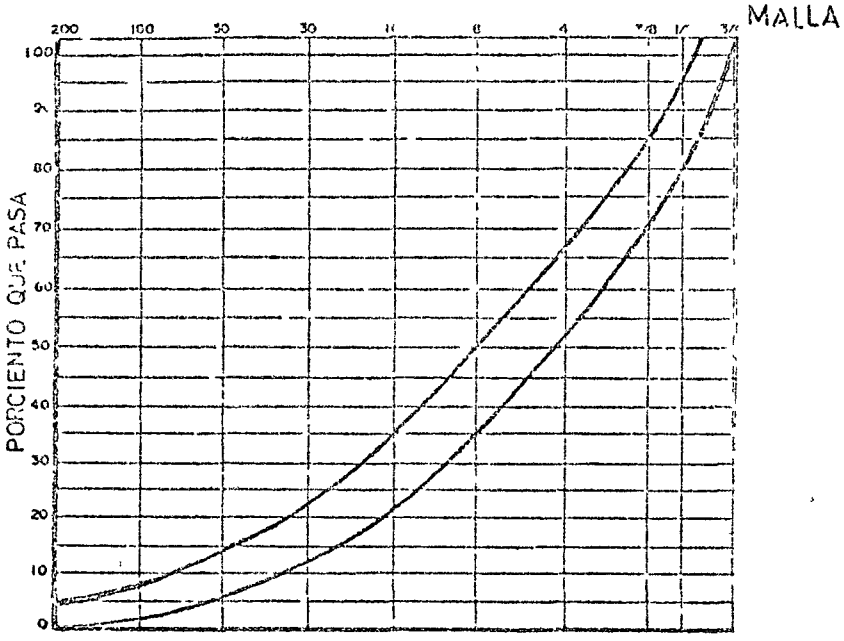




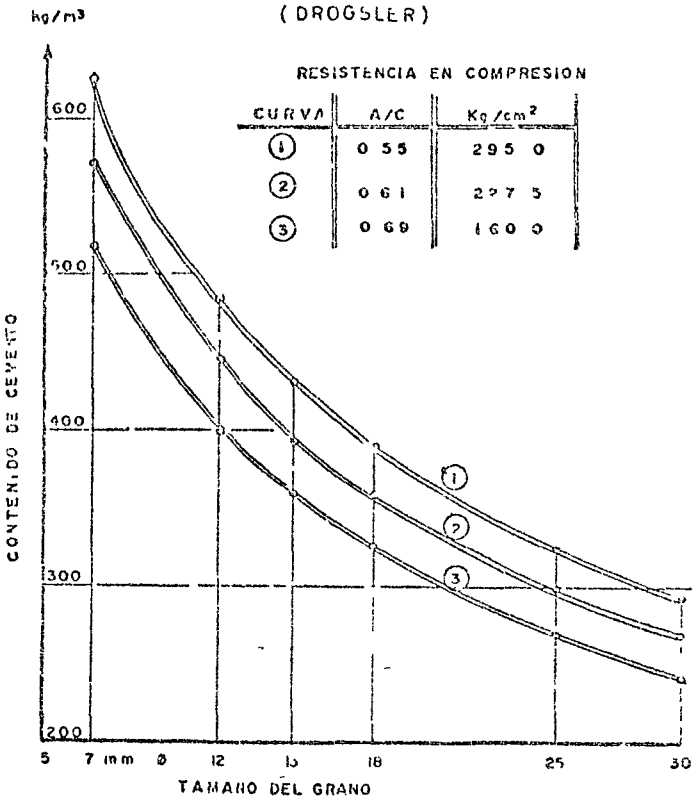
El segundo es por todos conceptos más recomendable que el primero para abajo estructural El primero se usa más bien para recubrimientos o para protección de superficies de acero. Las arenas (menor de la malla 4) deben constituir menos del 60% de la mezcla de agregados.

LIMITES DE GRANULOMETRIA ESPECIFICADOS PARA LAS OBRAS DE DRENAJE PROFUNDO DE LA CIUDAD DE MEXICO

CONCRETO LANZADO : LIMITES GRANULOMETRICOS



RELACION : CEMENTO - TAMAÑO DE GRANO - CALIDAD
(DROGSLER)



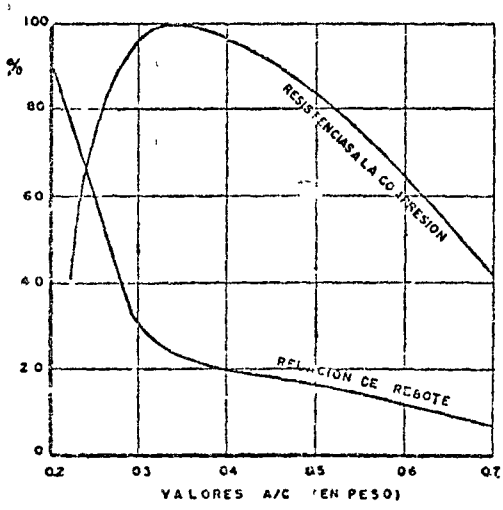
El contenido de cemento viene determinado por los requisitos de resistencia y por el tamaño máximo del agregado. Requisitos exagerados de resistencia implican un contenido de cemento excesivo, lo que dá lugar a contracciones y agrietamientos también excesivos. En el túnel de Vancouver, la mezcla tenía 400 kg. de cemento por m^3, cuando alcanzó 480 kg/m^3 se presentaron agrietamientos importantes por contracción.

En el Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se especificó una relación de cemento a agregados de 1 a 4 en promedio, (450 kg/m^3). Y no se presentaron agrietamientos importantes.

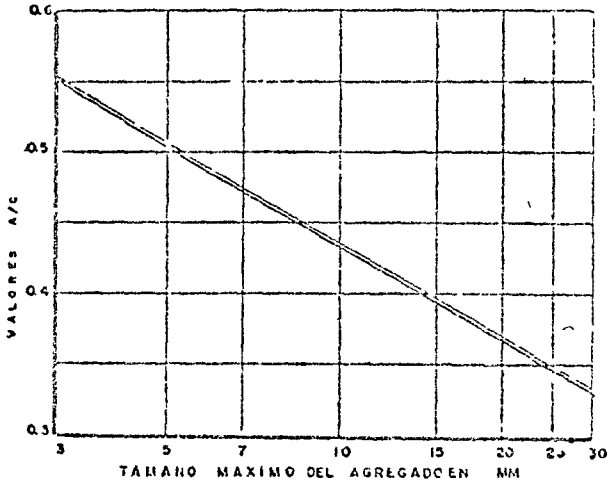
Es interesante anotar que la pasta ya aplicada suele tener un mayor contenido relativo de cemento que la mezcla seca y una relación agua/cemento algo más baja que el concreto normal, debido al rebote o desperdicio, él cual está formado principalmente por grava y en menor grado por arena y lechada que se desprenden de la pasta por el impacto del chorro.

El agua debe cumplir los requisitos que se exigen para el concreto común, es decir, debe ser limpia y estar libre de limo y materia orgánica, álcalis y otras sales minerales disueltas. La relación agua/cemento optima para lograr máxima resistencia, se presenta en el punto de máxima densidad. El objetivo debe ser entonces colocar el material en la consistencia estable más húmeda posible, o sea, en el punto de abolsamiento o cedencia incipiente. El operador o lanzador, puede darse cuenta que se ha alcanzado ese punto cuando aparece en la superficie del concreto fresco un lustre de humedecimiento ligero.

RELACION AGUA/CEMENTO EN FUNCION DE OTRAS CARACTERISTICAS



EFECTO DE LOS VALORES DE A/C (SEGUN LINDER)



REQUISITOS DE A/C PARA LAS GRANULOMETRIAS BYE CONTENIDO DE CEMENTO CONSTANTE (SEGUN LINDER)

Los aditivos enérgicos, endurecedores y aceleramtes del fraguado, producidos en Europa Alpina, y cuyo uso se ha extendido después al resto del mundo, dan al concreto lanzado algunas de sus características más apreciadas, a saber, el poder aplicarse en terreno húmedo o mojado y el poder controlar fuertes filtraciones de agua

Los principales ingredientes activos son aluminato de sodio e hidróxido de sodio, con carbonatos de sodio, potasio y calcio e hidróxido de calcio como catalizadores Debe verificarse la compatibilidad del acelerante con el cemento empleado, sus ingredientes pueden variarse (en sus proporciones relativas) para adaptarlos a los cuatro componentes principales del cemento Portland

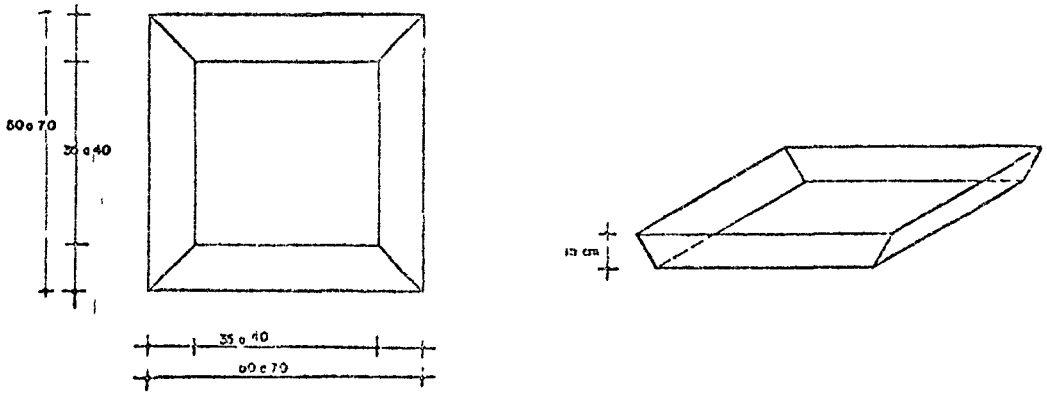
Las dosificaciones de aditivo varían normalmente entre 2 y 6% del peso del cemento

El aditivo permite aumentar el espesor de las capas de concreto lanzado, el fraguado rápido y endurecimiento que provoca, le da al revestimiento resistencia para soportar tronadas a las pocas horas de aplicado (dos horas en Vancouver), reduce además el rebote

En las primeras aplicaciones, cuando el espesor es muy delgado, se suele emplear más cantidad de aditivo para lograr una alta adhesividad aún a costa de una resitencia a la compresión más baja (hasta 30% menor que el concreto no acelerado) Las capas posteriores pueden llevar menos aditivo y su detrimento en la resistencia a la compresion será insignificante.

Un fraguado inicial máximo de 1 1/2 horas y uno final de 12 horas son los que se especifican normalmente, pero estos tiempos son demasiado largos, sólo útiles para trabajos de recubrimiento. Si se quieren dominar las filtraciones de agua y soportar el terreno de poca cohesión, se requieren tiempos de fraguado inicial y final muy cortos Para el túnel de Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se ensayaron pastas de mortero con distintos aditivos y cementos y se lograron tiempos de 30 a 120 segundos

ARTESA DE MADERA SOBRE LA QUE SE LANZA
PARA OBTENER LAS MUESTRAS DE C I



OBJETO DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

Se requirió determinar el tiempo de fraguado de pasta de cemento conteniendo cuatro diferentes productos acelerantes, propuestos para aplicarse en la elaboración de concreto lanzado neumáticamente, alternando el uso de dos cementos distintos.

MUESTRAS

Se dispuso de muestras de los siguientes productos acelerantes

Sigunite (polvo)

Rapidur (polvo)

Pozlip AA (polvo)
Stabilator (Líquido)

y de los siguientes cementos

Cruz Azul, tipo II

Tolteca, tipo I

DOSIFICACIONES

Los tres productos en polvo se dosificaron a razón de 3%, en peso, respecto al contenido de cemento

El producto líquido se dosificó sustituyendo 25% del volumen del agua de mezcla.

DETERMINACIONES

Se ensayaron ocho pastas diferentes, empleando los cuatro productos con cada cemento. A cada pasta se le determinó tiempo de fraguado con aguja de Vicat y resistencia a compresión a 4, 8 y 24 horas de edad, usando especímenes cilíndricos de 5 cm de diámetro.

CONDICIONES DE PRUEBA

Teniéndose presente la posibilidad que ocurrieran tiempos de fraguado del orden de 20 segundos, se estableció un procedimiento de prueba que permitiera efectuar la primera observación en ese tiempo, bajo circunstancias comparativas. Las principales condiciones establecidas fueron como sigue

a) Se usó una relación agua/cemento constante e igual a 0.35, para producir pastas de consistencia ligeramente menos seca de la normal, como es definida en el método ASTM C 187 (1).

b) El mezclado de cemento, agua y aditivo se hizo mecánicamente durante 10 seg, empleando la velocidad media de la batidora para pasta de cemento, especificada en el método ASTM C 305 (2)

c) La determinación del tiempo de fraguado se realizó con el aparato de Vicat, como se describe en el método ASTM C 191 (3). La primera penetración de esta aguja se efectuó invariablemente a los 20 segundos de haberse iniciado el mezclado. Se consideró como tiempo de fraguado final, para fines comparativos, cuando la aguja (1 mm diám.) ya no penetró en la pasta

d) Para la elaboración de los especímenes de resistencia a compresión, se usaron moldes cilíndricos desechables, de lámina, con diámetro de 5 cm , y relación de esbeltez aproximadamente igual a dos. Para conservar invariables las condiciones de ejecución, se hizo una pasta individual para cada espécimen. Se elaboraron seis especímenes de cada mezcla diferente, para ensayar dos en cada edad de prueba.

R E S U L T A D O S

ESTUDIO COMPARATIVO DE ADITIVOS PARA CONCRETO LANZADO

MEZCLA	TIEMPO FRAGUADO (SEGUNDOS)	RESISTENCIA A COMPRESION // 4 hs kg/cm²	8 hs. kg/cm²	24 hs kg/cm²
C-S	150	25	99	150
C-R	3700	23	121	155
C-P	168	20	152	184
C-E	1442	17	60	—
T-S	107	14	67	111
T-R	6040	13	102	154
T-P	60	25	73	146
T-E	1700	4	12	—

CLAVE DE LAS MEZCLAS:

C- Cemento Cruz Azul Tipo II.

T- Cemento Tultoca Tipo I.

S- Aditivo Sigunite; 3 % en peso de cemento.

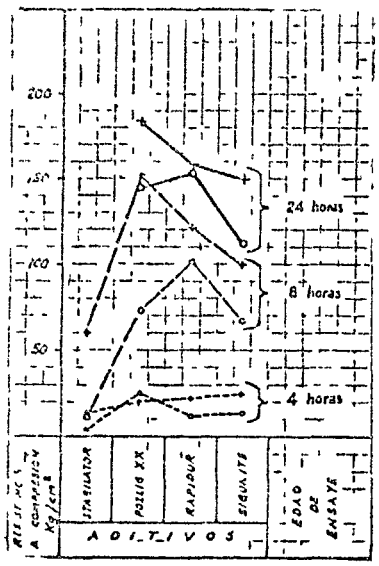
R- Aditivo Rapidur; 3 % en peso de cemento.

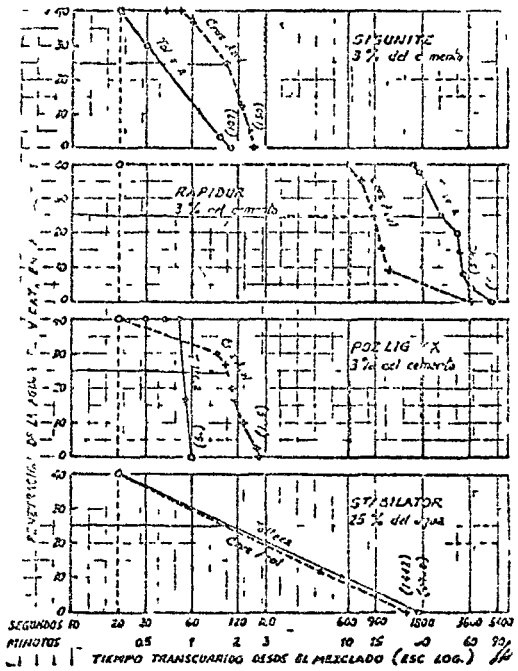
P- Aditivo Poz-Lig; 3 % en peso de cemento

E- Aditivo Estabilator; Sustituyendo 25% de contenido de Agua

Relación agua cemento en todos los casos A/C = 0.35

// Resistencia cilíndrica (L/d=2) corregida por esbeltez de los especimenes y obtenida del promedio de 2 cilindros compañeros





R E F E R E N C I A S

1. Método Estándar de Prueba para Consistencia Normal de Cemento Hidráulico

   ASTM, Designación C 187

2. Método Estándar para Mezclado Mecánico de Pastas y Morteros de Cemento Hidráulico de Consistencia Plástica.

   ASTM, Designación C 305

3. Método Estándar de Prueba para tiempo de Fraguado de Cemento Hidráulico con la Aguja de Vicat

   ASTM, Designación C 191

DESCRIPCION DE LAS PRUEBAS DE CAMPO

El día 30 de julio, en un sitio próximo a la lumbrera núm 10 del Emisor Central, se llevaron a cabo pruebas de lanzamiento de diversas mezclas de concreto.

El propósito fue ensayar varios aditivos acelerantes, con objeto de calificar su influencia sobre el tiempo de fraguado, la proporción de material rebotado y la resistencia a compresión del concreto colocado.

MEZCLAS ENSAYADAS

Se elaboraron y lanzaron seis mezclas, empleando cemento marca Tolteca tipo I (Mixcoac) en todos los casos Las principales características distintivas de estas mezclas fueron

Núm. 1 : Sin Aditivo.

Núm. 2 SIGUNITE en polvo (3% del cemento)*

Núm. 3 . POZLIG XX en polvo (3% del cemento)

Núm. 4 : FESTERLITH Super A en polvo (3% del cemento).

Núm. 5 : Substitución de 25% del cemento por Puzolana**, en peso y POZLIG XX en polvo (3% del cemento).

Núm 6 : SIGUNITE en polvo (3% del cemento)

* En el lanzamiento de la mezcla Núm. 2 se observó baja de presión, por lo cual se repitió usando la presión correcta (mezcla Núm. 6).

** Material puzolánico de "Puzolanas Activadas, S A "

TIEMPO DE FRAGUADO

No se dispuso de equipo de campo para medir el tiempo de fraguado del concreto recien aplicado en los tableros de prueba De tal suerte, la determinación de este tiempo se hizo en forma puramente apreciativa, estimándose que las mezclas ensayadas alcanzaran un grado comparable de endurecimiento al cabo de los siguientes lapsos*.

Núm. 1 : (No se determinó por no contener aditivo).

Núm. 2 . 2.0 minutos.

Núm. 3 : 1.0 minutos.

Núm. 4 . 3.0 minutos.

Núm. 5 : 5.0 minutos.

Núm. 6 : 1.0 minutos.

* El tiempo se consideró a partir de la terminación del lanzamiento sobre los tableros de prueba. El tiempo de llenado de los tableros fue de 15 a 20 segundos.

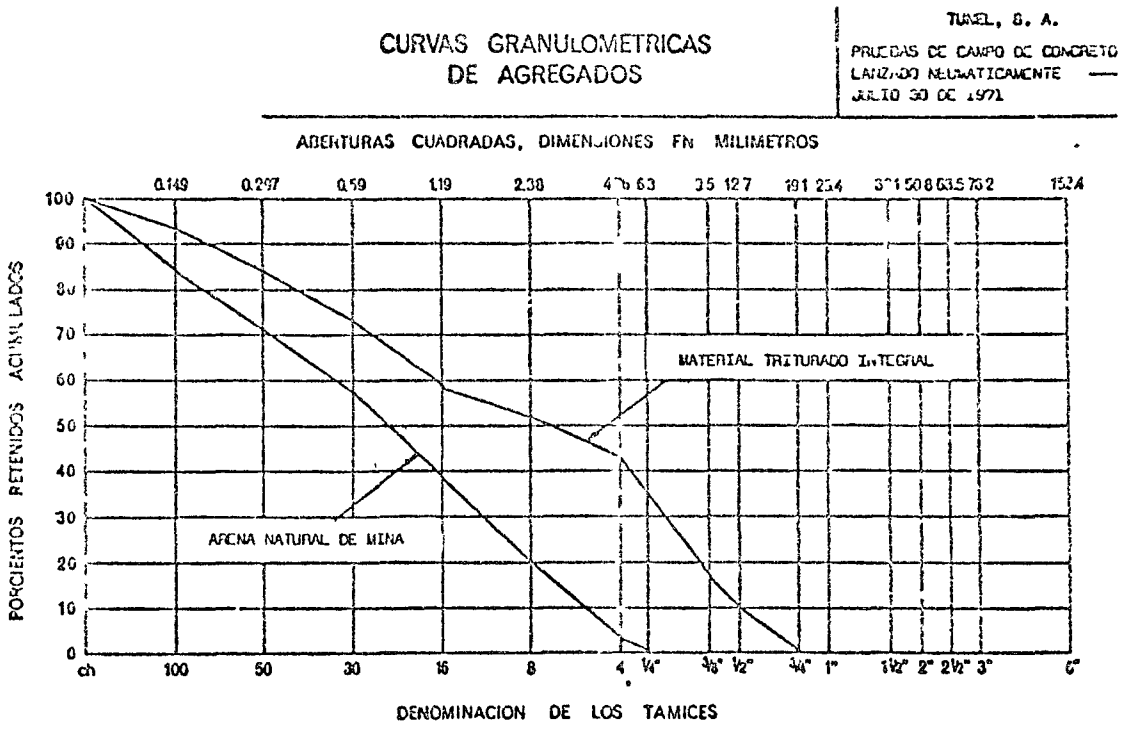
MATERIAL REBOTADO

Se determinó en cada caso el peso de concreto colocado en moldes y la cantidad aproximada de material rebotado, recuperándolo y pesándolo, con los siguientes resultados

Mezcla Núm	Concreto colocado (kg)	Material rebotado Peso (kg)	%	Contenido de grava en el rebote(
1	51.2	20.6	35.0%	63 %
2	62.5	22.1	26.2%	57 %
3	61.2	18.0	22.7%	47 %
4	64.8	13.2	16.9%	47 %
5	55.9	10.6	15.9%	47 %
6	55.7	18.0	23.4%	51 %

AGREGADOS EMPLEADOS

Se obtuvieron muestras de los agregados. Su contenido de humedad fue 10.0% para la arena natural de mina y 6.2% para el material triturado integral (arena y grava). La composición granulométrica de estas muestras se incluye en gráfica adjunta

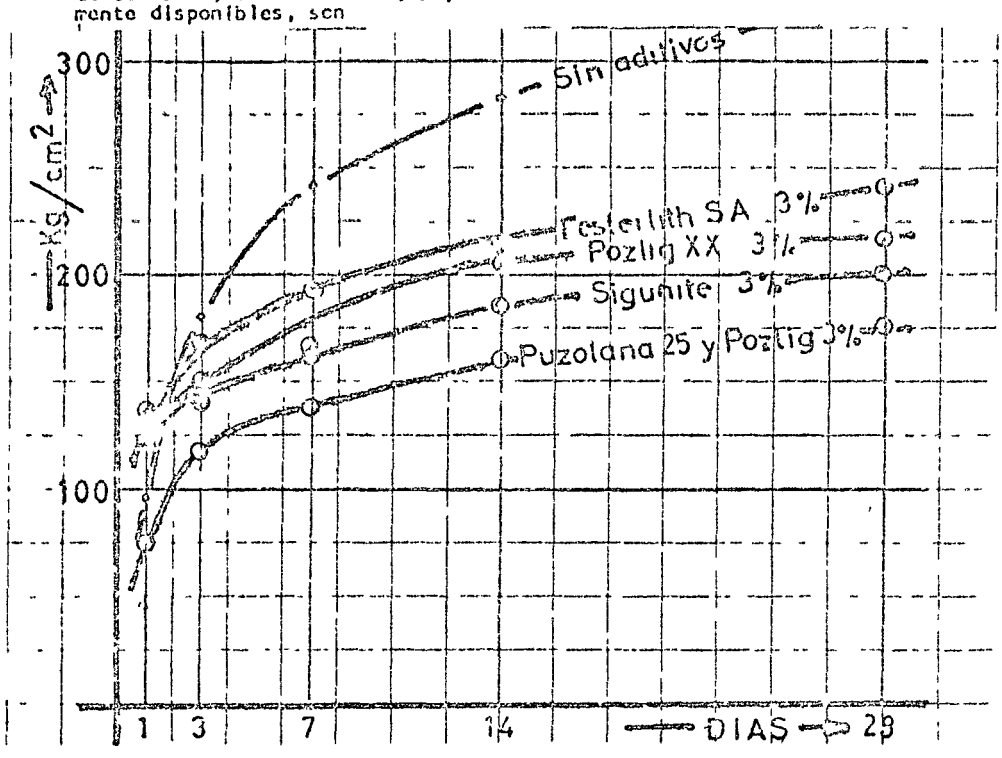


1-5, RESISTENCIA

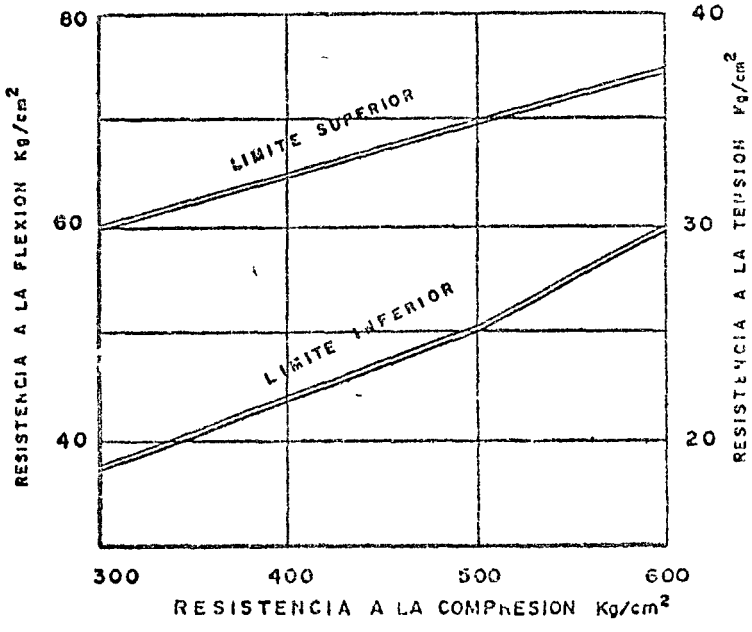
Aunque en la literatura sueca se habla de resistencias de 300 a 700 kg/cm^2 para la compresión a los 28 días, es más real hablar de valores entre 150 y 300 kg/cm^2, que, para fines estructurales, son suficientes. Las resistencias al corte y a la flexión-tensión dependen de la resistencia a la compresión.

RESISTENCIAS A COMPRESION

De cada muestra de prueba se obtuvieron núcleos de 7.1 cm (2 3/4") de diámetro para determinar la resistencia acompresión del concreto colocado, a edades de 1, 3 y 14 días. Los resultados actualmente disponibles, son



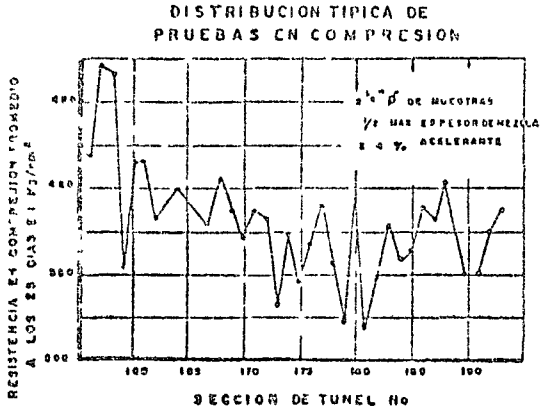
* Las resistencias a compresión que se reportan, corresponden al promedio de 2 especímenes cilíndricos de 7.1 cm de diámetro por aproximadamente 13 cm de altura. Estas resistencias han sido corregidas tomando en cuenta la esbeltez de los especímenes y estan referidas a un valor de h/d = 2.



RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA FLEXION, ——
TENSION Y COMPRESION (SEGUN DAYER)

La adhesividad o adherencia del concreto es de primordial importancia en combinación con las resistencias al corte y a la flexión-tensión. Rabcewicz menciona que la resistencia al corte es 1.5 veces la resistencia a la flexión y el Instituto Sueco del Concreto (CBI) fija el valor de la adhesión en 10 a 15 kg/cm^2.

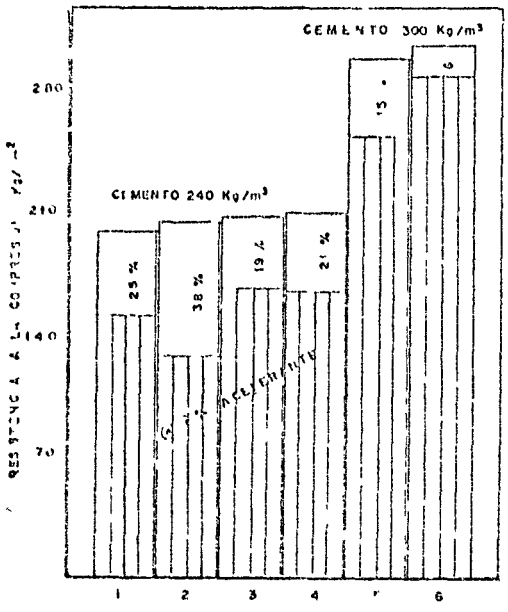
Es menos uniforme el valor de resistencia con mezclas secas de agregado grueso que con morteros de arena y cemento



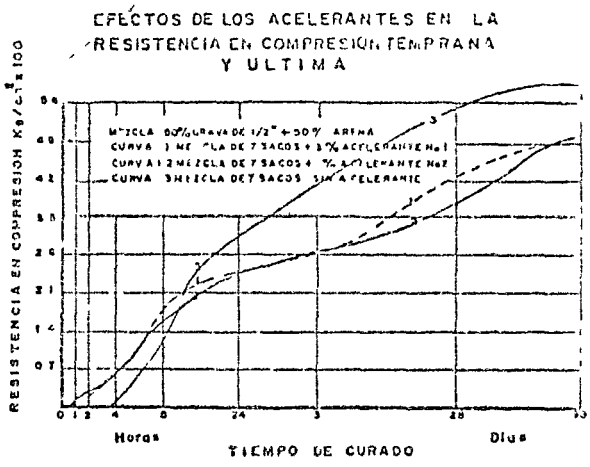
(SEGUN JAN BLANCK, 1973)

Se requiere mayor atención para asegurar la uniformidad de la granulometría y el mezclado y en el paso de la mezcla hacia la máquina lanzadora y a través de ésta. El producto final es muy sensible a variaciones en las mezclas por segregación, irregularidades en la alimentación y el agua y descuidos en la dirección y orientación del lanzado y en la distancia de la boquilla a la superficie de aplicación.

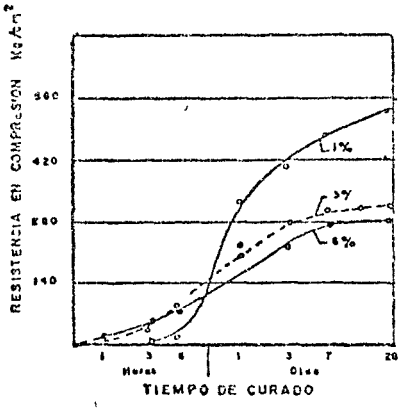
El aditivo también reduce los valores de resistencia. Reducciones de no más de 20 % deben condierarse normales, reducciones mayores pueden obedecer a incompatibilidad de los ingredientes del aditivo con el cemento y deben hacerse estudios para confirmarlo



DECREMENTO EN LA RESISTENCIA A COMPRESION CON EL USO DE ACELERANTES (DE 240 PRUEBAS EN CONCRETOS CON UN CONTENIDO DE 300 kg/m³ 6 CEMENTOS DIFERENTES CON Y SIN ACELERANTE) (SEGUN LINDER)



(SEGUN JAN BLANCK, 1973)

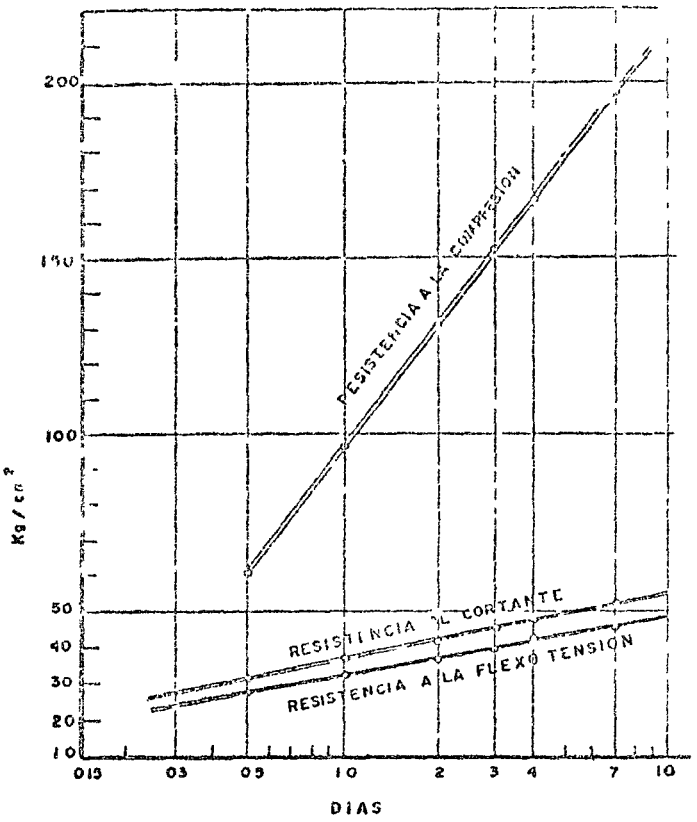


Resistencia en compresion Mezcla de 9 sacos, acelerante TRICOSAL (SEGUN ANDERSON Y POAD, 1973)

Las especificaciones más generalizadas establecen las siguientes resistencias a la compresión tempranas para un concreto de 280 kg/cm² con 3 a 4% de acelerante en peso del cemento.

Tiempo de Fraguado	Resistencia a la compresión
Horas	Kg/cm²
2	14 - 18
12	56 - 60

Rabcewicz muestra que la resistencia a la flexion alcanza el 50% de la correspondiente a la compresión a las 12 horas y el 30% después de dos días.



(SEGUN RABCEWICZ)

RESISTENCIA TEMPRANA RELATIVA

Se presenta un resumen de las resistencias a la compresión medidas en muestras del concreto lanzado en la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México.

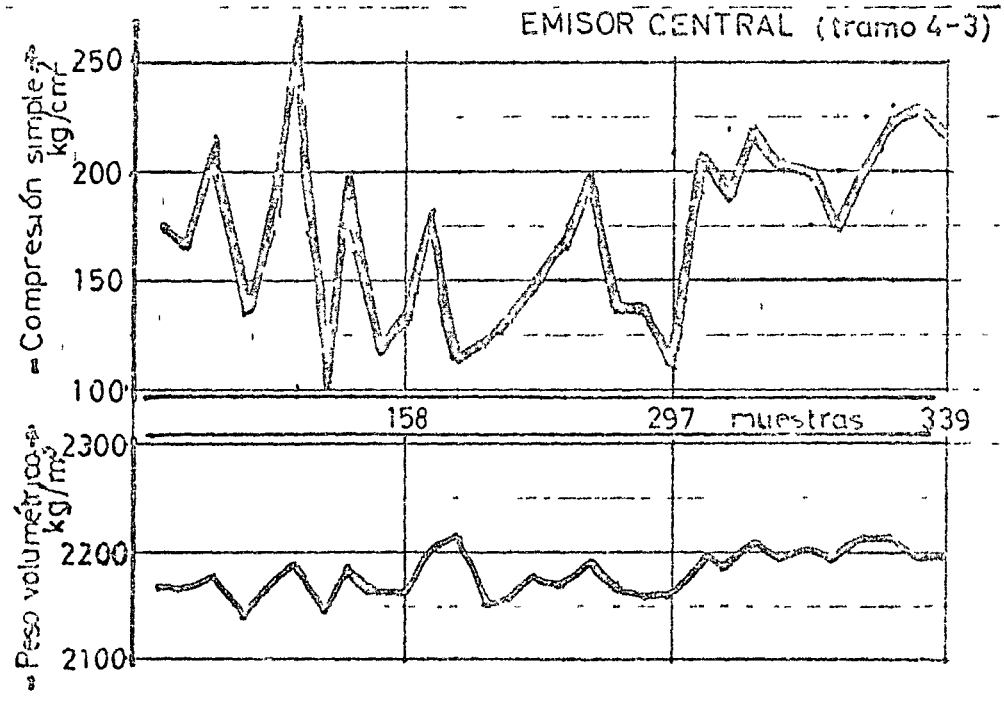
ANALISIS ESTADISTICO DE CARACTERISTICAS DE CONCRETO LANZADO
TRAMO DE LUMBRERA 4 A LUMBRERA 3 EMISOR CENTRAL
DEL 1000, NOVIEMBRE 1971 A BIERO 1973

U N E L, S A DE C V
GERENCIA DE CONCRETO LANZADO

	Número de datos (n)	Promedio	Desviación Estándar	Valor Máximo	Valor Mínimo
Resistencia 3 días	23	116 kg/cm2	28 5 kg/cm2	176 kg/cm2	70 kg/cm2
Resistencia 14 días	32	156 kg/cm2	35 5 kg/cm2	276 kg/cm2	99 kg/cm2
% Grava	27	34 9 %	12 3 %	59 4 %	9 7 %
Pasa malla Núm 100 (Lavado)	28	11.2 %	2.1 %	16 6 %	7.8 %
Contenido de cemento	27	23.1 %	7.9 %	40 4 %	11 0 %
Peso volumétrico	31	2181 kg/m3	20 5 kg/m3	2214 kg/m3	2140 kg/m3

ANALISIS ESTADISTICO DE CARACTERISTICAS DE CONCRETO LANZADO (TODO EL EMISOR). PERIODO DE NOVIEMBRE 1971 A ENERO 1973	T U N E L, S.A DE C.V GERENCIA DE CONCRETO LANZADO

	Número de datos (n)	Promedio	Desviación Estándar	Valor Máximo	Valor Mínimo
Resistencia 3 días	227	116 9 kg/cm2	35.7 kg/cm2	310 kg/cm2	27 kg/cm2
Resistencia 14 días	316	155.7 kg/cm2	42 3 kg/cm2	334 kg/cm2	63 kg/cm2
% Grava	267	34.3 %	12.9 %	74 9 %	4 2 %
Pasa malla Núm. 100 (lavado)	271	10 5 %	2 3 %	20 1 %	2 4 %
Contenido de cemento	263	20 5 %	7 2 %	50 5 %	5 4 %
Peso Volumétrico	316	2179 kg/m3	27 6 kg/m3	2282 kg/m3	2070 kg/m



1-6 DOSIFICACION Y MEZCLADO

Se acostumbra agrupar los agregados en tres fracciones para ser mezclados, de 19 a 9 5 mm (3/4" a 3/8"), de 9.5 mm (3/8") a menor de la malla No 4 y arena La humedad de los agregados ya dosificados antes de mezclarse con el cemento debe estar comprendida entre 3 y 6% La dosificación de agregados y cemento debe

hacerse por peso en una mezcladora o revolvedora adecuada. El tiempo de mezclado debe ser de dos minutos.

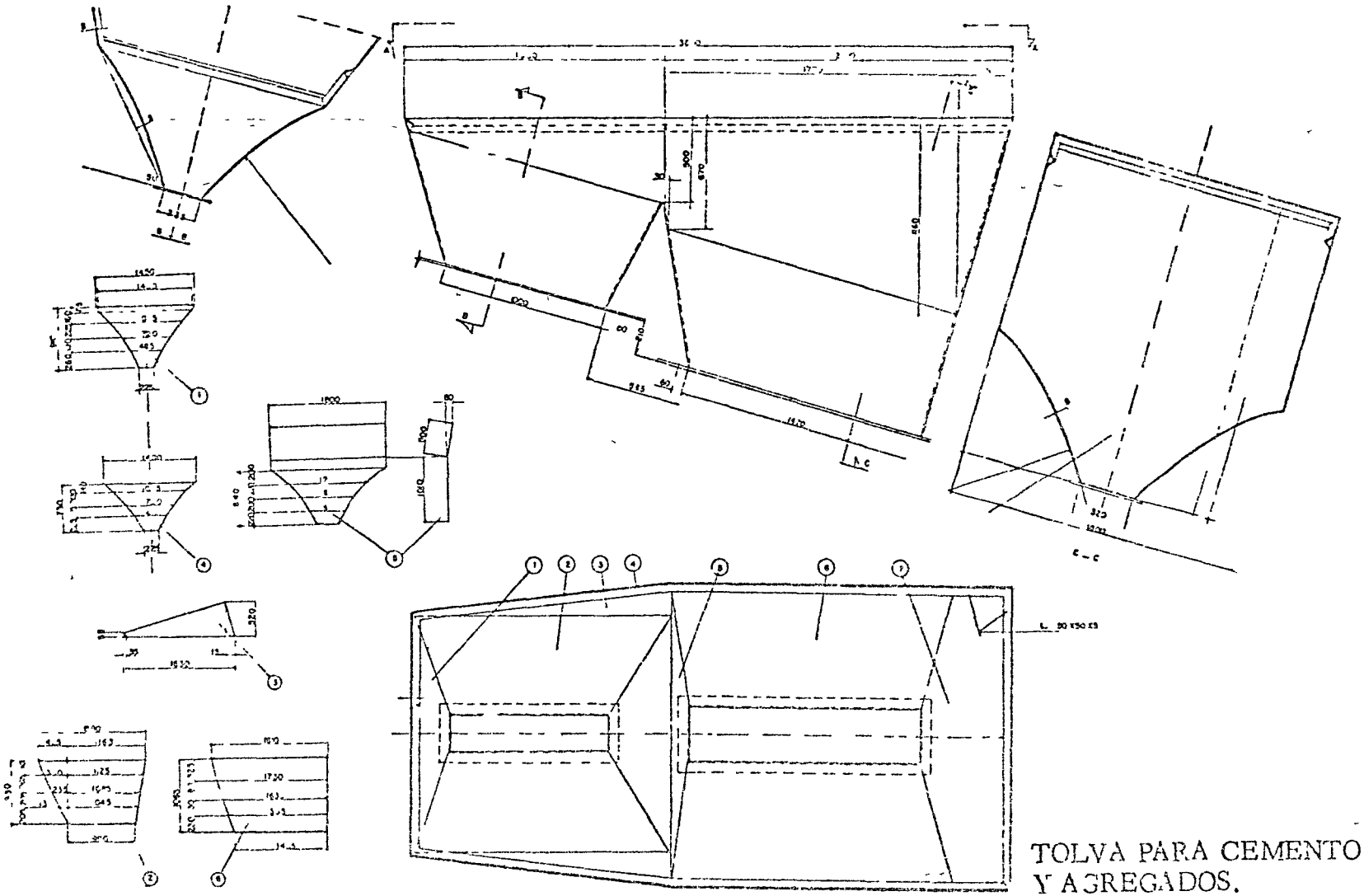
Hay que aprovechar la tendencia natural del agregado a drenar, por ser granular y permeable, para mantener su humedad dentro de los límites antes dichos. El drenaje es siempre más difícil en la arena que en la grava. Ello se evidenció en los agregados empleados para el Drenaje Profundo de la Ciudad de México, en los que fue difícil, en épocas de lluvias, bajar el contenido de humedad a menos de 8%, a pesar de que la arena se almacenaba en grandes pilas con facilidades de drenaje en la parte inferior, esto ocasionó frecuentes taponaduras de las tuberías de 30 cm (12") de diámetro por donde se descargaba el agregado de la superficie hasta el nivel del túnel. En algo pudo mejorarse esta condición almacenando el agregado cerca de las bocas de descarga y esparciéndolo y cribándolo antes de usarlo. En el Alto Anchicayá, en Colombia, donde la precipitación anual es superior a los 500 cm, sí se logró mantener una humedad del agregado de 6%, descargando la arena de río en tolvas de las que escurría toda el agua posible y almacenándola después en pilas durante 24 horas.

Mezclas muy húmedas de agregados y cemento producen taponamientos de las mangueras o tuberías de conducción y aumentan las velocidades de hidratación a niveles inaceptables. Mezclas muy secas dan problemas de no uniformidad del humedecimiento en la boquilla, lo que aumenta el polvo durante el lanzado y reduce la compactación.

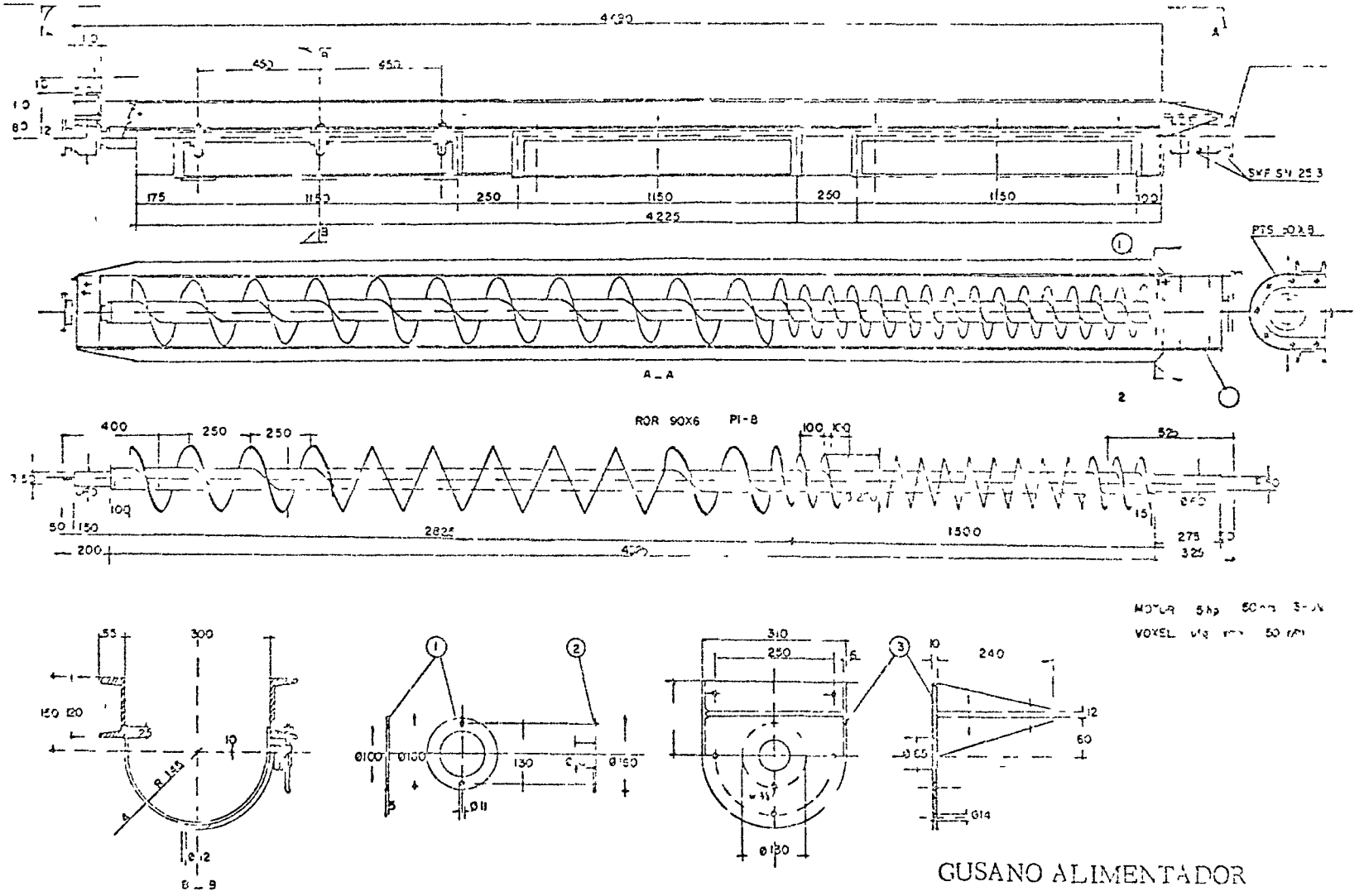
El agregado utilizado en el Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se surtió a las diferentes lumbreras, donde se iba a emplear, en forma dosificada, es decir, hecha ya la mezcla de agregado grueso (40%) y arena (60%). La mezcla se hizo en una mezcladora de turbina en la misma planta donde se trituraba el agregado grueso, éste fué producto de andesitas de un banco próximo a la planta. La arena fue, de una tercera parte a la mitad, producto de la trituración del agregado grueso, y el resto fue arena de mina de uno de los bancos del poniente de la Ciudad.

Hay diversos sistemas, en el procedimiento de mezcla seca, de transportación y de mezcla de agregados y cemento a pie de obra. Los más conocidos son los de la National Concrete Machinery de Lancaster, Penn., de la Card Corporation de Denver, Col., y de la Stabilator AB de Suecia.

Los carros tolva y mezcladores de gusano de esta última casa, se usaron en número de 45 en la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, con muy buenos resultados.



TOLVA PARA CEMENTO
Y AGREGADOS.



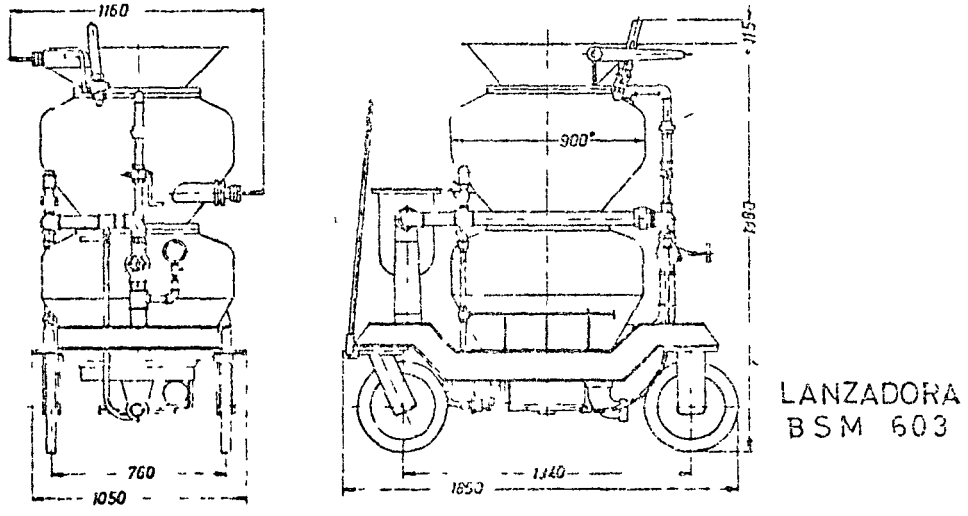
GUSANO ALIMENTADOR

El paso de los gusanos está diseñado para suministrar mezclas de 1 a 3, a 1 a 4 de cemento agregados y es posible variar su velocidad de revolución para ajustar las mezclas, a las tolvas van adosados vibradores eléctricos para facilitar el vaciado de los materiales hacia los gusanos. A través de unas puertas se puede tener libre acceso a los gusanos para limpiarlos cada vez que se vacían las tolvas y evitar así atascamientos y alteraciones de la dosificación.

El aditivo acelerante en polvo se debe añadir a la mezcla seca cuando entra esta a la máquina lanzadora, es recomendable el uso de alimentadores mecánicos, de preferencia los de tornillo, ya que los de vibrador se atascan fácilmente. Si el aditivo es líquido se debe mezclar con el agua antes de descargarla en la boquilla lanzadora. En la obra de la Ciudad de México, el aditivo en polvo se alimentó con escuadilla a mano directamente sobre el gusano y el aditivo líquido se mezcló con el agua y se alimentó a la boquilla mediante bombas dosificadoras de diseño especial también Stabilator A B

1-7. EQUIPO DE COLOCACION

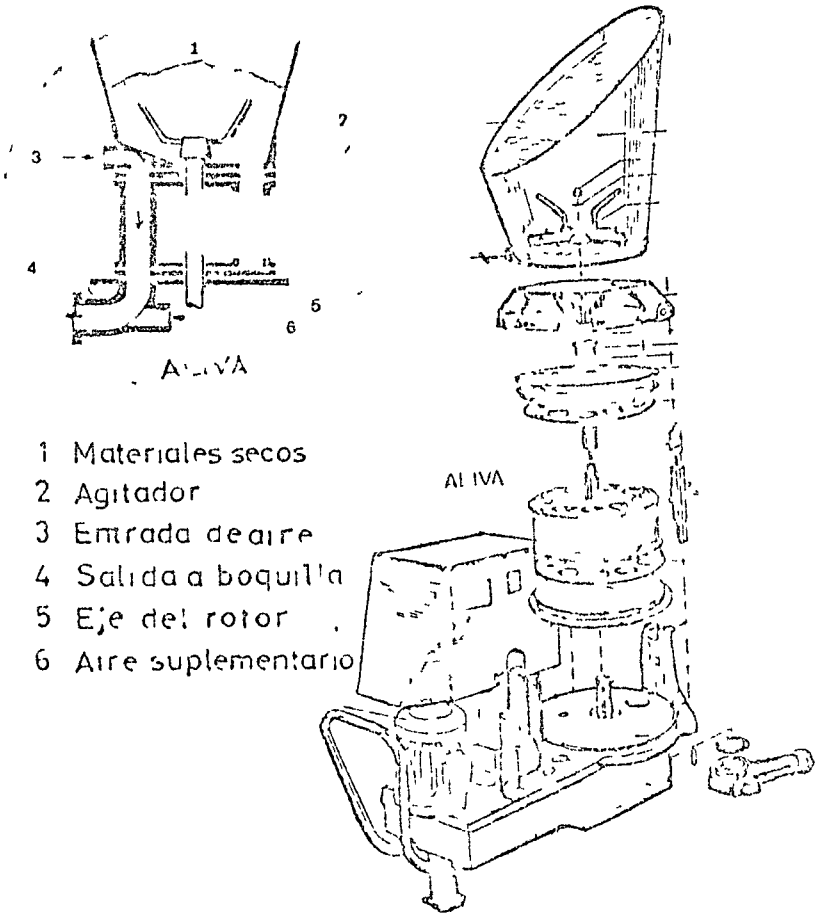
Se fabrican dos tipos de máquinas lanzadoras de concreto para el proceso de mezcla seca



1 - La de doble cámara de presión con válvula de campana intermedia de acción neumática. La mezcla seca se introduce en la cámara superior, se cierra ésta y se levanta la presión que abre la valvula de campana intermedia y deja pasar la mezcla a la cámara inferior, en ésta se levanta a su vez la presión que cierra la valvula intermedia y la mezcla seca va alimentándose bajo presion a la tubería de descarga, mediante una rueda de cavidades Mientras se efectúa la operación de descarga se está alimentando mezcla seca a la camara superior para empezar un.

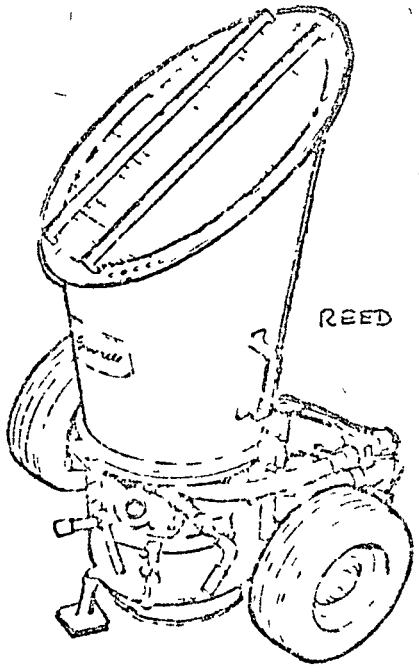
nuevo ciclo Un buen operador puede lograr, con la ayuda de las dos cámaras, una descarga descarga prácticamente contínua Requiere entonces una contínua atención del operador, el cual debe desenvolverse con destreza. Son cualidades de este tipo de máquinas su robustez y el poco número de piezas delicadas o móviles que se desgastan o requieren frecuente mantenimiento

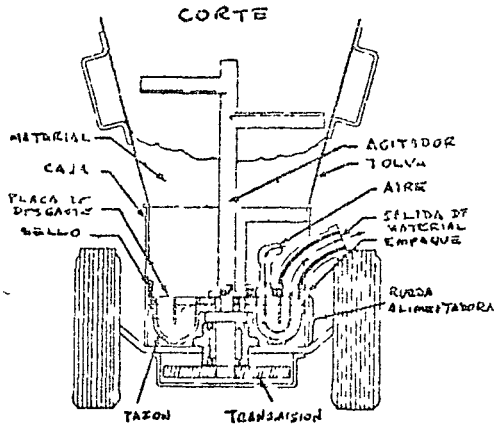
2 El tipo revólver La mezcla seca se alimenta contínuamente a la tolva que coronna la parte superior de la máquina, de ahí cae al cilindro rotatorio tipo revólver que consta de nueve o más compartimentos cilíndricos, donde se deposita la mezcla Cada carga de mezcla en cada compartimento cae a través de una escotadura y al pasar sobre el cuello de salida una corriente de aire a presión la impulsa hacia las mangueras Este tipo de máquinas no requiere una atencion tan contínua del operador, además pueden manejar agregado mas grueso más fácilmente que las del otro tipo Tienen, por otra parte, más piezas de desgaste y suelen producir más polvo.



Las primeras tienen motor neumático, las segundas pueden venir con motor neumático o con motor eléctico, por lo general el rendimiento es mayor con el motor neumático aunque el consumo de aire es considerable. Las del primer tipo consumen 600 p.c.m., en tanto que algunos tipos de las segundas, de muy altas revoluciones, consumen cerca de 900 p.c.m.

Los rendimientos varían entre 6 y 9 m^3/h. La distancia de envío varía mucho en cada marca y tipo, pero puede llegar a 275 m. horizontales y 92 m. verticales. Para grandes distancias conviene usar, en los tramos intermedios, tubería de acero en lugar de mangueras, para reducir la fricción. También pueden conectarse en serie dos máquinas, para ganar distancia.





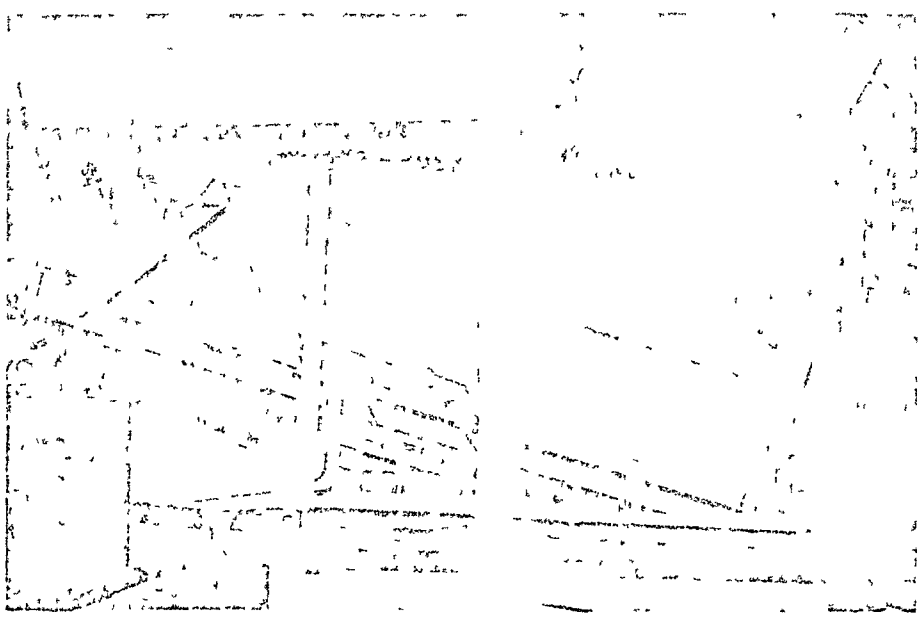
En la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se usaron los dos tipos de máquinas. Las de doble cámara fueron emanas, de la marca BSM (Beton Spritz Maschinen) y las de revólver fueron suizas de marca Aliva y norteamericanas de la marca Reed. Estas últimas, con motor neumático, son de alta velocidad de rotación y alto rendimiento, pero resultaron ser muy delicadas de manejo, requirieron frecuentemente mantenimiento y altos consumos de aire y sus distancias de envío eficiente fueron más cortas que las de las otras máquinas. Las BSM y las Aliva tuvieron un desempeño muy satisfactorio. Las Aliva se usaron, unas unidades —la mayoría— con motores eléctricos y otras con motores neumáticos.

I-8 TRANSPORTACION Y CONDUCCION

La transportación de los ingredientes o de la mezcla seca hasta la máquina lanzadora, se hace por diferentes medios, los que resulten más eficientes en cada caso. En camiones silo o en carros sobre ruedas neumáticas o en plataformas sobre vía. Algunos sistemas llevan los silos y las máquinas lanzadoras en la misma unidad de transporte, otros tienen silos y máquinas montadas sobre los tambos de transportación, algunos más llevan, además, un brazo telescopiable con una plataforma para el lanzador, el cual opera la boquilla directamente o a control remoto a través de un brazo robot semi-automatizado.

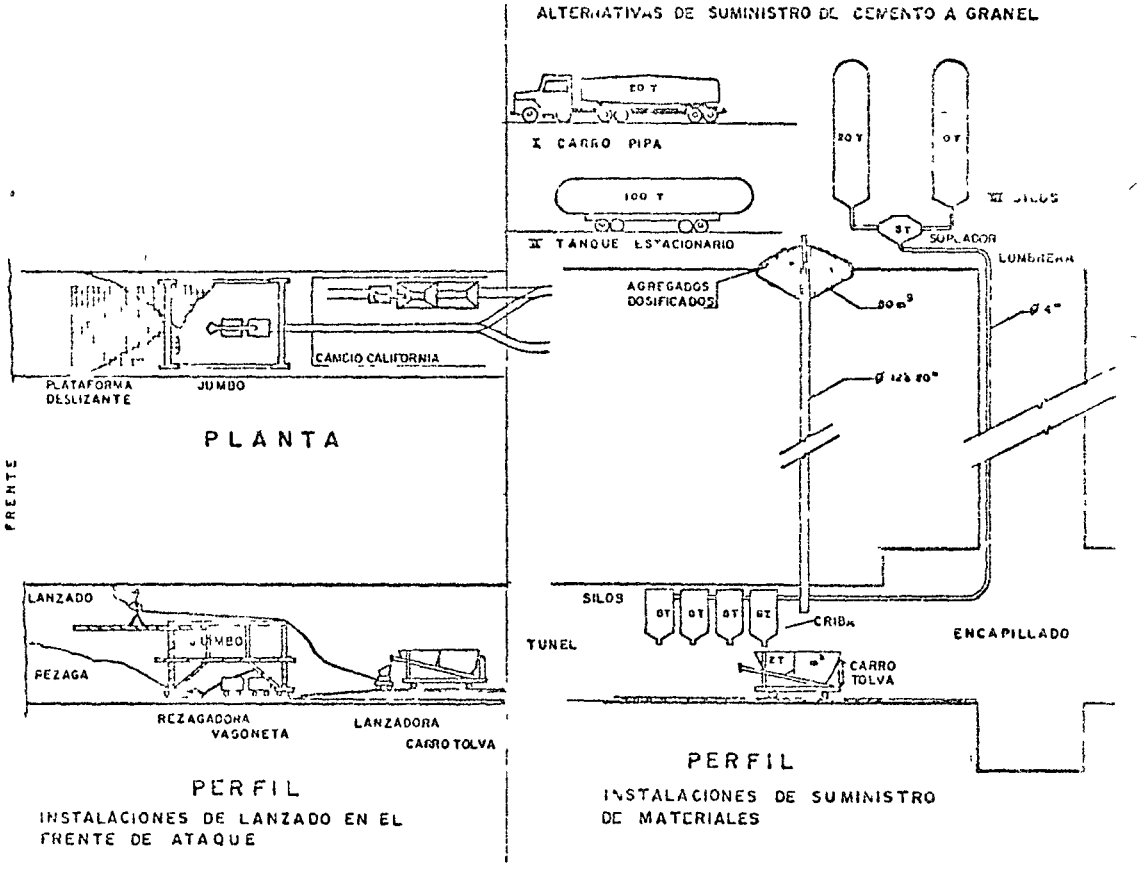
En la obra citada de la Ciudad de México, el sistema típico consistió en el almacenaje del cemento en silos, para cubrir el consumo de uno o dos días según el rendimiento de avance de la excavación (30 a 40 ton.). Se usaron silos de 8 ton en el interior del túnel, ajustados a las dimensiones de los espacios libres del mismo y, en algunos casos, silos de 15 y 20 ton. en superficie. En una lumbrera se dejó estacionada una "salchicha" de 100 ton. El cemento a granel, que fue del tipo I Tolteca, y del tipo II Cruz Azul, se surtió en pipas de 20 ton. La descarga a los silos del túnel se hacía a través de tubería de 10 cm (4") de diámetro, de acero, directamente de las pipas o desde los silos de superficie por intermedio de un silo pequeño de 5 ton., con un sistema de inyección neumática.

Los agregados venían ya dosificados de planta y se almacenaban en pilas cerca de la boca de la lumbrera, de donde se descargaban por tuberías verticales de acero de 30 cm (12") de diámetro (en temporadas de lluvias se producían taponamientos con cierta frecuencia porque la humedad apelmazaba el agregado, por lo que se prefirió usar tubería de mayor diámetro, 51 cm (20") directamente a los carros tolva o "trixers" que lo trasnportaban al frente.



La descarga se hacía palcando a mano, con barras transportadoras o a través de tolvas y de válvulas tipo "pimentero" en la extremidad superior de las tuberías. Para chimar los sobretamaños, había malla en las extremidades de las tuberías.

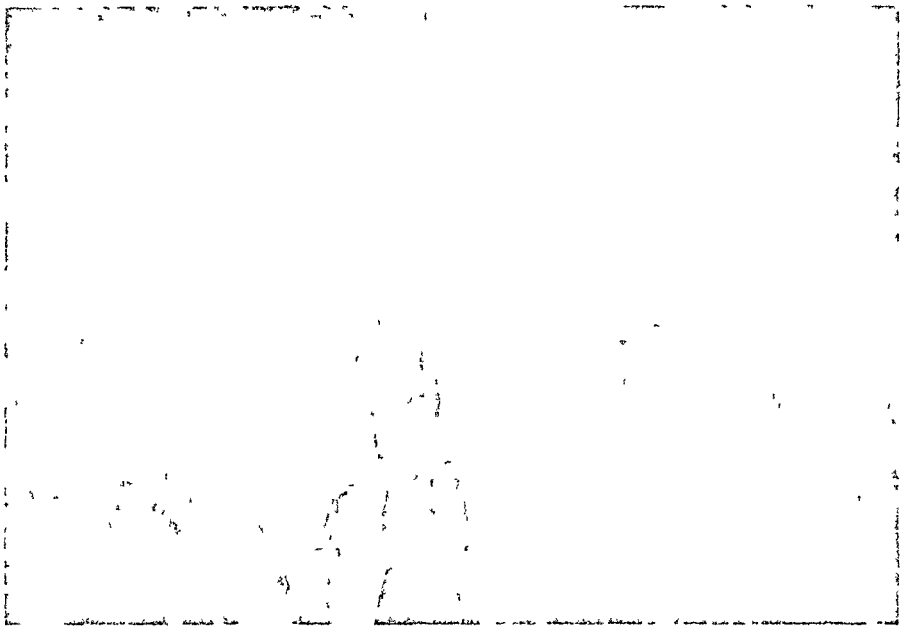
Los carros tolva o "trixcis", como ya se dijo, fueron de diseño sueco (Stabdator AB) y se fabricaron en México. Constan de tolva de agregados ($5m^3$), tolva de cemento (2 ton), gusano alimentador que en su mitad inferior transporta el agregado y, en su mitad superior recibe, además, el cemento, para descargar, al final, directamente a la máquina lanzadora, vibrador eléctrico adosado a las tolvas y plataforma o "truck" y lanza para ser transportada en vía con una locomotora.



Las máquinas lanzadoras se colocaban en espuelas de vía, adelante del cambio California, y por lo general, a distancia del frente no mayor de 50 m. Las Aliva 10 iban montadas por parejas en su "truck", mientras una lanzaba la otra se limpiaba. En los

frente, donde el terreno se autosoportaba por poco tiempo, inmediatamente antes de detonar se procuraba tener un carro tolva lleno, cerca del frente, dispuesto a alimentar las lanzadoras para empezar la aplicación del concreto tan pronto se terminara de ventilar y amacizar, poco despues de la voladura

. 9 LANZADO



De primordial importancia es la constancia del aire, el agua y el flujo de materiales hacia la máquina lanzadora y a través de la boquilla de expulsión No puede lograrse un buen concreto lanzado cuando el chorro varía en composición o tiene intermitencias.

El aire y el agua deben mantenerse a presiones constantes, unos 3 5 a 4kg/ cm^2 la del primero y 1 kg/cm^2 más la de la segunda Debe haber trampas de agua en la línea de aire para mantener reducida su humedad No deben aceptarse pulsaciones en la línea de agua, si las hay debe contarse con un suministro independiente con una bomba y un tanque de presión

La presión del aire debe aumentarse 0 3 kg/cm^2 por cada 15 m. de manguera que se añada a los primeros 30 m

El lanzador siempre debe estar ubicado en una posición desde la que pueda lanzar en dirección normal a la superficie de la roca y a una distancia de ella de 1 a 1.2m para garantizar una buena compactación y calidad del concreto, con un mínimo de rebote. Es para ello necesario contar con andamios portátiles o equivalentes. En la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se usaron andamios portátiles, tarangos y unas plataformas deslizantes, accionadas hidraulicamente e integradas al piso superior de los jambos de barrenación.

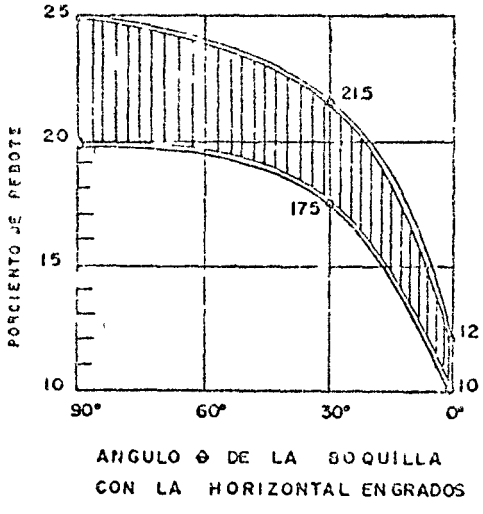
1-10 PREPARACION DE LA SUPERFICIE

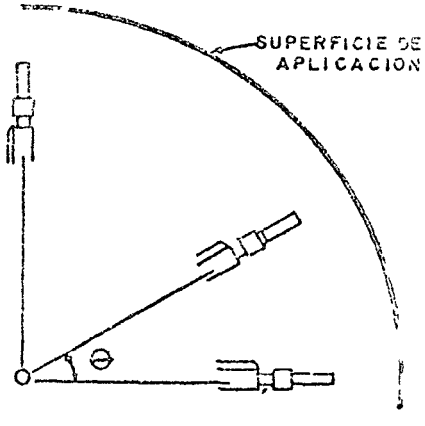
La adhesión es probablemente el requisito más importante si el concreto lanzado ha de usarse como elemento estructural. La superficie donde se va a aplicar debe quedar limpia de polvo, de rebote o de otras materias extrañas, y debe quedar húmeda. No es recomendable usar el aire y el agua de la boquilla de lanzado para dicha limpia, es preferible usar un soplado con un niple tobera de 13mm (1/2") conectado a las líneas de aire y agua a presión. La presión puede regularse con las válvulas de las líneas.

1-11 REBOTE

Las superficies húmedas o las infiltraciones de agua aumentan el rebote. Este es mayor además, cuando la calidad del lanzado es pobre.

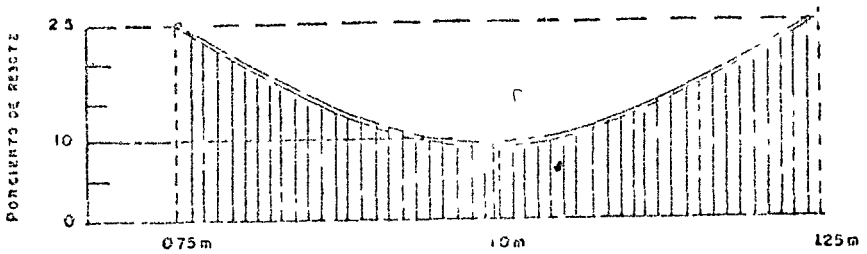
INFLUENCIA QUE TIENEN EN LA CANTIDAD DE REBOTE EL ANGULO Y LA DISTANCIA DEL LANZADO.



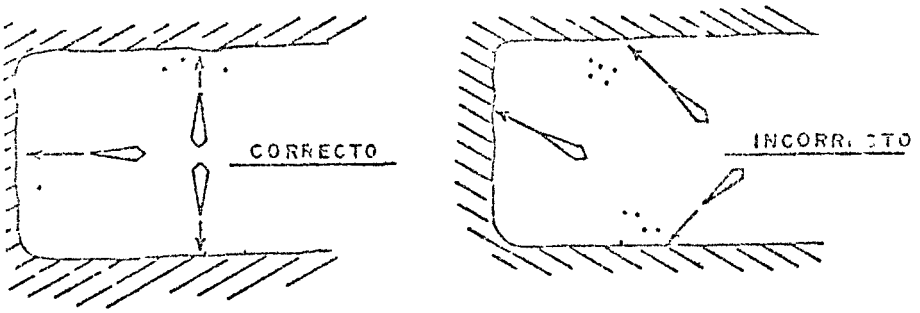


EFECTO DE LA DIRECCION DEL LANZADO EN EL PORCIENTO DE REBOTE NOTESE QUE LA BOQUILLA SE MANTIENE ORTOGONAL A LA SUPERFICIE MIENTRAS QUE EL ANGULO CON LA HORIZONTAL VARIA. (SEGUN DROGSLER)

El rebote aumenta, también, con la mala granulación del agregado, con la segregación en la alimentación, velocidades de descarga excesivas o insuficientes, presiones de agua insuficientes o pulsantes, descarga irregular de los ingredientes o el rodeo inte a la máquina y mala operación de esta. Si no se presta atención a estos detalles, el rebote puede ser un 20 % más alto que el que se indica



DISTANCIA DE LA BOQUILLA A LA SUPERFICIE DE APLICACION



ANGULO DE LANZADO

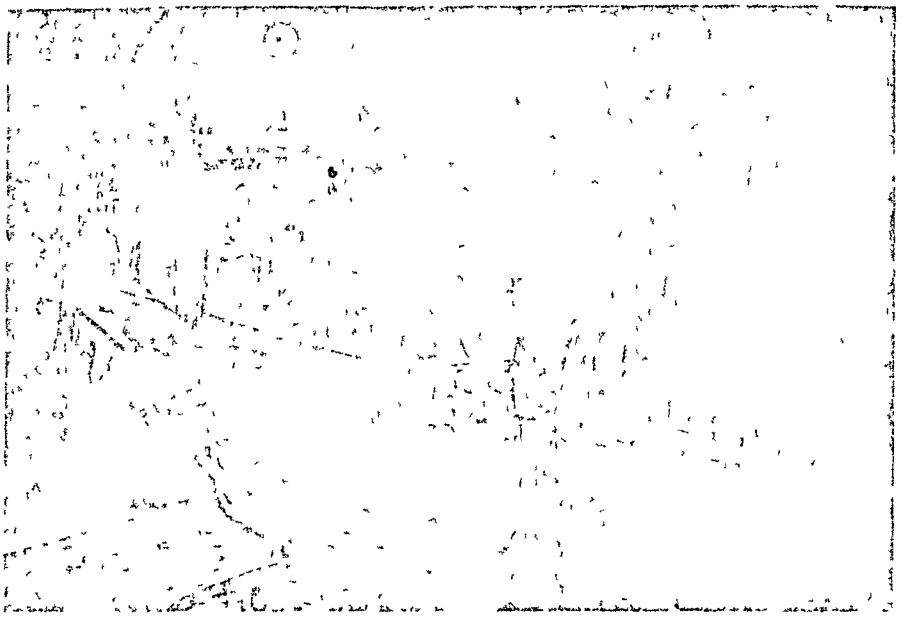
En el lanzado hacia abajo es difícil no atrapar el rebote, por lo que es preferible, en estos casos, (cubetas por ejemplo), colar el concreto en lugar de lanzarlo

1-12 SUCESION DE LAS OPERACIONES

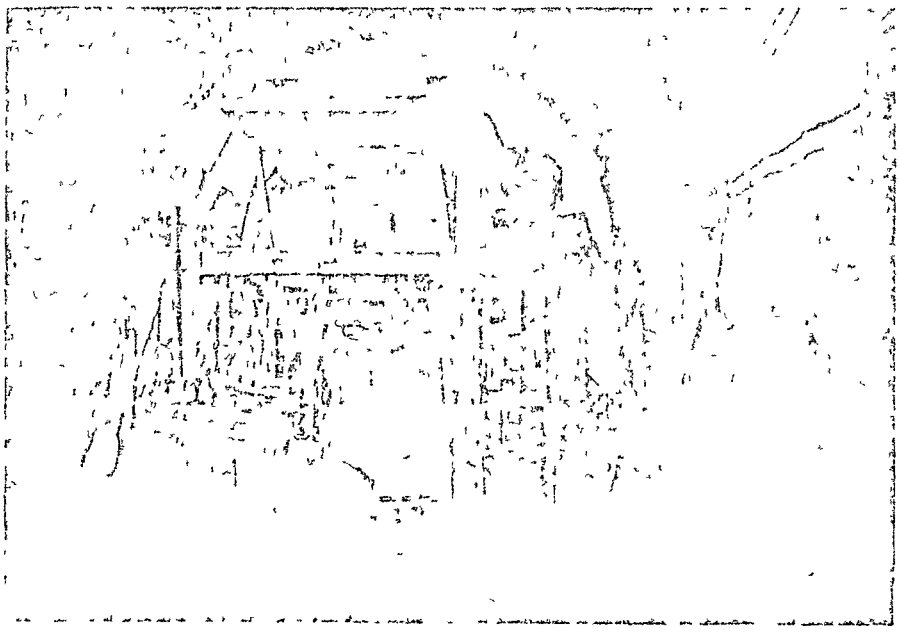
El concreto lanzado debe aplicarse lo antes posible después de la detonación para frenar el aflojamiento de la roca expuesta o afectada por la explosión. Debe aplicarse antes de que transcurran dos horas. Claro está que ello depende del tiempo puente en que la roca es capaz de autosoportarse

El arco o bóbeda requiere la primera aplicación, a veces inclusive lanzado desde la pala de rezaga, aunque esta práctica debe evitarse siempre que sea posible porque la pala no constituye un buen apoyo y no se pueden mantener las distancias

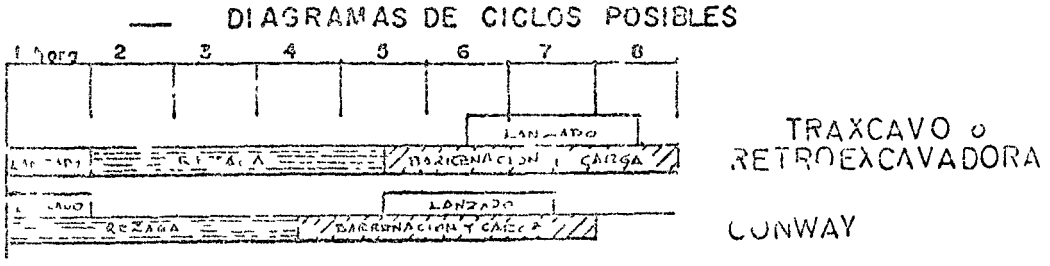
idecuadas Lo mejor en tuneles de más de 6m de altura es lanzar desde una plataforma deslizante adaptada al jumbo de barrenación, en su piso superior, de manera que libre la parte alta de la pila de rezaga, para ello conviene que ésta sea ni excesivamente alta ni excesivamente extendida, así el jumbo puede arrimarse lo más posible a la frente recién tronada.



Hay jumbos especialmente diseñados para que se pueda estar rezagando mientras desde la plataforma superior se esta lanzando, ésto acorta notablemente los ciclos de trabajo al poder traslapar parcial o enteramente las actividades de ademe y de rezaga



En varios frentes de la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, emplearon jumbos diseñados para poder obtener dicho traslape, con las rezagadoras Conway (Goodman 100), el traslape de ademe y rezaga fue mayor que donde se emplearon traxcavos o palas



La aplicación en el arco debe empezar pegada a la frente, que es donde más interesa impedir el aflojamiento. Este concreto lanzado debe ser capaz de soportar la detonación siguiente sin desprenderse, cuando apenas tenga unas dos horas de edad El espesor final puede completarse después, desde el mismo jumbo, mientras se está barrenando para el siguiente ciclo, y antes de que transcurran 24 horas de la tronada A menos de que tengan problemas de estabilidad particulares, las paredes pueden lanzarse de una sola vez, durante la barrenación siguiente, desde las plataformas laterales del jumbo y desde el piso Una zona de atención especial es el arranque del arco, donde se presenta la junta del concreto de la bóveda con el de las tablas o paredes, el lanzado ahí debe ser de particular alta calidad para garantizar el apoyo del arco y la continuidad estructural. Esto es difícil de lograr en el procedimiento de ataque a media sección y banqueo, cuando no se cuenta con jumbo o con andamios portátiles, y se lanzan todas las tablas desde el piso.

1-13 CONTROL DE CALIDAD

Dado que el concreto lanzado es una operación pesada, requiere una vigilancia constante para evitar que el lanzador, al buscar comodidad, deje lugares mal lanzados o con poco espesor de concreto que pueden acarrear fatales consecuencias

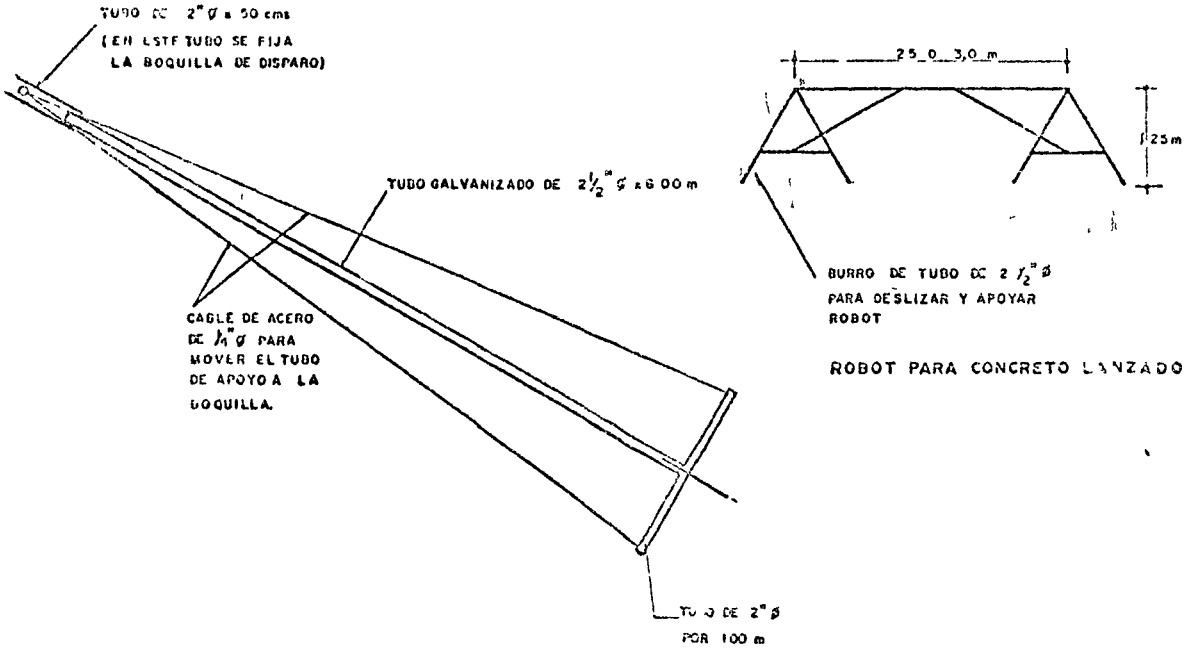
Se deben colocar maestras a espaciamientos de 1.5 a 2 m para controlar el espesor del concreto en forma aproximada Para certificar el espesor deben perforarse unos tres barrenos de 64mm (2 1/2") por ciclo, en puntos elegidos al azar y en zonas críticas

A su vez, deben realizarse pruebas de resistencia y de control de agregados (calidad y granulometría), periódicamente

La instrumentación con celdas de presión, extensómetros y puntos de referencia es, en ciertos casos, de primordial importancia para seguir paso a paso el comportamiento del sistema de concreto lanzado en roca.

1-14. LANZADO MECANIZADO

En ciertas aplicaciones se ha mecanizado el lanzado de concreto. Stabilator AB de Suecia, aprovechando la regularidad de la excavación con máquina tuneladora en el túnel carretero de Heitersberg, en Suiza, (11 m de diámetro), diseñó y puso a funcionar una estación automatizada de lanzado con brazos robots dirigidos desde un tablero de control. De este mismo tipo es el diseño de los brazos robots que han tenido gran aceptación en Europa, sobre todo en Suecia, ya que permiten al lanzador estar operando la boquilla a distancia, fuera de la zona de peligro de desprendimientos, y alejado del polvo y el impacto directo del rebote. La casa EIMCO también fabrica otro tipo similar de "robots". En la obra ya mencionada de la Ciudad de México, se construyeron unos "robots" elementales, no tan elaborados como los originales, que resultaron muy útiles en el lanzado de zonas que graneaban o estaban en proceso de desprendimiento.



I-15 SOPORTES COMPLEMENTARIOS

Cuando la masa de roca es competente, pero está formada por bloques relativamente grandes que pueden desprenderse en piezas individuales, es aconsejable utilizar anclas o pernos de tensión, para evitar el desprendimiento. Estos pueden usarse en combinación con el concreto lanzado, el cual sella las juntas entre bloques e impide o retrasa el aflojamiento.

En rocas poco competentes, donde cabe esperar movimientos importantes por relajación de esfuerzos al abrir la excavación, y donde las anclas de tensión no encuentran buen apoyo del expansor, es recomendable usar anclas de adherencia. Estas pueden ser del tipo PERFO, o simplemente varillas de refuerzo introducidas en barrenos inyectados con un mortero plástico, de consistencia de pasta de dientes, con un acelerador de fraguado y estabilizador de volumen.

Salvo las anclas que se aplican para sostener bloques individuales, el resto debe utilizarse en forma sistemática, en las condiciones dichas, con un patrón de distribución previamente elegido. Es común usar varillas de 16mm (5/8") a 25mm (1") de diámetro de longitudes variables entre 1.20 y 3.0m. y a separaciones de 1.50 a 2.50 m. En ocasiones se utilizan anclas de expansor huecas, para inyectar a través de ellas, el expansor en estos casos no es para levantar tensión, sino para mantener en posición el ancla, en tanto se inyecta, en aplicaciones sobre cabeza.

La malla de acero se acostumbra utilizarla como refuerzo del concreto lanzado, un poco pensando en que éste funciona como el concreto convencional que sin refuerzo de acero soporta poca tensión. En realidad, el concreto lanzado tiene una resistencia a la tensión que es del orden del 20% de la resistencia a la compresión y puede fluír y flexionarse como una membrana estructural para adaptarse a los movimientos de la roca. Por ello, en una gran cantidad de casos puede trabajar como soporte sin refuerzo alguno. En la técnica sueca generalmente se prescinde de la malla, en la técnica austríaca sólo se utiliza ocasionalmente, ya que se prefiere el trabajo combinado de anclas y concreto lanzado.

En lo posible debe evitarse el empleo de la malla porque presenta estos inconvenientes:

Entre grandes tramos de concreto lanzado, si una porción tiende a fallar y desprenderse, por presiones o deficiencias locales, tiende a arrastrar todo el resto

provocando una falla general o de gran magnitud, que de otra forma hubiese sido reducida

— La malla no se adapta a la geometría quebrada de la excavación y deja espacios donde se entrampa el rebote y no permite pasar el concreto lanzado posteriormente, por lo que el producto final queda de calidad muy irregular.

— La malla vibra al recibir el impacto del lanzado, y despega o desprende el concreto tierno recién colocado

La malla se usa a veces para formar columnas o trabes de concreto lanzado en combinación con anclas, varillas de refuerzo o, en algunos casos, armaduras simples de celosía. Estos elementos se utilizan como refuerzo en grandes vanos o huecos dejados por la detonación en zonas de debilidad o para rellenar cavidades formadas por cuñas o desprendimientos

Los marcos metálicos se usan también con frecuencia en combinación con el concreto lanzado, este suele actuar en estos casos como revestimiento de protección contra intemperismo y como liga estructural, pero el resultado suele ser un adente excesivamene rígido y muy sobrado

2 APLICACION DEL CONCRETO LANZADO EN LAS EXCAVACIONES DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DE LA CIUDAD DE MEXICO

2-1. ANTECEDENTES

Antes de 1962 no se había utilizado concreto lanzado en obras de ingeniería civil en México, pero sí se había usado en algunos casos la "gunita" Por esas fechas se repararon los túneles de Tequisquiac, que tenían revestimiento de mampostería ya muy deteriorado, el revestimiento nuevo se formó con concreto lanzado con agregado grueso de tamaño máximo de 9 5 mm (3/8") El procedimiento fue el de mezcla seca y se emplearon máquinas BSM de doble cámara a presión

En 1968 se empezó a aplicar concreto lanzado en los frentes de excavación 0-1 del Emisor y 0-13 de los Interceptores desde el entronque de los mismos con el Emisor El primer frente mencionado contaba con un jumbo de barrenación con plataforma deslizante en el piso superior, diseñado para poder traslapar la actividad de lanzado con las actividades de rezaga y de barrenación En 1969 se abrieron dos frentes más de concreto lanzado en los tramos 2-3 y 2-1 del Emisor A partir de 1970 se extendió la aplicción de este sistema a varios otros frentes, hasta llegar a tener en 1971-1972, veinte frentes simultáneos de concreto lanzado (en el período de mayor actividad de excavación) y treita y seis frentes en total donde se aplicó el sistema

El volumen lanzado supera los 225,000m³ de mezcla seca pasada por la máquina, (que fue la unidad de medida utilizada para estimar la obra ejecutada) La mayor parte de este volumen se lanzó en los años 1971, 1972 y 1973, por lo que fue necesario contar con una organización del trabajo a la medida de las necesidades de producción.

Hasta la fecha ha sido la aplicación subterránea de concreto lanzado de mayor volumen y con mayor concentración de equipo en el mundo.

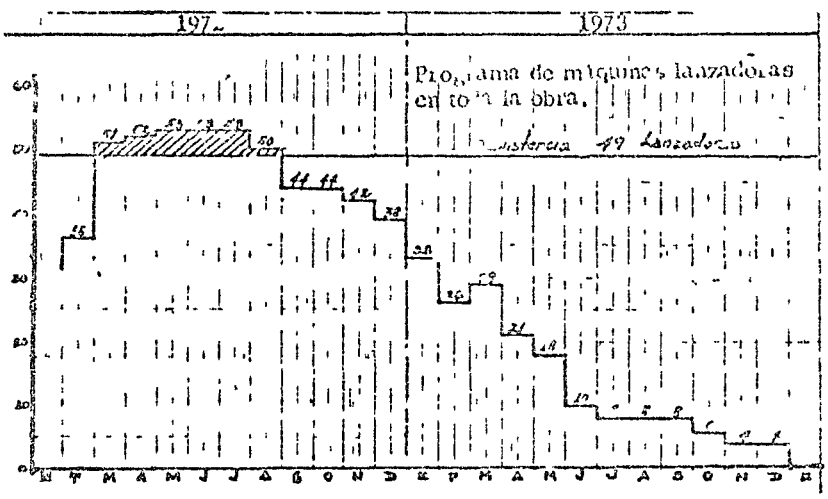
2-2 ORGANIZACION

Se contó para el control de calidad y para el diseño con la asesoría de la firma Mason, Stéwart y Dolmage de Canadá, que fue la introductora de la técnica del concreto lanzado en norteamérica y la que asesoró las primeras aplicaciones en los frentes de la lumbrera 0 del Emisor.

En la capacitación del personal y en el aspecto operativo de la producción del concreto lanzado se contó con el auxilio de la firma sueca Stabilator AB que también había participado en las primeras aplicaciones antes dichas Durante el período de mayor producción, Mason mantuvo a un ingeniero de planta en la obra, y Stabilator a un ingeniero y a seis sobrestantes. Con esta combinación de asesorías, se aplicaron, en donde más convino a la obra, principios de los métodos austríaco y sueco, con los ajustes locales

La obra se organizó, para el empleo del concreto lanzado, en grupos de producción y en un grupo de diseño, control de calidad y coordinación Los grupos de producción eran brigadas de lanzado adscritas a los frentes de excavación, formadas, para cada turno, por un cabo, dos lanzadores y sus ayudantes, un operador de lanzadora y su ayudante, dos tolveros en superficie y dos tolveros en el túnel se procuró tener dos carros tolva alimentadores y dos lanzadoras por frente de trabajo

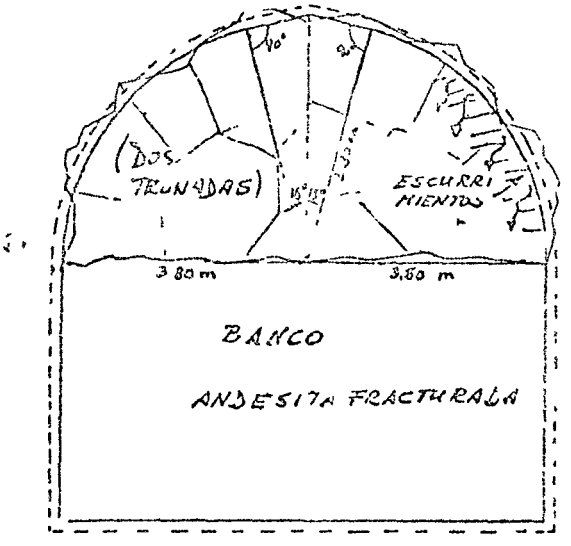
	LANZADORAS	CARROS DE AGREGADOS
L-11 0-C	1 BSM	2
L-0 0-13 C	1 REED	1
L-2 2-1	2 REED	3
L-4, 4-3	2 ALIVAS	2
4-5	2 Alivas	3
L-5, 5-4	2 REED	2
5-6	2 REED	3
L-6, 6-5	2 ALIVAS	2
6-7	2 ALIVAS	3
L-10 10-9	2 BSM	3
10-11	1 BSM	2
L-11, 11-10	2 REED	2
11-12	2 REED	3
L-12, 12-11	2 ALIVAS	3
L-14, 14-15	2 BSM	3
L-15, 15-14	2 BSM	2
15-17	1 BSM	3
L-17, 17-15	2 BSM	2
17-18	1 BSM	3
L-18-, 18-17	2 REED	2
18-19	1 REED	1
L-19, 19-18	2 REED	1
19-20	1 REED	1
L-10, 20-19	2 REED	1
20-P	1 REED	1
PORTAL	1 REED	-
T.M.C.	1 REED, 2 ALIVAS 1 BSM.	
TOTALES	22 REED, 12 ALIVAS 13 BSM (existencia presente)	57 (existencia 45)



1.- El plan propuesto de distribución de maquinaria se hizo con el criterio siguiente: una BSM por frente, más una extra por lumbrera, dos REED por frente para asegurar una siempre operando, dos ALIVAS por frente para dar la producción adecuada, cinco tolvas por lumbrera de producción (dos por frente y una extra), y una como mínima en frentes de protección.

El grupo de control, llamado Gerencia de Concreto Lanzado, estaba formado por un Gerente, los asesores, un laboratorio de control de calidad, un auxiliar técnico, un auxiliar de maquinaria, tres inspectores de tramo y diez inspectores de frente. Este grupo formuló las especificaciones generales, los diseños del concreto lanzado en cada tramo, los instructivos de operación, catálogos de partes y máximos de refacciones de cada máquina, las normas de calidad y los controles, coordinó la

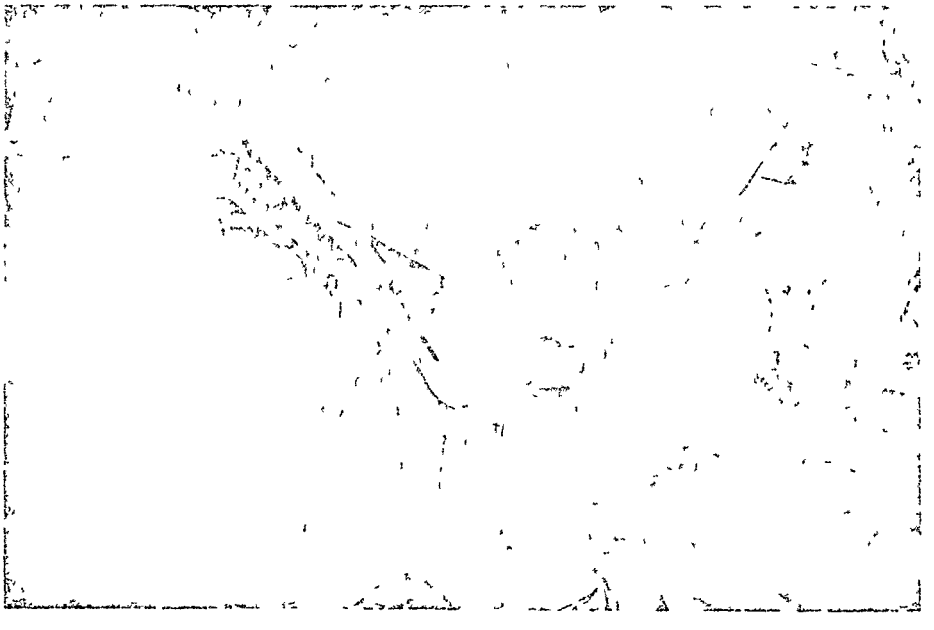
actividad del lanzado en toda la obra, programando los suministros de agregados, cemento y aditivos, equilibrando los recursos de personal y equipo de los frentes y diseñando el equipamiento en cada lumbrera y cada tunel, llevó el control de calidad de los ingredientes, (cemento, acelerantes, agregados) de la operación y aplicación mismas y del equipo (máquinas, mangueras, equipo auxiliar), seleccionó los proveedores de materiales, equipo y accesorios que cumplieran, en precio, tiempo y calidad, con los requisitos de la obra, e instruyó y capacitó al personal de la obra en esta nueva técnica.



TRONADA KM 24770 A KM 24773.50

LANZADO EN CLAVE KM 24770 A KM 24773.50

LANZADO EN PAREDES KM — A KM —



EJEMPLO DE REPORTE DE CAMPO

[illegible]
REPORTE [illegible] VISTA

I.- Lumbrera No 0 Frente L 0 A L 2 Fecha 28 Oct. 1971

Sobrestantes Rosalio Vel[illegible]uez Luis Pacheco
Alberto Nudes Cabon Rodolfo Herrera

Brigadas de Lanzado. 2/a 3/a

-Máquina de Lanzado: ALIVA Equipo de Rezaga CONWAY

Avance _____ Mt. del Km. _____ al Km. _____

II.- Espesores y volumen de concreto aplicado.

Espesores en el arco 15.0 cm. Paredes _____ cm. Frente _____ cm.

Volumen: en el arco _____ M3. Paredes _____ M3. Frente _____ M3.

III -Carros de agregados No de Carros _____

No	Hora llegada llenado	Tiempo estimado al [illegible]	Hora Salida vacío	CEMENTO Carga	[illegible]	ACELERANTE Marca	Carga	[illegible]	[illegible]	ARENA Cant.	M.M.	Proc
1	1645	1730-1740	1732	2 Ton	[illegible]	[illegible]	250 [illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	3/4	COGUSA LECHERIA
2	1750	1755-1830	1835	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
3	1919	1920-1950	1953	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
4	2000	0345-0350	0354	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
5	0358	0455-0455	0456	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
6	0503	0506-0600	0604	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
7	0606	0608	No se	lanzó	—							
							(17)					

IV.- TIEMPOS DE LANZADO.

a) Horas de las tronadas 1520 Hs. 2240 Hs. _____ Hs. - más de 1 hora

b) Avances de las tronadas 2.00 Mt. 1.80 Mt. _____ Mt.-

c) Comienzo del lanzado en el nuevo avance 1700 Hs 0350 Hs. _____ Hs. _____

d) Terminación la. capa en la clave 1920 Hs. 2405 Hs. _____ hs.

e) Terminación de la sección, estacion _____ Km.

V.- MUESTREO.

Descripción de tipo, fecha, lugar, etc _____

Se transportó a los laboratorios una muestra de concreto (artesa) tomada el día 26-X-71 a las 1330 hs.

POR TOLVA SE EMPLEARON 2 TON DE CEMENTO CRUZ AZUL TIPO II, 4 M3 DE AGREGADOS DE COGUSA Y 250 LTS. DE ACELERANTE LIQUIDO ESTABILATOR

V.- DESCRIPCION GENERAL DEL TRABAJO REALIZADO
(Complementaria con la hoja de Descripcion Geologica).

a) Condiciones del terreno: Tipo de roca, localización y espaciamiento de fracturas, cantidad de agua, descripción del --- perímetro tronado y del perfil del tramo avanzado, V.gr. regular, irregular o lunoso etc. La roca encontrada en la frente y en paredes es del tipo andesita, es poco fracturada, la cual no ofrece ninguna seguridad para poder trabajar con comodidad se aprecian pequeños escurrimientos superficiales en el lado derecho, el perfil tronado es de forma irregular

b) Cantidad de sobrexcavacion, (en el perímetro y en el perfil -- longitudinal), promedio 35 cm.

c) Condiciones del lanzado. Buenas

1.-Indicar desde donde se hizo el lanzado, la clave: De banqueo y jumbo y las paredes: de jumbo y pico natural

2.-Presión del aire 4 Kg/cm² distancia de boquilla 2 Mt. angúlo del lanzado 90°/75°, tiempo del fraguado 60 Seg.

3.- Observaciones de la calidad Buena

4.- Condiciones de maquinaria y equipo de lanzado y consumo de --- refacciones y accesorios (incluír equipo en operación, en reparación y en espera u ocioso) Trabajó en buenas condiciones el equipo y maquinaria, se les ha indicado a los operadores de las labores que tomen las precauciones para tener en buenas condiciones estas maquinas ya que limpiándolas cada vez que haya oportunidad y siguiendo el mantenimiento preventivo

5.- Interrupciones y tiempos perdidos (lanzado)

VII.- DESCRIPCION DEL CICLO.

a) Actividades y tiempos (notar los traslapos)

1.- BARRENACION De 1300-1433 hs De 2005-2140 hs
2.- TRONO: 1520 hs
3.- CARGA 1435-1459 hs 2145-2230 hs
4.- ACARREO 1520-1550 hs
5. LANZADO: 1700-1950

b) Equipo y personal del concreto lanzado en túnel y superficie--
(número de gentes y puestos. Dar una relación detallada la prime-
ra vez y cada vez que haya cambios) EQUIPO EN TUNEL 3 ALIVAS
2 en el frente 1 en confluencia de interceptores, 2 Tolvas
317-7001 y 317-7003 PERSONAL 1 cabo de lanz 2 lanz. 2
Ayts. de lanz 1 op. de aliva 2 Ayts de op. de aliva

c) Descripción del sistema de adere y del procedimiento de insta
lación. Se continúa colocando anillos longitudinales
a base de barras de 1 1/2", recubriendo el marco de acero
en esta sección no se colocaron mallas de concreto espe-
sores cada 2.00 mts.

d). Trabajo de lanzado en otras localizaciones aparte de los fren
tes: (indicar cadenamiento, características del trabajo y tolvas
lanzadas).

VII.- INVENTARIO DE MATERIALES, REFACCIONES Y ACCESORIOS PARA EL ---
CONCRETO LANZADO DESCRIPCIONES Y CANTIDADES (movimientos de
almacén y de bodegas o depósitos de materiales).

No hubo movimientos de almacén

IX - O B S E R V A C I O N E S

de 5 a 17h Durante el turno del día no se lanzó se estuvo barrenando para salidas de agua y terminando de recibir el marco. Se barrenó la media sección de arriba de 12 á 15 y trabe 15.15 hasta las 16.45 no se lanzó el concreto.

R E V I S O :

S U P E R V I S O :

Ing. Alfonso Ramos Hdez.

RELACION DE FRENTES DE CONCRETO LANZADO

FRENTE	LANZADORAS	O B S E R V A C I O N E S
0-3	ALIVA	Concreto lanzado como ademe, espesores de 4" a 6" según las condiciones de la roca. Anclas ocasionales.
3-3	REED	Concreto lanzado como ademe. Espesores de 4" a 8" según las condiciones de la roca. En zonas de falla o muy fracturadas refuerzo con concreto lanzado con malla y anclas y eventualmente a base de concreto.
4-5	REED	Tratamiento de inyecciones para mantener el gasto de agua dentro de niveles manejables. Concreto lanzado como ademe en iguales espesores que el otro frente. Drenes y canalizaciones eventualmente malla para que el concreto no se bote con el flujo de agua. En zonas de falla igual al otro frente.
5-4	REED	Concreto lanzado como ademe en espesores de 6", refuerzo de adherencia o anclas "perfo". Drenes y canalizaciones en zonas de agua. Refuerzo adicional de marcos de concreto en zonas flojas.
5-6	REED	Igual al anterior.
6-5	ALIVA	Igual al anterior
6-7	ALIVA	Igual al anterior.
10-11	B.S.M.	Concreto lanzado como ademe así como para reforzar y ligar marcos metálicos. Espesores de 4" a 6". Control de agua con drenes y canalizaciones. En zonas descompuestas o de falla, malla, anclas y marcos de concreto.
12-11	ALIVA	Concreto lanzado como ademe. Espesores de 4" a 6", así como para reforzar y ligar marcos metálicos.
15	REED y B.S.M.	Concreto lanzado como ademe en espesores de 4" a 6". Control de agua con drenes y canalizaciones.
15-14 15-17	B.S.M.	Concreto lanzado como ademe, alternado con ademe convencional, en espesores de 4" a 6". Refuerzo y liga del ademe convencional con concreto lanzado. Control de agua con drenes y canalizaciones.
17-15 17-18	B.S.M.	Igual al anterior
18-17	REED	Igual al anterior
20-19 20-P	B.S.M. y REED	Concreto lanzado como protección contra intemperismo y como refuerzo y liga del ademe convencional
Portal-20	REED	Igual al anterior.

2-3 USO DEL CONCRETO LANZADO

El concreto lanzado, salvo en el Valle de Tepotzotlán (en el tramo 8-9A), se aplicó prácticamente en todas las formaciones geológicas atravesadas por el túnel Emisor, tanto en tramos secos como en tramos con filtraciones importantes de agua. Su aplicación en los Interceptores fue limitada, los tramos en tobas redepositadas y limos, arenas y arcillas de la zona de Transición de la Ciudad de México, donde va alojada la mayor parte de éstos túneles, se excavó con escudos de frente abierto y ademe de dovelas de concreto, sólo en las inmediaciones de la lumbrera 0 se excavaron con concreto lanzado como ademe unos 150 m. del Interceptor Oriente y 250 m. del Interceptor General, con no pocas dificultades, en los tramos de roca de estos túneles se prefirió, en general, continuar con el procedimiento de marcos metálicos y madera, por no cambiar de sistema, y sólo en caídas locales, en tramos que se quisieron proteger contra intemperismo y en las cámaras de montaje y desmontaje de algunos escudos, se empleó el concreto lanzado con muy buenos resultados.

Se introdujo el empleo del concreto lanzado en esta obra con la meta casi exclusiva de incrementar los rendimientos de excavación. Esto se logró al simplificar las maniobras de manejo y acarreo de materiales de soporte en las áreas de lumbrera y en los frentes, al disminuír o eliminar las dificultades en el frente de ataque y al obtener un traslape parcial o total, cuando el frente estaba bien equipado, de las actividades de ademe con otras actividades del ciclo como la rezaga y la barrenación.

De la lumbrera 0 a la lumbrera 7 (series Guadalupe y Tarango), se usó como ademe único concreto lanzado de 15 cm. (6") de espesor en el arco y 10 cm. (4") en las paredes. En escasos tramos de roca muy competente, dividida en bloques grandes, el espesor fue menor, pero normalmente se aplicó en todo su espesor como un ademe continuo según la técnica austríaca. En el tramo comprendido dentro de la serie Tarango, formada por tobas blandas, pómez, limos y conglomerados y en tramos localizados de roca incompetente, muy alterada o fracturada, se usó el concreto lanzado complementado con anclas de adherencia. Se colocaban éstas unos 7 m. detrás del frente, desde el jumbo de barrenación, y en forma sistemática. En casos extremos el anclaje se llevó pegado al frente. Se usaron anclas tipo SN, que son simples varillas de refuerzo de 19 ó 16 mm. (3/4" ó 5/8") de diámetro

colocadas en barrenos de 2 ó 3 m de profundidad rellenos de un mortero espeso inyectado con bomba, la separación varió entre 1.50 y 2.50 m. En algunos tramos se usaron anclas de expansor huecas, ya comentadas antes, el expansor servía no para dar tensión sino para detener el ancla en posiciones difíciles. La efectividad de las anclas fue demostrada tanto por la estabilidad del túnel como por los resultados de numerosas pruebas de extracción.

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPRESION SIMPLE A QUE SE SOMETIERON LAS MUESTRAS DE LECHADA DE INYECCION. DE LAS ANCLAS DE FRICCION TIPO GS.F INSTALADAS ENTRE LAS LUMBRERAS 15 Y 17 DEL EMISOR CENTRAL.

Localización de la lechada muestreada	Fecha de muestreo	Resistencia a la compresión simple en kg/cm² a la edad de 1 día	3 días	7 días	Observaciones
L15 + 700	3-V-73	-	-	97	
L15 + 700	3-V-73	20	60	149	
L15 + 700	25-IV-73	-	-	223	
L15 + 565	25-IV-73	-	-	145	
L15 + 565	25-IV-73	30	75	232	
L17 - 2340	16-V-73	57	127	70	Nota 1

Nota 1.- Aparentemente la lechada no se mezcló uniformemente.

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPRESION SIMPLE A QUE SE SOMETIERON LAS MUESTRAS DE LECHADA DE INYECCION EN LAS ANCLAS DE FRICCION TIPO GS-F

LAPSO DE PRUEBAS DEL 3 DE OCTUBRE AL 7 DE NOVIEMBRE DE 1972

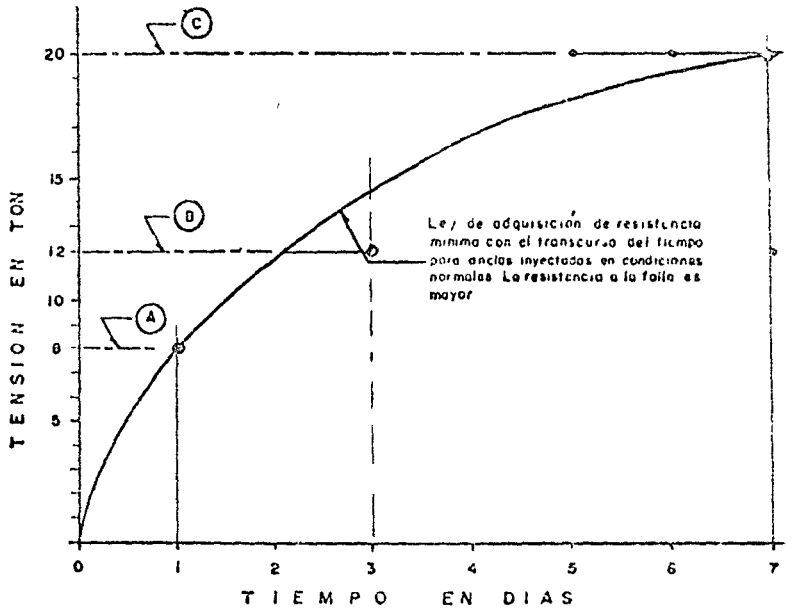
Localización de la lechada muestreada			Fecha de muestreo	Resistencia a la compresión simple en Kg/cm² a la edad de		
Lumbrera	Frente	Cadenamiento		1 día	3 días	7 días
5	56	0+725	3-X-72	31	60	216
6	65	0+180 (muro)	3-X-72	48	163	[illegible]
5	54	0+500	10-X-72	58	129	209
5	56	0+750	10-X-72	42	102	133
5	54	0+595	24-X-72	23	67	115
6	65	0+240	24-X-72	20	53	113
5	54	0+630	31-X-72	106*	106*	88*
5	56	0+810	31-X-72	60	106*	117*
5	54	0+660	7-XI-72	118	130	178

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE EXTENSIÓN REALIZADAS EN LAS ANCLAS DE FRICCIÓN TIPO GS.F COLOCADAS ENTRE LAS NUMERADAS 15 y 17 DEL EMISOR CENTRAL. TODAS LAS ANCLAS REFERIDAS SON DE 3/4"ø x 4.0m DE LARGO COLOCADAS EN BARRENOS DE 1.5/8"ø .

Localización del ancla probada	Fecha de prueba	Tiempo de inyectadas (días)	Tensión Máxima aplicada al ancla (ton)	Observaciones
Cadeo L15 + 700	17-IV-73	5	17	Nota 1
Muro Este	"	5	20	Nota 2
Cadeo L15 + 700	24-IV-73	7	20	Nota 2
Muro Este	"	7	20	Nota 2
L15 + 573	9-V-73	6	20	Nota 2
Muro Este	"	6	20	Nota 2
"	"	6	20	Nota 2
L15 + 573	16-V-73	7	12	Nota 2
Muro Este	"	7	20	Nota 2
L17 -1367	18-V-73	1	8	Nota 2
Muro Este	"	1	8	Nota 2
L17 - 1524	6-VI-73	5	20	Nota 2
Muro Oeste	"	5	20	Nota 2
L17 - 1526	6-VI-73	5	20	Nota 2
Muro Este	"			
L17 - 436	15-VI-73	1	8	Nota 2
Muro Este	"	1	8	Nota 2
"	"	1	8	Nota 2

Nota 1.- La prueba se suspendió, ya que aparentemente el ancla estaba fallando y dado que se había superado la tensión mínima requerida, no tenía objeto fallarla.

Nota 2.- La prueba se suspendió sin que el ancla fallara.



ANCLAS DE 3/4"ø X 4m DE LARGO COLOCADAS EN BARRENOS DE 1 5/8" ø

RESULTADOS OBTENIDOS EN PRUEBAS DE EXTRACCION DE ANCLAS

Localización de las anclas probadas	Tiempo de inyectadas (días)	Longitud del ancla (m)	Tensión máxima aplicada al ancla (ton)	Observaciones
L5 Fte 54 0+520 (Oct 17,72)	7	1.0	11.5	Falló en la cuerda de sujeción
L6 Fte 65 0+200 (Nov. 14,72)	7	1.0	16.0	Falló en la cuerda de sujeción

RESULTADOS OBTENIDOS EN PRUEBAS DE EXTRACCION DE ANCLAS

Localización de las anclas probadas	Tiempo de inyectadas (días)	Longitud del ancla (m)	Tensión máxima aplicada al ancla (ton)	Observaciones
L6 Fte 67 Cad 0+510 Muro oriente	7	2.7	5	Zona en que el material es muy arenoso y esta fracturado.
L5 Fte 56 Cad 0+390	7	2.7	20	Nota 1
0+562 Muro oriente	7	2.7	4	Aparentemente estaba mal inyectada
Cad 0+580 Muro poniente	7	2.7	15	Falló entre la lechada y la varilla
L5 Fte 54 Cad. 0+620	7	2.7	0	No estaba inyectada.
0+700 Muro poniente	7	2.7	20	Nota 1
Cad 0+500 Muro oriente	7	2.7	20	Nota 1
L6 Fte 65 Cad 0+135 Muro oriente	7	2.7	20	Nota 1
Cad 0+150 Muro poniente	7	2.7	20	Nota 1
L5 Fte 56 Cad 0+920 Muro poniente	7	2.7	13	Presentan inyección deficiente
Cad 0+910 Muro oriente	7	2.7	0	Presentan inyección deficiente

Nota (1) Prueba suspendida a las 20 Ton. capacidad máxima del equipo de prueba.

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPRESIÓN SIMPLE A QUE SE SOMETIERON LAS MUESTRAS DE LECHADA DE INYECCIÓN DE LAS ANCLAS DE FRICCIÓN TIPO GERF

LAPSO DE PRUEBAS DEL 13 DE NOV. DE 1972 AL 12 DE ENERO DE 1973

Localización de la lechada muestreada			Fecha de muestreo	Resistencia a la compresión simple en Kg/cm^2 a la edad de		
Lumbrera	Frente	Cadenamiento		1 día	3 días	7 días
5	54	01-674	13-XI-72	17	8.	122
5	54	01-674	13-XI-72	12	53	100
5	54	04-840	4-I-73	20	121	142
5	56	04-980	4-I-73	20	82	128
6	65	04-461	5-I-73	93*	108*	124

En las lumbreras 9A y 11 (serie Tepotzotlán), el concreto lanzado se usó junto con marcos metálicos y tornapuntas (viguetas H de 15 cm. (6") a separaciones de 1 a 1.5 m), para resistir empujes del terreno. Estos empujes fueron causados por expansión de minerales montmorilonítico presentes en el material excavado, que era un producto de descomposición y devitrificación de tobas riolíticas o ignimbritas. El concreto se colocaba primero, después los marcos y tornapuntas, que se castigaban con madera y, en algunos tramos se volvía a lanzar para ligar los marcos formando bóvedas de concreto entre ellos. Aunque la opinión de los asesores fue la de usar solamente concreto lanzado y anclas en este tramo, se prefirió el sistema dicho por las dificultades prácticas encontradas. Cuando se usaron los marcos metálicos sin concreto lanzado o cuando éste era de un espesor delgado, se presentaron desplazamientos de los marcos y fracturamiento del concreto. Hubo tramos que se tuvieron que redemar dos y tres veces.

En las series Huehuetoca y Sincoque, entre las lumbreras 14 y 18, la roca fue, en general, de buena calidad (andesitas y basaltos), salvo pequeños tramos problema en que aparecía una arcilla muy compacta menos competente que la roca, por lo que fue posible emplear la técnica sueca de colocar un pequeño espesor de concreto lanzado en toda la superficie y rellenar las esquinas y fracturas con espesores de 10 a 30 cm (4" a 12"), para evitar el aflojamiento y deslizamiento de bloques. El método dió buenos resultados, en general, aunque el constructor cambiaba al ademe convencional de marcos metálicos y madera cuando encontraba agua o mal terreno con el objeto de mejorar el factor de seguridad.

En el tramo del túnel entre la lumbrera 15 y el Portal (margas calcáreas) se lanzó concreto sobre el sistema convencional de marcos metálicos con tornapuntas. Los frentes se avanzaron a media sección y banqueo, y el concreto se aplicó solo para proteger al terreno del intemperismo, los asesores habían recomendado el uso de concreto lanzado y anclas en este tramo. En un gran caído que se produjo al estar rehabilitando el túnel, en un tramo donde no se habían puesto tornapuntas, se pudo emplear el sistema propuesto por los asesores para recuperar el tramo con muy buenos resultados, como se describe mas adelante.

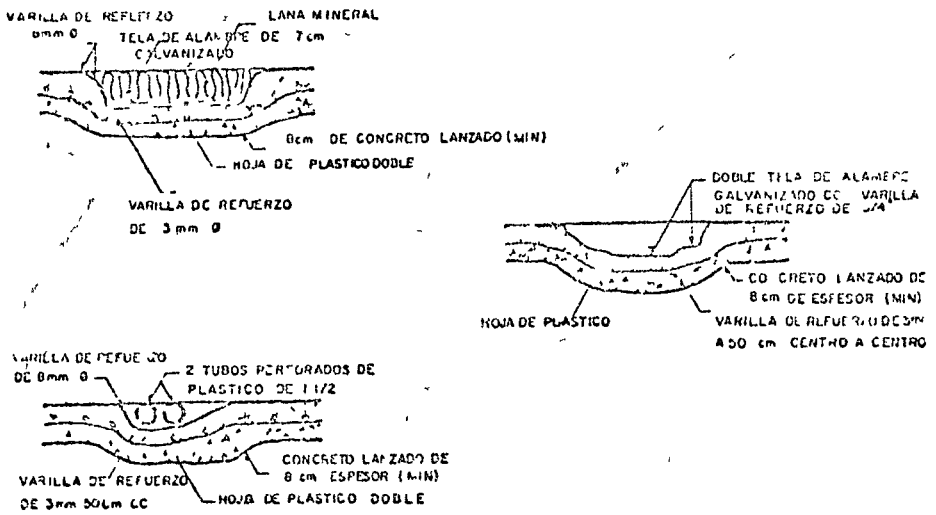
2-4 COMPONENTES Y TECNICAS

Aunque algo se ha mencionado al respecto en el inciso de Generalidades, conviene insistir sobre ciertos aspectos relevantes.

La cantidad de cemento por m^3 de mezcla seca fue de unos 450 kg/m^3, que es alta pero plenamente justificada dada la baja densidad de los agregados y su calidad media (en la zona es imposible conseguir agregados de alta calidad). Los aditivos acelerantes fueron de muy alta calidad. Dieron tiempos muy cortos de fraguado inicial (inferiores al minuto) necesarios en las aplicaciones en terrenos con filtraciones o con material desgranable o deleznable de corto tiempo de autosoporte. La perdida de resistencia por el empleo de acelerantes fue aceptable (no mayor de 20%)

Bajo condiciones difíciles se usaba primero un concreto muy acelerado, aunque no fuese de alta calidad, para proveer de un soporte inmediato, sellando las juntas y fisuras de las rocas y asegurando los bloques menos estables y canalizando y drenando el agua. Después se completaba el espesor de concreto lanzado en capas de 5 a 15 cm (2" a 6") con menos acelerante. Se lograba así el efecto de prolongar el tiempo puente o de autosoporte de la roca.

Las filtraciones de agua se controlaban con la instalación de tubos de drenaje que eran simples niples y tubos de PVC, algunos precedidos por pequeños barrenos colectores. Se controló más fácilmente el agua proveniente de grietas o fracturas que el agua que trasminaba de formaciones porosas. En este último caso se recurrió a todo tipo de artimañas con tubos de drenaje, láminas, mallas y grandes cantidades de acelerantes.



DISTINTOS METODOS DE DRENAJE PARA LANZADO DE CONCRETO EN TERRENO HUMEDO

2-5. EJEMPLOS SOBRESALIENTES

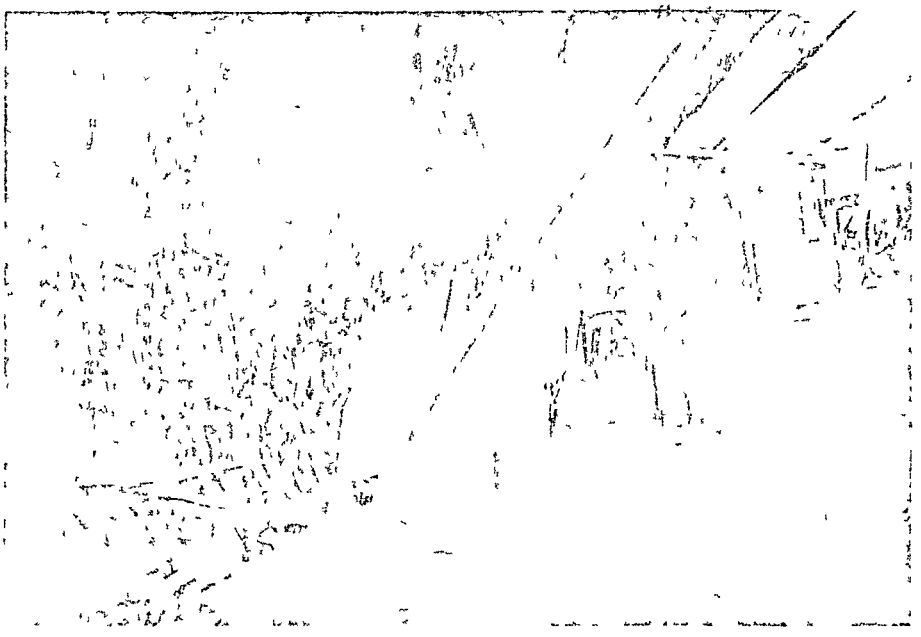
LUMBRERA - 0

En la transición de Interceptores al Emisor en la lumbrera 0, se excavo en la zona intermedia entre la serie Guadalupe y la llamada zona de Transición del subsuelo de la Ciudad de México en formaciones más parecidas a las de esta zona que las de aquélla, ya que eran tobas muy blandas (de 2 a 5 kg/cm^2 de resistencia en compresión simple), y limos arenosos y arcillosos compactos con intercalaciones de arena limpia acuífera (20 a 30 lt/seg), de hasta 60 cm de espesor que es arrastrada por el flujo de agua. La excavación llega a alcanzar un ancho de 17 m. y una altura de 10 m. en el entronque. La excavación se hizo con paletas neumáticas en sección superior y banqueo (15 m de largo) El ademe fue de 20 cm. (8") de concreto lanzado cubriendo toda la sección y anclas de adherencia de 2 5 m de longitud separadas 3 x 3 m. en el arco y en las paredes Esta sección se mantuvo sin refuerzo adicional hasta que se revistió cuatro años después Adentrándose en los Interceptores se siguió excavando con este procedimiento en limos, cuya calidad empeoraba a medida que se penetraba en la zona de Transición del subsuelo antes mencionada Por falta de control de las filtraciones, el piso fue siempre un problema por que a causa de la sobre-saturación era poco estable El concreto lanzado del arco y las paredes no tenía una buena base de apoyo y hubo desprendimientos en las paredes y

algunos caídos. Sin embargo, estos tramos permanecieron también por algo más de tres años sin otro refuerzo que el concreto lanzado y anclas de adherencia, hasta que fueron revestidos. Las excavaciones con este procedimiento se suspendieron en estos tramos al presentarse caídos importantes en el frente en zonas de arenas acuíferas con arrastre por filtraciones no controladas. De haberse controlado el drenaje por bombeo, como se hizo en el ataque posterior con escudo, seguramente se podría haber avanzado más con concreto lanzado y refuerzo adicional de anclas como ademe.

En la excavación del tramo 0-2, en la serie Guadalupe, hubo algunos caídos, en zonas de fallas y brechas, que fueron recibidos con concreto lanzado, anclas y marcos y trabes de concreto lanzado para poder recuperar el túnel en una o dos semanas en lugar de uno, dos o más meses que se habría tardado de no haber optado con este sistema.

En el frente 4-5 del Emisor Central, se excavó en andesitas muy fracturadas relativamente sanas y estables pero con algunas zonas de falla. A través de las fracturas y en fallas se infiltraba una gran cantidad de agua (hasta 4 lt/seg/m) que dificultaba considerablemente el avance y que amenazaba con inundar el túnel al rebasar la capacidad de bombeo instalada. Se decidió entonces efectuar un tratamiento de impermeabilización tal, que el gasto de filtración se mantuviera siempre en un 30 abajo de la capacidad de bombeo instalada. El tratamiento se efectuó desde un túnel piloto sin ademar, localizado al centro de la sección y adelantado 15 a 20 m. del frente de sección completa, y consistió en barrenos de exploración y de inyección distribuídos en aureolas al frente y radiales. Después de la inyección a alta presión, las infiltraciones se reducían lo suficiente para permitir el ataque a sección completa sin aumentar la capacidad de bombeo. El ataque a sección completa se llevaba con concreto lanzado como único ademe y con tubos de drenaje para localizar y canalizar los flujos de agua. El tratamiento se completaba en la excavación a sección plena con inyecciones de "piel" en las áreas donde todavía había flujos concentrados. El empleo del concreto lanzado como único soporte facilitó notablemente la inyección de "piel", ya que proporcionaba una cubierta continua de la roca y canalizaba el agua hacia los tubos de drenaje previamente instalados.



2-6. EFECTIVIDAD DEL CONCRETO LANZADO EN EL CONTROL DE CAIDOS.

En varias ocasiones el concreto lanzado se empleó no sólo para soportar una cavidad de derrumbe, una vez estabilizada naturalmente, sino para frenar de hecho el proceso del "caído". Esta cualidad fue tan ampliamente reconocida que aun frentes que no llevaban concreto lanzado como ademe principal estaban provistos de instalaciones y equipo de concreto lanzado para hacer frente a cualquier amenaza de caído

El proceso de estabilización era el siguiente

Se elegía una área segura detrás del caído que se reforzaba con un marco de concreto lanzado y malla. Desde esta zona protegida se introducía la boquilla al interior de la cavidad mediante un "robot" formado por un tubo de unos 7 m de largo con un manual en el extremo del lanzador que accionaba unos cables sujetos en el otro extremo a un soporte de pivote donde estaba sujeta la boquilla, el robot se apoyaba en una barra transversal con pasadores El lanzado se empezaba en las áreas que más granceaban, concentrándolo en las grietas y en las esquinas Se iba formando el ademe de concreto de la boca de la cavidad hacia arriba, confinando poco a poco la zona que se caía hasta que cesaba de caer, entonces se terminaba de

lanzar y de reforzar, generalmente con marcos de concreto lanzado y anclas. De esta manera fue posible recobrar frentes caídos en una o dos semanas que de otra forma habrían causado mayor demora.

El caído que se produjo al rehabilitar el túnel entre las lumbreras 20 y 21, en margas calcáreas, abarcó una longitud de 26 m, ancho de 10 m y una altura de 14 m. Inmediatamente después de terminar de caer, se lanzó concreto en espesores de 15 y 20 cm. (6" y 8") seguido por refuerzo adicional de marcos de concreto lanzado, formando arcos y trabes, y de anclas de adherencia de 4 y 7 m. de longitud. El material desprendido se retiró cuidadosamente y se fue completando el concreto lanzado hasta la cubeta. No se requirió rellenar el hueco o adicionarle más soportes antes de dejarlo definitivamente revestido, varios meses después.

3.- CONCLUSION

El concreto lanzado demostró ser una herramienta primordial y utilísima en la excavación del Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México. Probablemente por primera vez en América, su aplicación abarcó una gran diversidad de condiciones difíciles de tuneleo, y aun en circunstancias de caídos, en terrenos blandos, en rocas muy fracturadas, en formaciones expansivas y plásticas y en presencia de grandes filtraciones de agua.

Ello se logró gracias a una muy efectiva combinación de cemento y acelerante para alcanzar tiempos de fraguado extremadamente cortos, y a una oportuna y eficaz coordinación de la producción y del control de calidad.

REFERENCIAS

- Spray Concrete (Shotcrete)
  Section 12 Rock Mechanics
  Por E.E Mason y R.E. Mason a publicarse por Van Nostrand, Reinhold & Company.

- Support Shotcrete in the Mexico City Drainage Tunnels, por R.E. Mason, artículo no publicado.

- Use of Shotcrete for Underground Structural Support Publication SP-45, ASCE 1973.

- Capítulo 8, "Shotcrete" de la publicación "Desing of Tunnel Liners and Support Systems" Final Report 1969 Clearinghouse por D U Deere y al

- Shotcrete Manual Recopilación de varias publicaciones, hecha por A.A. Mathews

- Especificaciones, instructivos y controles elaborados bajo el título de "Concreto Lanzado", Túnel, S.A. de C.V.

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

"EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES"

Prof. Ing. Mariano Ruiz

Marzo 1977

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso México 1, D F. Tel 521-40-20 5 Líneas

LA GEOLOGIA EN LA CONSTRUCCION DE TUNELES

EXPLORACIONES.

Para conocer las condiciones Geológicas bajo las que se realizará una obra subterránea o especificamente un tunel, es necesario realizar una intensa campaña de exploración por medio de métodos indirectos, complementados, lo más ampliamente posible, con obras directas.

Los métodos indirectos por sí solos (fotogeología y geofísica) no permitirán llegar a conclusiones definitivas acerca de las condiciones geológicas de una área en particular aunque sí permitiitán orientar mejor la exploración con obras directas (perforaciones, pozos y excavones) y limitar el número de ellas para hacer la exploración más económica. De las exploraciones directas son sin duda los socavones los que proporcionan información más valiosa no solo concerniente al aspecto geológico sino sobre todo al de construcción (costo de excavación, medios mecánicos a emplear, distribución de barrenos, etc.).

Algunas veces por circunstancias muy especiales (terreno extremadamente abrupto por ejemplo), la construcción de una obra subterránea pudiera tener como único antecedente un levantamiento geológica topográfico detallado. En todos los casos el levantamiento mencionado debe ser exhaustivo lo que permitirá preveer las condiciones geológicas que van a ser encontradas.

El levantamiento geológico, si las rocas no se encuentran cubiertas por rellenos o enmascaradas por suelo o depósito de talud, permitirá determinar

la presencia, posición y magnitud de fallas, el grado de fracturamiento de las rocas los contactos de las distintas formaciones o unidades geológicas. Si las rocas se encuentran enmascaradas por suelo o depósito de talud es necesario remover estos materiales, si su espesor no es mayor de 5 m, para poder hacer observaciones directas de la roca. Si el espesor de la cubierta es muy grande hay que recurrir a pozos a -- cielo abierto o a perforaciones.

Las condiciones geológicas a profundidad llegarán a precisarse mediante la ejecución de perforaciones realizadas desde la superficie del terreno o en el - interior a medida que avanza la obra.

A continuación se señalará a grandes rasgos, la información que puede obtenerse de las perforaciones, ya sean estas ejecutadas como se dijo antes, en el interior de la obra una vez iniciada la construcción de la misma, o bien desde - la superficie del terreno, en la etapa de exploración.

Por lo regular, para perforaciones en roca se utilizan brocas de diamante, en diámetro NX (3") con barril muestrero doble giratorio a fin de alterar - lo menos posible la muestra.

En la Fig. I se presenta lo que llega a ser el perfil geotécnico de - una perforación; los datos que se señalan son el resultado de la perforación misma, del estado de la roca y de pruebas de laboratorio. Suministran información muy - valiosa sobre el comportamiento de las rocas en el subsuelo, con base en la alteración y fracturamiento el grado de saturación, permeabilidad y la composición de- las aguas y de las rocas.

Perforación No.

Fecha inic.: Fecha term.:

Proyecto:

Coordenadas o cadenamiento: Altitud:

Inclinacion: Dirección:

Perforista: Construyó:

Supervisó:

Prof. en m.	Diámetro	Vel. de Perforación 1h. 2h	Recuperación en % 0 50 100	Indice de calidad de Roca R.Q.D. 50 100	Permeabilidad	Litología	observaciones
1.00							
2.00	NX						
3.00							
4.00							
5.00	BX						

NAT. → Nivel de aguas freáticas

↘ Prof. tubería de ademe

↓ Pérdida parcial o total del fluido de perforación

↑ Artesianismo

T = temperatura del agua en grados centígrados

Figura No. 1

Para elaborar mejor un perfil geotécnico, no está por demás hacer - resaltar la importancia que tiene exigir al perforista que observe durante la perforación, algunos aspectos que hablan elocuentemente de las condiciones en que se encuentran los materiales a profundidad, observaciones que deberán ser anotadas con el mayor detalle en su diario de perforación. Unos aspectos están relacionados con el agua utilizada en la perforación y otros con avances, variaciones en - la velocidad de perforación y por ciento de recuperación.

Respecto del agua de perforación, se pueden presentar aumentos -- (artesianismo), pérdidas parciales o totales de la misma que indican la presencia- de terrenos permeables. Será entonces oportuno, si se desea cuantificar la permeabilidad, ejecutar las pruebas correspondientes (pruebas Lugeon ó Lefranc por ejemplo). La claridad, color y turbidez del agua de retorno son características que indican si se está perforando roca más o menos sana, zona de falla o fracturas con - relleno arcilloso y óxidos de fierro de horizontes de la misma naturaleza. Cuando el agua aparece muy turbia resulta particularmente importante recolectarla para - estudiar el recorte que trae en suspensión. El perforista por consiguiente deberá - anotar la profundidad donde se observó la variación para más tarde el técnico responsable del proyecto, poder encontrar alguna explicación al estudiar el núcleo extraido.

Con relación a los avances, variaciones en la velocidad de perforación y por ciento de recuperación son datos éstos que proporcionan valiosa información sobre la naturaleza de los materiales. En una ortocuarcita, arenisca cuarcífera o- nódulos de pedernal, por ejemplo, serán extremadamente lentos los avances, mien

tras que en una marga, toba o alguna otra roca no cuarcífera ni silicificada serán - por el contrario rápidos. Por otra parte frecuentes bloqueos en el barril y variaciones en la velocidad de perforación pueden ser indicativos de terrenos fracturados.- Igualmente un bajo por ciento de recuperación puede ser indicador de intenso fracturamiento o bien de materiales de naturaleza arenosa, arcillosa, o arcillo-arenosos no consolidados o pobremente cementados.

Con base en el fracturamiento, grado de debilidad o alteración del - macizo rocoso, D.U. Deere ha establecido el índice de calidad de las rocas o - - RQD (Rock Quality Designation). Para esto se suman los fragmentos de nucleo en - estado sano y compacto con longitud mayor o igual a 10 cm. y los divide entre la - longitud total de nucleos recuperados, obteniendo un valor que se representa en %. Así por ejemplo si en 1.00 m perforado, se obtienen solamente 75 cm. de nucleo la recuperación será de 75% y en este mismo caso si la suma de nucleos con longitud mayor o igual a 10 cm. es de 75 cm. el RQD será también de 75%; por otra parte - si en este mismo metro perforado solo existe un fragmento con una longitud mayor - a 10 cm. y que en total tenga 20 cm. el RQD será de 20 %.

Deere estableció una relación entre el RQD y la calidad de roca, -- como sigue:

0 - 25 %	Muy mala
25 - 50 %	Mala
50 - 75 %	Regular
75 - 90 %	Buena
90 - 100 %	Excelente

Para usar estos datos hay que tener cierto criterio cuando se trate de rocas sedimentarias o metamórficas estratificadas o foliadas.

El conjunto de perfiles geotécnicos, integrados en una sección topográfica dada, junto con el levantamiento geológico de detalle, nos llevarán a obtener el perfil geológico del tunel en proyecto. Esto permitirá determinar si hay necesidad de efectuar perforaciones adicionales o bien si las realizadas son suficientes. Si en un área por excavar se encuentran puntos dudosos, se deben esclarecer éstos sin escatimar dinero en la exploración.

INTERROGANTES QUE SE PRESENTAN AL CONSTRUCTOR DE TUNELES (RICHEY, pag. 126).

1.- ¿Si existen fallas qué posición guardan estas con respecto al eje del túnel, en qué longitud afectan y cuál es la magnitud del afallamiento para que llegue a encontrarse roca triturada?

2.- ¿En qué puntos y en qué cantidades será encontrada agua?

3.- ¿Se excavará el túnel completamente en roca sana o se encontrarán zonas intemperizadas o bien canales o cauces sepultados rellenos con material permeable?

4.- ¿Se obtendrá durante la excavación una sección limpia o bien habrá sobre-excavación?

5.- ¿Será la roca fácilmente excavada y perforada o por el contrario difícil?

6.- ¿Existen razones que den lugar a pensar en la posibilidad de grandes o pequeños desprendimientos de roca del techo del túnel? (¿qué parte del túnel necesitará soportes o ademes y de qué tipo?).

7.- ¿Si existen materiales no consolidados en los portales de entrada o de salida del túnel o bien si la roca está muy intemperizada en estos lugares, en qué longitud se verá afectado el túnel y qué dificultades especiales se presentarán en las excavaciones iniciales?

8.- ¿Hay posibilidad de encontrar muchas dificultades en las partes profundas del túnel en zonas de roca que se está inchando por liberación de presiones, o bien por desprendimientos violentos de roca?

9.- ¿En el caso de túneles de presión, se requerirá un refuerzo o revestimiento a todo lo largo del túnel o sólo en ciertos lugares por ejemplo en la vecindad de fallas?

10.- ¿Se encontrarán en exceso altas temperaturas o gases tóxicos o venenosos?

1.- POSICION DE LAS ZONAS DE FALLA Y CONTACTOS GEOLOGICOS, CON RESPECTO A LA POSICION DE LA OBRA.

Una falla puede ser desde una simple fractura hasta alcanzar una amplia zona de trituración o fracturamiento de varias decenas de metros de andro, sobre todo cuando se trata de fallas inversas o cobijaduras.

Es común que en las zonas de falla como se señala mas adelante, se encuentre presencia de agua, o bien materiales alterados o faltos de cohesión, inclusive ejerciendo presión hacia el interior del túnel, particularmente cuando se trata de materiales de naturaleza arcillosa parcial o totalmente saturados de agua.

Por esta razón, es siempre aconsejable, cortar estos accidentes perpendicularmente a la obra, y si por necesidades de proyecto es necesario seguirlos paralelamente, conviene que la obra se encuentre lo más alejada posible de ellos.

Cuando una falla o contacto corta con un pequeño ángulo a una obra subterránea, se presentará sobre excavación a todo lo largo de la zona próxima a esros accidentes, y cuando más pequeño es el ángulo de intersección del túnel con el plano de la falla y mayor es la inclinación de la falla, mayor longitud tendrá la zona que presente problemas.

2.- PRESENCIA DEL AGUA

Sin poder precisar volumen o cantidad exacta de agua que será encontrada en un túnel, se puede aseverar que en presencia de rocas permeables, cuando el nivel de aguas freáticas se encuentre por encima del techo del túnel si se encontrará agua, tanto mas cuanto mas permeable sea la roca y mas arriba del techo se encuentre el nivel del agua.

Esta información se obtiene por medio de perforaciones exploratorias en las que se puede determinar tanto la permeabilidad com las condiciones de saturación del macizo rocoso.

Por regla general las rocas fracturadas como las calizas sobre todo con presencia de cavidades de disolución, las dolomitas, los yesos y rocas volcánicas como los basaltos escoriáceas o fracturados, siempre tienen una elevada permeabilidad; estas rocas saturadas, en una obra subterránea, aportarán una gran cantidad de agua. Lo mismo se puede decir de rocas aluviales, gravas o arenas por debajo del nivel de aguas freáticas.

En las rocas sedimentarias permeables las estructuras del tipo sinclinal son las mas favorables para la acumulación de agua.

Las zonas de falla, dependiendo de sus características, relleno arcilloso o roca fracturada, se pueden comportar o como un umbral impermeable que impida el paso del agua o bien constituir un acuifero. Es en estos lugares donde

a menudo se llegan a presentar grandes volúmenes de agua, inclusive con el agua a presión.

Cuando se presume la existencia de una falla en una obra subterránea, es necesario precisar su ubicación dentro de ella y determinar sus características, a fin de conocer si se le encontrará seca, saturada, con agua a presión como se dijo antes, o si hay necesidad de algún tratamiento (inyección o drenaje) cuando se presente este último caso.

Las discordancias o el contacto de rocas permeables con rocas impermeables son de los puntos que mas posibilidad tienen de presentar agua.

3.- PORCIENTO DE ROCA SANA Y ROCA ALTERADA EN LA TOTALIDAD DE LA OBRA.

Para determinar los porcientos de roca sana y alterada en la totalidad de la obra, se deben considerar tanto la posición que guarda la obra en relación con la superficie del terreno como las caracterísiticas litológicas y estructurales de los materiales que van a ser excavados. Así pues, tratándose de rocas ígneas intrusivas, de las volcánicas de naturaleza arcillosa, de las metamórficas de la misma naturaleza y de algunas sedimentarias (como lutitas, arcillas, limos, gravas y arenas) es muy probable que los materiales antes mencionados se encuentren profundamente alterados al grado que dificulten y eleven considerablemente el costo de construcción, particularmente si se encuentran a proximidad de la superficie del terreno o bien los afecten accidentes estructurales como grandes fallas y fracturas. También es probable que en la zona de contacto de materiales de distinta naturaleza, por ejemplo, rocas permeables y rocas impermeables, encontremos zonas de alteración aún en el caso de obras profundas.

Si las rocas ígneas intrusivas presentan problemas de alteración cuando se encuentran cerca de la superficie del terreno, puede no pasar lo mismo con estas rocas cuando se encuentran a gran profundidad, en cuyo caso uno de los problemas que podrán presentarse será la dureza misma de la roca que se traduce en cierta dificultad para la perforación y el tumbe.

Uno de los casos que pueden conducirnos a encontrar roca más o menos alterada es aquel en que, aún tratándose de obras profundas, en la superficie

del terreno se presenta algún fenómeno de "creep" (balanceo de laderas) que se pueda afectar grandes extensiones. Este fenómeno puede presentarse en terreno montañoso donde las rocas ígneas o sedimentarias tienen sus planos de fractura o de estratificación, con un rumbo paralelo al de la ladera con un echado contra la ladera misma.

Rocas sedimentarias como las calizas, los conglomerados y las areniscas, algunas metamórficas como las cuarcitas y los mármoles son materiales que por lo regular presentan condiciones muy favorables para ser excavados, ya que por lo general puede tratarse siempre de roca sana, sobre todo cuando estas rocas se encuentran en capas bancos gruesos y no están muy afectadas por accidentes estructurales, como fallas y fracturas, muy próximos unos de otros. De estas rocas, no importa cual sea su proximidad a la superficie del terreno, ya que no son materiales susceptibles de alterarse facilmente.

La determinación del índice de Calidad de roca en las muestras de nucleo obtenidas en las perforaciones exploratorias, será información valiosa para saber el porcentaje en que se encontrará la roca sana.

4.- AREAS CON SOBRE EXCAVACION

La sobre excavación aparece en presencia de rocas o materiales faltos de cohesión que pueden corresponder a zonas de falla, basaltos lajeados, columnares o escoriáceos, rocas esquistosas y rocas sedimentarias fracturadas y de estratificación delgada. Con referencia a esto último aquellos casos en los cuales las rocas con estratificación delgada tienen en rumbo paralelo al eje de la obra, con echado hacia alguno de los parementos, la sobre excavación se presentará en sentido contrario al echado de las capas, sobre uno de los parementos, o en la clave si las rocas se encuentran en una posición vertical. Por lo general tratándose de rocas arcillosas, arcillo-arenosas, siempre se presentará sobre excavación, independientemente de que estas rocas se encuentren o no, en una zona saturación, pudiendo presentarse la sobre excavación inmediatemente después de abierta la obra.

Algunas obras construidas en materiales faltos de cohesión encima del nivel de aguas freáticas pueden no presentar sobre excavación en la estación seca; sin embargo puede ésta ser muy importante en presencia de aguas vadosas (época de lluvias) si no llega a colocarse revestimiento o el ademe adecuado.

En rocas graníticas la sobre excavación dependerá de la geometría del sistema de juntas.

5.- DIFICULTADES QUE PRESENTARA LA ROCA A LA PERFORACION Y AL TUMBE.

Estas dificultades provienen de 2 factores principales; uno de ellos relacionado con la dureza de la roca, y otro con la estratificación y fracturamiento.

La dureza es particular de aquellos materiales ricos en cuarzo, como las orto cuarcitas, cuarcitas y ciertos granitos y de algunas rocas silicificadas. En cuanto a la estratificación y fracturamiento aquellos casos en los cuales los planos de fractura y de estratificación son normales al frente de ataque, los gases en el momento de la explosión pueden dar lugar a avances limitados, si se escapan a lo largo de los planos antes mencionados. Por el contrario, cuando los planos antes mencionados son paralelos al frente de ataque el tumbe se verá facilitado por la acción que ejercen los gaces sobre estos planos.

6.- DESPRENDIMIENTOS DEL TECHO DEL TUNEL

Ya se vió al hablar de la sobre excavación, como en presencia de rocas muy - fracturadas o alteradas ya sean estas sedimentarias, metamórficas o ígneas volcánicas (brecha, tobas, basaltos, etc.), se observaron desprendimientos de - roca del techo o de las paredes del túnel.

Según Richey existen tres condiciones estructurales y estratigráficas adversas - que propician el desprendimiento de rocas:

a) Estratos verticales o inclinados con una dirección paralela al rumbo del túnel si estan afectados por juntas transversales a los planos de estratificación.

b) Porción central de un sinclinal donde la presión vertical en los estratos está al máximo y los sistemas de juntas transversales que limitan bloques de roca son convergentes hacia arriba, volviendo a los bloques inestables.

c) alternancia de capas fuertemente inclinadas de areniscas o calizas y lutitas y no existe una buena cementación entre las rocas duras y las blandas.

7.- NATURALEZA DE LA ROCA O SUELO, EN LOS PORTALES DE ENTRADA O DE SALIDA

Es por lo regular en estos lugares, donde para poder encapillar la obra, es necesario, remover un gran volumen de materiales, sobre todo cuando estos portales corresponden a sitios con rocas de fácil alteración, zonas de falla, estratificadas con una posición no favorable al eje del tunel o movimiento en masa del suelo ("creep" solifluxión, etc.).

Es conveniente, para localizar estos portales, que la selección se haga tratando de evitar estos accidentes. Cuando por necesidades de proyecto los protales de entrada y salida, queden ubicados en zonas muy defectuosas, es necesario delimitar estas zonas, a fin de evaluar la remoción de materiales en el corte que va a realizarse y tomar las debidas precauciones al hacer las voladuras, tratando de evitar accidentes.

8.- BUFAMIENTO DE LAS ROCAS Y REVENTONES

En el caso de túnele s profundos y en terrenos donde existen rocas de naturaleza arcillosa, como: tobas, lutitas, esquistos micáceas, y pizarras, llegan a presentarse deformaciones poco tiempo o inmediatamente despues de abierta la obra, deformaciones que tienen relación con la liberación de presiones del macizo rocoso. Estos bufamientos o deformaciones hacia el interior de la obra, son sobretodo notables, cuando las rocas arcillosas tienen entre sus componentes minerales bentoníticos y estos minerales se ponen en contacto con agua o humedad proveniente de la misma formación rocosa. A veces estos materiales corresponden con sitios muy localizados como es el caso de zonas de falla, donde aunado al bufamiento de los materiales se presenta un volumen considerable de agua.

Existe también la anhidrita, que en presencia de agua se transforma en yeso con un aumento de volumen hasta del 20 %, generando presiones sobre el ademe o revestimiento definitivo produciendo su destrucción.

El caso de los reventones ocurre también en túneles profundos con una profundidad mayor a 150 m cuando se trata de rocas duras, quebradizas de grano fino como el granito, diabasa, etc.

Estos reventones suelen presentarse en las paredes del túnel en forma violenta acarreando algunas veces un volumen considerable de roca.

9.- TUNELES CON AGUA A PRESION

En el caso de túneles de presión es necesario conocer las caracterísitcas de la roca a fin de definir si el revestimiento necesita de un armado o - refuerzo adicional ante la posibilidad de una falla del revestimiento por deficiencia de la roca, al estar sometido a fuertes presiones hidrostáticas

El revestimiento por supuesto debe ser totalmente impermeable y conse-- cuentemente tambien el agregado.

10.- ALTAS TEMPERATURAS Y GASES

El gradiente geotérmico o sea el aumento de temperatura con la profundidad, a razón de 1°C por cada 30 a 35 m, es un dato que hay que tener en cuenta en el caso de túneles profundos.

Este valor se ve algunas veces modificado por actividad volcánica reciente o proximidad de cuerpos intrusivos, en contrandose temperaturas altas a relativa poca profundidad.

Puesto que la presencia de agua o vapor de agua en el subsuelo llega algunas veces a hacer impracticables los trabajos, es siempre conveniente que para túneles profundos, se determine la temperatura del agua.

Según Wahlstrom (4, pág. 115) Las fuentes de calor en las aguas subterraneas y rocas asociadas, son de los siguientes tipos:

"1) Calor producido lentamente del calor interior de la tierra.

2) Calor residual en rocas ígneas en etepa de enfriamiento y en rocas adyacentes encajonantes que se calentaron, o calor de rocas fundidas a profundidad.

3) Calor generado por procesos químicos tales como reacción entre el agua subterránea y la roca encajonante.

4) Calor introducido en las rocas por liquidos igneos o gases de fuentes calientes profundas.

5) Calor radiactivo proveniente de la descomposición de elementos radiactivos.

6) Calor generado por fricción durante el afallamiento o plegamiento de las rocas"

Los datos mas sugerentes de que pueda existir agua con alta temperatura en una obra subterránea es la existencia de manantiales termales o de vapores de agua. Cuando en un área se estan realizando exploraciones por medio de perforaciones, es aconsejable que se hagan determinaciones de temperatura, particularmente si se presume que pudieran existir temperaturas altas.

Algunas veces elevación de temperatura está asociada con presencia de gases; tal es el caso de la pirita que al descomponerse tiene reacción exotermica con desprendimiento de gas sulfídrico.

Lutitas carbonosas o capas de carbón pueden dar lugar a producción de metano, gas que aunque no es tóxico es explosivo e inflamable.

Entre los gases que se pueden considerar tóxicos se encuentra el dioxido de carbono que en cantidades de 15 a 20 % llega a ser mortal. Este gas se encuentra en regiones de actividad volcánica reciente aunque también es el producto de la oxidación de materiales carbonosos.

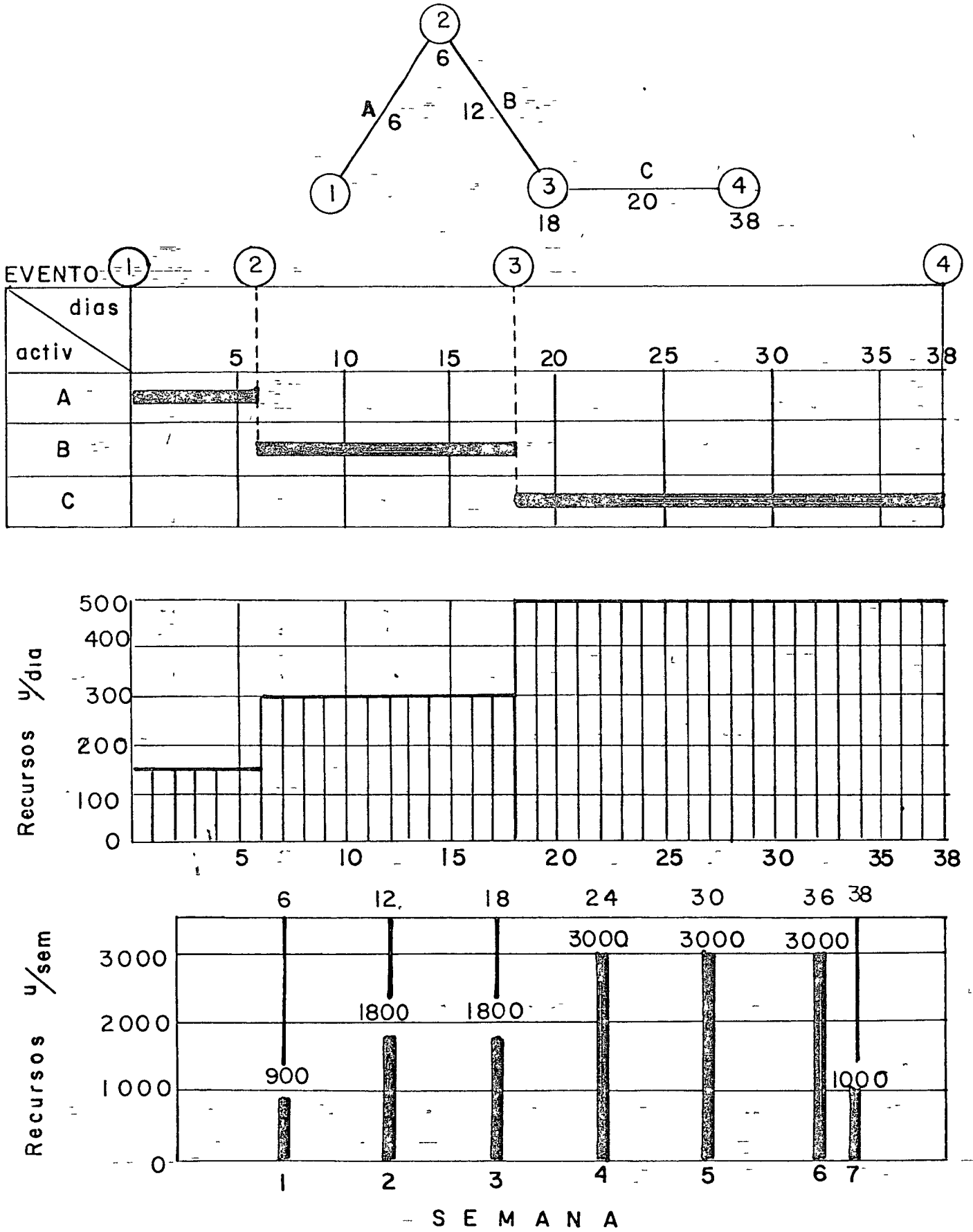
B I B L I O G R A F I A

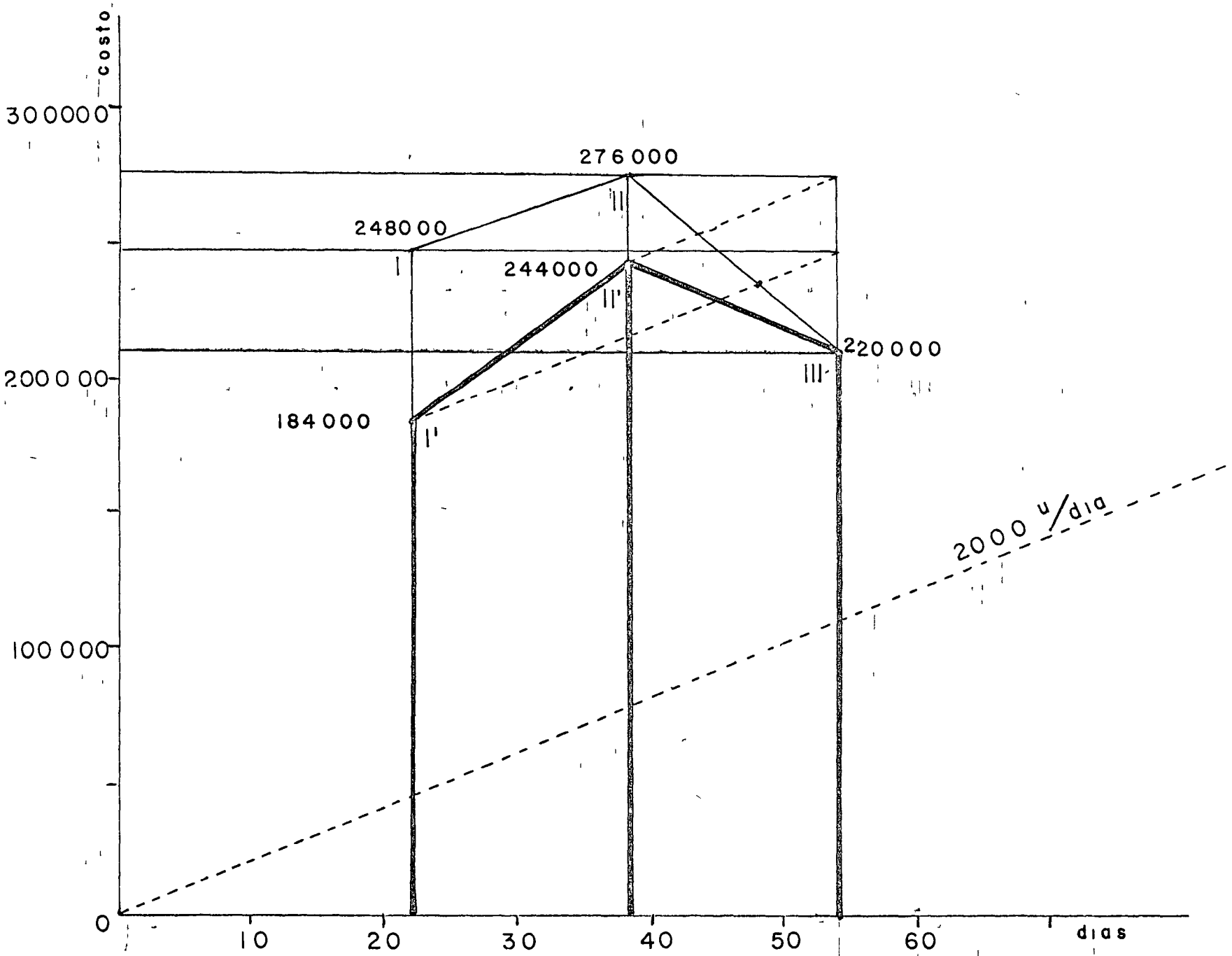
1) Krynine, D. P. and Judd, W.R. (1957) Principles of Engineering Geology and Geotechnics Mc. Graw-Hill, New York, Toronto and London

2) Richey J. E. (1964) Elements of Engineering Geology sir Isaac Pitman & Sons Ltd. London

3) Stagg K. G. y Zienkiewicz, O.C. (1968) Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica.- Editorial Blume. Madrid y Barcelona.

4) Wahlstrom, E. E. (1973) Tunneling in Rock Elsevier Scientific Publishing Co. Amsterdam, London, New York.


2
6
A
6
12
B
1
3
C
20
4
18
38
EVENTO
1
2
3
4
dias
activ
5
10
15
20
25
30
35
38
A
B
C
500
400
300
200
100
0
Recursos u/dia
5
10
15
20
25
30
35
38
6
12
18
24
30
36
38
3000
2000
1000
0
Recursos u/sem
900
1800
1800
3000
3000
3000
1000
1
2
3
4
5
6
7
SEMANA


costo
300000
200000
100000
0
10
20
30
40
50
60
dias
276000
248000
244000
220000
184000
I
II
III
I'
II'
III'
2000 u/dia

DIRECTORIO DE ALUMNOS ASISTENTES AL CURSO "EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES" DE LA COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO (Marzo 2 - Abril 1°, 1977)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
1. JOSE LUIS ABARCA ESCALERA Frambuesa # 119 Col. Nva. Santa María México 16, D. F. 556-81-37	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55 México 1, D.F. 585-50-66 ext. 416
2. HORACIO C. ALVARADO TORRES Calle del Llano # 130 Fracc. Hda. San Juan Tlalpan México 25, D. F. 573-11-57	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55 México 1, D F. 585-50-66
3. ROBERTO ALVAREZ GUTIERREZ Huertas # 107-1-101 Col. del Valle México 12, D. F. 554-36-41	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55-4° Piso México 1, D. F. 510-10-62
4. VICTOR M. ARANDA OCHOA Mar BLANCO # 102 Letra G Col. Popotla México 17, D. F. 527-96-84	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55 México 1, D. F. 585-50-66 ext. 304
5. FERNANDO AREVALO RINCON Perfeccionada # 16 Col. Industrial México 14, D. F. 537-05-47	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55 México 1, D. F. 585-50-66 ext. 404
6. ANTONIO ARROYO TELLO Norte 81 # 83 Col. Clavería México 16, D F. 527-66-17	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55-4° Piso México 1, D. F. 585-55-60 ext. 408
7. JOSE DE JESUS DE AGUINAGA ROMERO Luisiana # 133-1 Col. Nápoles México 18, D. F. 536-52-53	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55-4° Piso México 1, D. F. 585-50-66
8. EFRAIN ALBERTO DE AGUINAGA ROMERO Fray Servando # 232-301 México 1, D. F.	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55-3° Piso México 1, D. F 585-50-66 ext 66
9. FRANCISCO DIAZ DE LEON MAYA Morelos # 70-8 Col. del Carmen Coyoacán México 21, D F. 554-55-41	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX Balderas # 55 México 1, D. F. 585-50-66 ext. 416

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES DE LA COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO (Marzo 2 - Abril 1°, 1977)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
10. JUAN DE DIOS DE LA ROSA HERNANDEZ Cordoba # 234 -1° Piso "B" Col. Roma Sur México 7, D. F. 584-59-37	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Circuito de las Fuentes # 37 Ecatepec, Morelos Edo. de México 569-05-64
11. LUCIO ESTEVEZ MARTINEZ Ayuntamiento # 155-6 México 1, D. F. 585-37-53	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55-2° Piso México 1, D. F. 585-50-66 ext. 218 ó 208
12. JOSE B. FLORES URIBE Valle del Oro # 27 Col. Valle de Aragón México 14, D. F. 577-02-78	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55 México 1, D. F. 585-50-66
13. GUILLERMO FLORES RODRIGUEZ Callejón General Anaya # 82 Col. Churubusco Coyoacán México 21, D. F.	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55 México 1, D. F.
14. JORGE GONZALEZ ALAVEZ Cerro del Agua # 92 Col. Romero de Terreros México 21, D.F. 554-06-93	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE M Balderas # 55 México 1, D. F.
15. ESTEBAN GONZALEZ PIEDRAS Morelos 6 y 7 Hizquilucan Edo. de México	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX Morelos 6 y 7 Hixquilucan Edo. de México Tel. 18
16. RAUL GUEVARA BECERRA Edificio 59 B # 302 Unidad Cuitláhuac México 16, D. F.	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55 México 1, D. F. 585-50-66
17. ROBERTO GUTIERREZ CERVERA Bolaños # 68-402 Col. Maza. México 2, D. F.	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55-4° Piso México 1, D. F. 585-50-66 ext. 414
18. EDUARDO R. HERNANDEZ FUENTES Tetrazzini # 106-301 Ex. Hip. de Peralvillo México 2, D. F. 517-75-87	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX Balderas # 55-4° Piso México 1, D. F. 585-50-66

DIRECTORIO DE ALUMNOS ASISTENTES AL CURSO DE "EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES" DE LA COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO (2 de Marzo - Abril 1°, 1977).

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
19. JESUS HERNANDEZ GARIBAY Oriente 35 # 12 Col. Moctezuma México 9, D. F. 571-23-38	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55-3° Piso México 1. D. F. 585-50-66
20. RODOLFO HERRERA ACOSTA Cerrada 5 de Mayo # 207 Cuautitlan Edo. de Méx. 18 - Huixuilucan	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55-4° Piso México 1, D. F. 585-50-66
21. BENJAMIN J. JASSO ALANIS Ajusco # 2 Col. Buenavista Cuernavaca, Mor. 3-51-86	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55 México 1, D. F. 585-50-66
22. FRANCISCO JUAREZ AMBRIZ Oriente 249 -C # 23 Col. Agricola Oriental México 9, D. F.	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55 México 1, D. F.
23. JUAN ANTONIO MARGAIN ANCIRA Fresas # 179-301 Col. del Valle México 12 D. F.	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55-2° Piso México 1, D. F. 585-50-66 ext. 203 ó 213
24. MARIO MARTINEZ MURO Edif. M. Lerdo de Tejada "C 512 U. Nonoalco Tlatelolco México 3 D. F. 597-06-96	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55 - 4° Piso México 1 D. F. 585-50-66 ext. 408
25. MIRANDA JUAREZ ALFONSO Aureliano Rivera # 36-4 Tizapán México 20, D. F.	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55 México 1, D. F. 585-50-66
26. ARMANDO MORGA GOMEZ Andador 23 Casa 34 Duplex 2 Acueducto de Guadalupe México 14, D. F 592-65-44	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEX. Balderas # 55-4° Piso México 1, D. F. 585-50-66 ext. 414

EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES

REVESTIMIENTO DEFINITIVO

TEORIAS, CIMBRAS Y MANEJO DE AGREGADOS Y CONCRETO

FERNANDO RAMIRO LALANA
Marzo 1977

1. INTRODUCCION.

El revestimiento de un túnel representa un cuerpo extraño en la roca. Como resultado de las interacciones que se generan, el problema de dimensionamiento del revestimiento es estáticamente indeterminado y puede dividirse esencialmente en tres partes.

a. La determinación de las características de deformación del revestimiento del túnel, es decir, básicamente su rigidez;

b. La determinación de las características de deformación de la roca; y

c. El establecimiento y solución de las ecuaciones de compatibilidad entre las deformaciones del revestimiento del túnel bajo carga de la roca, por un lado, y las deformaciones de la roca en presencia de las reacciones inducidas por el revestimiento, por otro; para ello deberán tenerse en cuenta los desplazamientos que ocurren antes y después de que se haga efectiva la presencia del revestimiento.

La determinación de las características de deformabilidad y rigidez del revestimiento de un túnel representa un problema estático en el cual no profundizaremos en este artículo. Los métodos normales de la estática son suficientes para determinar la deformación del revestimiento bajo cualquier carga dada.

El verdadero valor de la presión de roca no es una consecuencia de la naturaleza sino el resultado de la interacción de varios factores como son:

- el estado natural de tensiones en la roca
- la rigidez y propiedades de deformación de la roca
- el método constructivo, y
- la deformabilidad o la rigidez de la estructura.

Naturalmente, por deformación debe entenderse no sólo la deformación elástica sino también la que resulta de la investigación del estado tensional elastoplástico de la roca. Aquí se pretende mostrar cómo el proceso de construcción, en un sentido más amplio, también determina la carga real del revestimiento y cómo pueden ser determinadas las condiciones pertinentes, al menos aproximadamente.

En el proceso de cálculo, el cual consiste esencialmente en ajustar las deformaciones del revestimiento a aquellas de la roca, es decir en hacerlas compatibles, la magnitud de las deformaciones que ya han ocurrido en la roca en el momento en que se coloca y se vuelve efectivo el revestimiento, juega un papel decisivo.

Aún cuando debía considerarse evidente por sí mismo que debe hacerse primero una excavación antes de que pueda existir el revestimiento y que, por lo tanto, debe haber ocurrido una deformación considerable en la roca antes de que el revestimiento resulte estáticamente efectivo, este hecho ha encontrado hasta ahora poco reconocimiento en la literatura. Desde un punto de vista estático, la construcción de un túnel consiste en cortar la roca según una línea de excavación extrayendo el núcleo de roca, muy rígido y compacto, e insertando en la cavidad, en lugar de este núcleo, un revestimiento más flexible, el cual, además, en su estado "libre de esfuerzos" debe ser de menor dimensión que el núcleo de roca comprimido para que sea capaz de ajustarse dentro del orificio que, mientras tanto, se ha estrechado. Con base en esta concepción, se intenta aclarar las condiciones estáticas relativas al proceso constructivo y hacer una contribución a la solución del problema de diseño y dimensionamiento del revestimiento. Como se verá, esto involucra un método de aproximación, el cual, sin embargo, deberá ser suficiente para la solución práctica de la mayoría de los problemas.

2. ESTADO TENSIONAL NATURAL O PRE-EXISTENTE.

Cualquier investigación en la mecánica de rocas deberá basarse en algún conocimiento del estado tensional natural existente en el sistema antes de que se haya iniciado cualquier obra. Además de las perturbaciones puramente locales cercanas a la superficie, parecería justificado suponer como una primera aproximación que la componente vertical de este estado tensional natural es igual al peso de la cobertura. No deberán excluirse totalmente, sin embargo, desviaciones respecto a esta suposición debidas a efectos tectónicos. La presión lateral y un posible giro del eje principal de tensiones en roca no perturbada es un problema mucho más difícil. De acuerdo con una tradición, vieja y difícil de erradicar, se supone que la presión lateral es función del coeficiente de Poisson de la roca. Sin embargo, deberá entenderse claramente que este ejercicio algebráico no corresponde con la realidad.

Debería notarse que este concepto implica que las dimensiones horizontales de cualquier cuerpo rocoso nunca han cambiado desde su formación. Obviamente es innecesario entrar en detalles para refutar este concepto equivocado. Todo lo que tenemos que hacer es analizar unos cuantos ejemplos con objeto de ver que este método de cálculo basado en el uso de la teoría del coeficiente de Poisson no puede conducir a resultados correctos. Tómese, por ejemplo, una sección de una formación geológica consistente en dos diferentes zonas de roca, con valores diferentes del coeficiente de Poisson y que están separadas por un plano vertical. Es obvio, de las condiciones de equilibrio que la componente tensional horizontal deberá ser igual en ambos lados de la cara vertical, aún cuando se haya establecido que los valores del coeficiente de Poisson no son los mismos para los tipos de roca de la izquierda y de la derecha de este plano.

De hecho, puede establecerse que las tensiones internas de una formación geológica pueden variar como resultado de movimientos, efectos sísmicos, efectos térmicos, fluencia y, en forma más importante, la presencia de-

fisuras, en forma tal que no pueden ser previstas dentro de límites confiables. Es importante darse cuenta que las zonas más débiles de la roca juegan un papel determinante a este respecto. Por ejemplo, tomemos una formación que es idealmente homogénea y "elástica", sostenida por dos zonas miloníticas como se muestra en la Fig. 2. Es claro que, independientemente del coeficiente de Poisson, las reacciones en la zona milonítica, considerando la cohesión, no pueden exceder de un cierto ángulo respecto a la normal a las superficies de las zonas miloníticas.

Es relativamente fácil determinar de aquí los límites para que exista el equilibrio en el sistema. Si la presión lateral es menor que el límite más bajo posible, la roca se hundirá hasta que se desarrolle una presión lateral suficiente para alcanzar el equilibrio. Sin embargo, si la presión lateral fuera mayor que el límite crítico superior, la masa de roca se elevaría hasta que se alcanzara nuevamente una condición de equilibrio.

Considerando que los casos que ocurren normalmente no son tan simples como el mostrado en la Fig. 1 y que se encontrará un número mayor de zonas miloníticas o zonas falladas, debe quedar claro que la magnitud de la presión lateral no puede ser muy diferente a la presión vertical. Si deseamos establecer un orden de magnitud para la presión lateral, probable de encontrarse en una formación geológica, se puede suponer que existe un intervalo de valores que se encuentran entre 0.5 y 2 veces la presión vertical.

El caso de una zona tensional "universal" o en otras palabras de una condición tensional hidrostática, sugerida por el profesor Heim tiene una mayor probabilidad de ocurrencia que los casos límites o de frontera. Pensamos que los límites críticos se alcanzan solamente en las zonas que aún se conservan tectónicamente activas. Deberá tenerse en mente también que las presiones laterales entre estos dos límites pueden determinarse solamente mediante métodos adecuados de medición. De nada sirve pretender una solución teórica al problema basado en tales suposiciones hipotéticas.

Más adelante ilustraremos los efectos considerables de esta presión lateral. Por el momento, sin embargo, supongamos que las componentes tensionales horizontales en la formación geológica no se relacionan de ninguna manera con las propiedades elásticas de la roca y que pueden variar entre dos límites que pueden determinarse considerando el equilibrio en la rotura. La -- misma suposición será aplicable si son inclinados los ejes de las tensiones-- principales en roca no perturbada. Esto nuevamente indica la importancia de- la definición de zonas geológicamente débiles así como de la determinación experimental de las características efectivas de rotura, especialmente para los materiales más débiles. Por lo tanto, la primera gran tarea de la mecánica-- de rocas es la determinación experimental del estado natural de tensiones.

4. TEORIA ELASTICA.

La teoría de la Elasticidad puede utilizarse para encontrar la distribución de esfuerzos alrededor de un orificio excavado en roca que cumpla-- con las restricciones que a continuación se establecen·

a) Que sea homogênea
b) Que sea isotrópica con respecto a sus propiedades elásticas.
c) Que la respuesta de deformación sea instantánea con respecto a- un cambio de esfuerzos.
d) Que la relación entre esfuerzos y deformaciones sea lineal.
e) Los esfuerzos nunca exceden los límites elásticos de la roca.

Estas hipótesis son tolerables en cavidades que están localizadas-- a gran profundidad en una roca química y mecánicamente inalterada, tal como-- el granito.

El uso de la teoría de la Elasticidad permite obtener los esfuerzos radiales σ_r y tangenciales σ_θ para condiciones de frontera dadas.

En el caso de una cavidad circular en la que, antes de la excavación, el esfuerzo vertical p_z es igual al esfuerzo horizontal p_h, la figura 2 muestra la distribución de esfuerzos dentro de la masa de roca.

En esa Figura se ha dibujado con línea contínua la distribución de esfuerzos correspondiente a una condición de presión interior pi igual a cero, y con línea segmentada el caso en que exista presión interior $pi \neq 0$. Así mismo, se presentan las ecuaciones que dan el estado de esfuerzos. Estas ecuaciones se deducen de la solución de Lamé para un cilíndro hueco de pared gruesa sometido a presiones uniformes exteriores e interiores.

Aunque aquí se ha presentado el caso de una cavidad circular con distribución hidrostática de presiones, cabe decir que existen soluciones para diferentes geometrías y otras relaciones de presiones p_h/p_z.

Para el caso del túnel circular, en la Figura 3 se indica la variación de los esfuerzos tangenciales con respecto al la relación $k_o = p_h / p_z$.

Aceptando las hipótesis previas, sobre el valor del esfuerzo vertical $p_z = \gamma z$ y, considerando un estado de esfuerzos tridimensional se tendrá que la deformación unitaria horizontal es:

$$\varepsilon h = \frac{1}{E} \quad Ph - \nu(p_z + p_h)$$

Si esta deformación es nula existirá un estado de esfuerzos planos y el esfuerzo horizontal se determina como sigue:

$$p_h - \nu(p_z + p_h) = 0$$

$$p_h = p_z \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Y según se definió anteriormente:

$$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

En base a este valor de ν = 0.20, representativo de casos comunes, el valor del coeficiente es:

$$K_o = \frac{0.2}{0.8} = 0.25$$

En base a este valor de K_o, se presenta en las Figuras 4 a 7 la distribución de esfuerzos en túneles de sección elíptica, de sección circular y en la sección de tipo "herradura". En todos esos casos se supone que las dimensiones del túnel son pequeñas en comparación con la profundidad.

4. TEORIA PLASTICA.

Cuando la magnitud de los esfuerzos excede el límite plástico del material se genera una zona plástica alrededor de la excavación que se profundiza en la roca hasta que la reducción de esfuerzos que tiene al alejarse de la excavación sea tal que los esfuerzos actuantes sean nuevamente menores que el límite elástico.

Uno de los primeros intentos para mejorar la aplicación de las soluciones teóricas al cálculo de los esfuerzos alrededor de un túnel, consiste en considerar las propiedades elastoplásticas del medio.

El caso más simple para el análisis de un túnel circular es el que considera que $p_h = p_z = \gamma z$, es decir $k_o = 1$. Así mismo, se puede suponer un criterio de falla tipo Mohr - Coulomb con cohesión "c" y ángulo de fricción interna φ diferentes de cero, tal como $s = c + p \tan \phi$

La resistencia "s" del material en la pared de la excavación, donde el esfuerzo radial es nulo, es igual a la dada por una prueba de compresión simple. En el interior del macizo rocoso la resistencia se incrementa debido al confinamiento, es decir es igual a la dada por una prueba de compresión triaxial.

Es evidente que sí se aplica una presión interna en la excavación que puede estar dada por algún sistema de soporte, aumentará el confinamiento p y con ello la resistencia al corte, luego el espesor de la zona plástica se reducirá.

El radio de la zona plástica depende del nivel de esfuerzos, de la presión interior y de las constantes c y Ø. En las Figuras 8 a 10 se muestra la influencia de estos parámetros.

5. EL PROBLEMA FUNDAMENTAL.

Se ha dicho ya que los elementos fundamentales para el cálculo del soporte pueden ser reunidos en los siguientes cuatro puntos:

Campo de solicitaciones naturales de la roca antes de la excavación.

Propiedades físicas de la roca.

Método de construcción utilizado.

Características de las estructuras de soporte.

Parece de la máxima importancia evidenciar las tres características siguientes del problema que frecuentemente son olvidadas en los estudios teóricos.

A continuación admitiremos que los parámetros necesarios para el cálculo son conocidos con la precisión requerida.

Las características fundamentales del problema de la galería.

a) El problema de la escavación de un túnel es un problema tridimensional de tensiones y deformaciones.

b) El problema es estáticamente indeterminado.

c) El factor tiempo, referido particularmente a la viscosidad de la roca, tiene una gran importancia durante y después de la construcción de la obra.

Estos tres factores merecen explicaciones complementarias:

a) Por lo que se refiere a la distribución tridimensional de las tensiones y de los desplazamientos, podemos hacer referencia a la figura 11. El estado de las solicitaciones naturales está definido por direcciones principales tales que una de ellas coincida con el eje de la galería en construcción, se puede hablar de un estado de tensiones iniciales pseudobidimensional. Esto es válido también hasta una cierta distancia del frente donde está terminada la galería. Por el contrario, es cierto que en la zona del frente mismo, de ningún modo el estado de tensiones puede ser considerado como tal. En esta región conforme avanza la excavación de la galería, se tiene una transformación radical del estado de tensiones. Aunque se pueda admitir que hay un cambio de un estado plano de tensiones a otro estado plano, es evidente que este cambio sólo puede tener lugar a través de un estado tridimensional de solicitaciones y desplazamientos.

Con más exactitud se puede decir que las solicitaciones de -- corte en planos perpendiculares al eje de la galería se pue-- den suponer nulas a una cierta distancia adelante y atrás del frente de ataque, pero no en la proximidad del mismo.

b) Se ha dicho que el problema del soporte de una excavación subterránea es un problema estáticamente indeterminado o hiper-- estático

En realidad la construcción de una galería consiste en extraer un núcleo de roca relativamente rígido y sustituirlo con-- una cierta estructura cualquiera de soporte, evidentemente mucho más deformable; esto se efectúa según el caso, en etapas-- sucesivas de trabajo. Durante estas operaciones la excava--- ción que se ha creado trata de cerrarse y se ve inmediatamente que la solución final dependerá de la forma en que se in-- troduzca este cuerpo extraño representado por la estructura-- de soporte y además del momento en que esta operación tenga-- lugar. Según esto, resulta que el empuje que tendrá lugar--- sobre el revestimiento o sobre el soporte será el resultado-- de la interacción de los diferentes factores antes citados, y por esta razón, contrariamente a una opinión aún muy difundida, este empuje no es un valor natural que se conozca a priori.

Como antes dije, la intensidad de esta reacción dependerá del momento en que se coloque el revestimiento, de su rigidez y-- sobre todo de la deformación que la roca haya sufrido hasta-- ese momento, así como del espacio que quede entre la superficie de la excavación y el revestimiento.

La figura 12 trata de representar este fenómeno, en particular indica como en una galería sin revestimiento la deformación-- radial que se inicia adelante del frente de excavación aumenta con la distancia a este punto.

En una determinada sección A-A el avance de la excavación, -- con la eliminación de la masa de roca M, tendrá como efecto-- el aumento Δ de la deformación radial que está indicada con-

θ , es evidente que el revestimiento estará más solicitado conforme sea mayor la deformación, es decir cuanto más cerca del frente sea colocado.

c) El tercer factor mencionado es la influencia del tiempo, es decir de la viscosidad de la roca.
Desafortunadamente existe la tendencia a considerar a la roca como una masa ideal con comportamiento elástico. Es cierto que esta tendencia se puede explicar a la vista del desarrollo histórico de la resistencia de los materiales. Sin desconocer el hecho de que en algunos casos, siempre excepcionales, la roca se comporta efectivamente como elástica, debemos saber que, como regla, en cuanto las dimensiones y la profundidad de una galería superan ciertos valores y en cuanto la roca ya no es de las mejores, el límite elástico y también la resistencia a la rotura de la roca son sobrepasados.

Estamos por lo tanto obligados a considerar no únicamente el comportamiento elástico, sino también la fase plástica.

La experiencia enseña que también para rocas que parecen rígidas existe una fase de comportamiento que puede ser definida como viscosa. Las deformaciones de una cavidad sin revestimiento continúan mucho tiemo después de la excavación. El tiempo característico puede ser de pocas horas, en las rocas muy sanas, de días, para rocas consideradas todavía muy buenas desde el punto de vista constructivo, hasta semanas, meses o años, para rocas malas. Por ejemplo, en el túnel del TAUERN que se está construyendo en Austria, se tienen deformaciones en la roca, entre el momento de excavación y el momento de revestimiento que alcanzan casi un metro y se desarrollan en un lapso de tiempo de algunos meses. En la figura 13 este fenómeno está representado en función del tiempo. El tiempo está medido desde que el frente de ataque atraviesa una determinada sección. En el caso de un comportamiento elástico de la roca, el desplazamiento radial de la pared de la excavación se efectuaría según la curva D, es decir será únicamente fun-

ción de su distancia al frente de excavación que equivale al tiempo transcurrido desde aquel momento.
Si por el contrario la roca tiene un comportamiento viscoso, a esta deformación se añade otra que conduce a un desplazamiento total representado por la curva S, suma de la deformación instantánea y de la deformación viscosa.

Si a un cierto momento por ejemplo en el punto C, que corresponde al tiempo t_2, una obra de soporte o de revestimiento se vuelve estáticamente activa, la deformación se efectuará, desde este momento, a lo largo de la línea C-C. El valor d representa el menor desplazamiento de la pared de la excavación a causa del revestimiento mismo. Esta figura es muy instructiva, en particular se puede notar la existencia de dos tiempos límites. El primero está indicado con t_{RA} que representa el tiempo a partir del cual la sección considerada sale del radio de acción estático del frente de excavación. Esto significa que a una cierta distancia que corresponda a un tiempo superior a ese límite, la deformación de la galería queda prácticamente fuera de la influencia de la rigidez debida al frente.

Un segundo tiempo indicado en la figura con t_V representa el límite de los efectos de la viscosidad. A partir de este momento los desplazamientos debidos a la viscosidad pueden considerarse nulos. Es evidente que este segundo límite puede no existir.

Es obvio, por lo tanto que el revestimiento de un túnel únicamente estará sujeto a solicitaciones si es estáticamente activo, por lo menos antes de uno de estos dos límites. Esto nos permite formular el siguiente teorema:

Teorema de empuje:

"El revestimiento o los soportes de una excavación subterránea trabajarán efectivamente sólo si la roca tiene una fase viscosa y es por lo tanto susceptible de deformaciones lentas, o bien si el soporte fue colocado en

las inmediaciones del frente de excavación dentro del radio de acción de este último. Es evidente que para que el soporte sea activo se requiere que la holgura radial sea inferior a las deformaciones esperadas sucesivamente".

Una confirmación de esta constatación, se ha tenido en las mediciones efectuadas hace unos años en el tramo francés del túnel Mont Blanc de las que resultó que los revestimientos de concreto, que se habían colocado en la obra después de 5 meses de haberse realizado la excavación, no habían sido solicitados por la roca, la cual sería estable también sin el revestimiento.

Los factores que determinan el empuje de la montaña son el lugar y el momento de la colocación y la holgura radial del revestimiento.

Se ha llegado a esta constatación a través de un caso particular, aquel de un túnel que sería estable por sí mismo ya que las deformaciones como aparecen en la figura se determinarían lentamente con el transcurso del tiempo.

Sin embargo, es fácil ver que nuestro teorema está también comprobado por otros casos particulares. En realidad si la galería no es estable por sí misma será necesario poner el revestimiento inmediatamente después de la excavación, es decir en el interior de la zona de acción del frente, aprovechando el efecto de soporte de la masa de roca aún sin excavar. En este caso es evidente que el revestimiento trabajará aunque no existiera la viscosidad.

6 ENFOQUE ACTUAL.

Después de esta pequeña reseña histórica vemos que los problemas de actualidad consisten en considerar el efecto tridimensional en el frente de excavación y el efecto del tiempo.

Antes de examinar estos problemas expondré brevemente una noción muy importante, la de las líneas características.

Líneas características.

Se ha hablado del problema hiperestático en relación con el soporte de la galería, es decir de la necesidad de hacer coincidir, por un lado, las deformaciones del soporte con las de la roca y, por otro, las presiones que actúan sobre el soporte con las reacciones del mismo hacia la roca.

La relación fuerza-deformación de la excavación se puede derivar de la siguiente forma:

Se considera en el experimento representado en la Figura 14. Tenemos un disco infinito obtenido en la masa de roca atravesada por el perfil de la galería y sujeto a las presiones naturales del terreno.

Se supone que al principio la excavación esté rellenada con un líquido bajo presión y que dicha presión corresponde al estado natural de las solicitaciones. Es evidente que, con respecto a la situación inicial, no se tendrá ningún desplazamiento de la masa de roca ni por supuesto de las paredes de la excavación.

Si ahora se reduce poco a poco la presión del líquido comenzará a efectuarse un movimiento de convergencia de las paredes de la excavación hacia el interior, mismo que irá aumentando.

Al principio esta deformación se efectuará siguiendo las leyes de la elasticidad por lo tanto quedará representada por una línea recta en la gráfica de la izquierda. Fig 14. A partir de un cierto momento tendrán lu-

gar, alrededor de la excavación, fenómenos de rotura o de plasticidad de tal forma que el aumento de la deformación dejará de ser provisional a la disminución de la presión interna de estabilización. La curva tendrá por lo tanto rápidamente hacia la izquierda.

Se pueden presentar dos casos; el que está dibujado en la figura, en el cual las deformaciones crecen fuera de cualquier límite con la disminución de la presión interna, hasta el cierre completo de la excavación. Se trata de una excavación que no es estable por sí misma.

La otra posibilidad que no está representada es que la curva corte al eje de las ordenadas en un punto caracterizado por deformaciones de valor determinado. En este caso la excavación es estable aún sin soporte.

En la figura se dibujaron para comparación la línea característica de la excavación y las de estructuras de soporte eventuales. La línea I corresponde a un revestimiento rígido; la línea II a la combinación de un primer revestimiento deformable con un segundo revestimiento más rígido colocado en un segundo tiempo; la línea III representa el caso de cables pretensados para los cuales la deformación en ausencia de fuerza sería negativa.

La intersección entre la línea característica de la excavación y la del revestimiento proporciona el equilibrio, o sea la de la solución buscada por el problema hiperestático. Esto indica que los diferentes puntos P_1, P_2 y P_3 representan cada uno estados de equilibrio posibles.

Esta contratación es del máximo interés ya que nos permite afirmar que el empuje de la masa de roca sobre un revestimiento no se conoce a priori, sino que depende

- del estado de solicitaciones natural de la masa de roca,
- de las propiedades mecánicas de la roca
- de la rigidez y deformabilidad del revestimiento o del soporte, y en particular
- del método de excavación.

Por lo que se refiere a este último factor es necesario observar que la figura 14 está incompleta. En efecto si bien existen métodos de cálculo, de fácil uso, que permiten definir la línea característica de una excavación en función de las propiedades mecánicas de la roca y de otros parámetros no es posible por el contrario decir nada acerca de la posición relativa de las dos líneas características del revestimiento y de la excavación. Si examinamos la figura se ve que el valor $_o$ representa el desplazamiento de las paredes de la excavación hasta el momento en que dicho revestimiento empezará a tener una función estática. En el punto O el revestimiento no soporta ninguna carga.

La incógnita hiperestática que nos ocupa es el valor de esta deformación inicial. Con esto regresamos a lo que se expuso anteriormente, es decir a la importancia del momento y del lugar en que se coloca el revestimiento.

Para resolver este problema debemos por lo tanto examinar la zona del frente de excavación en donde tiene lugar, como se ha dicho, el cambio de un estado de tensiones a otro.

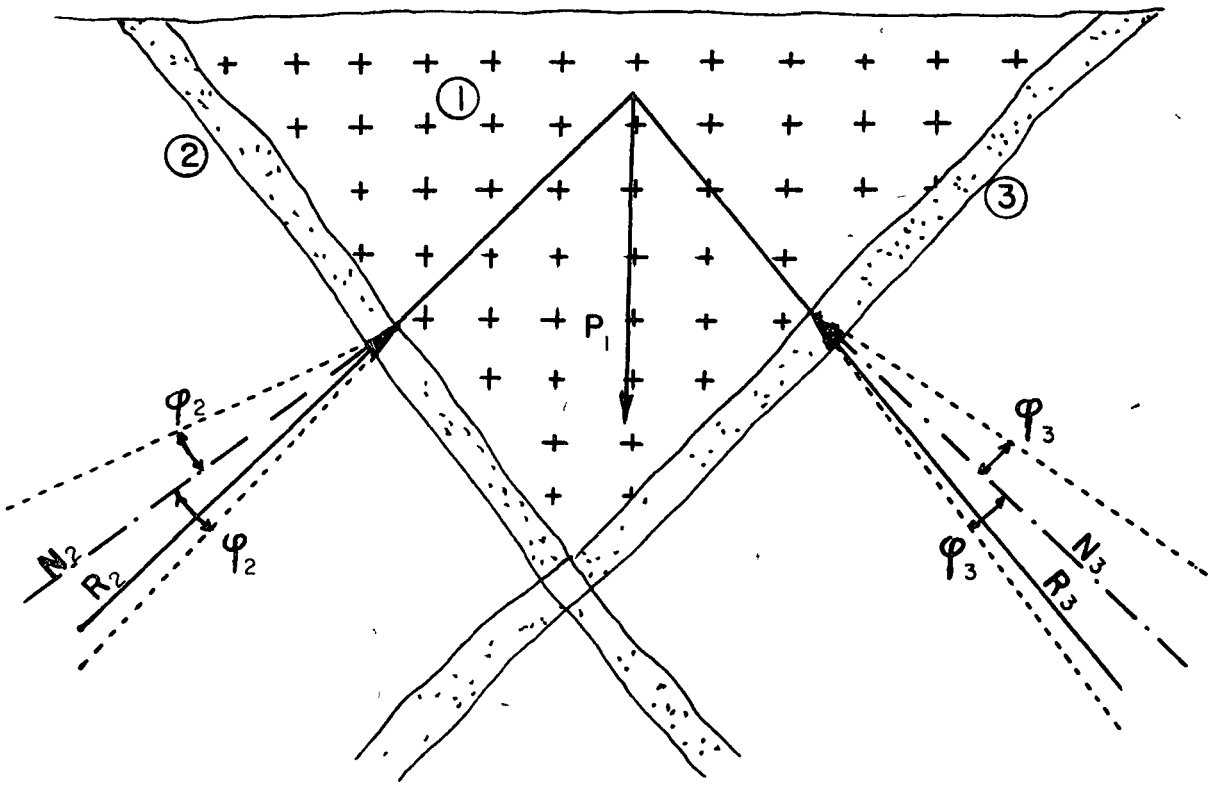
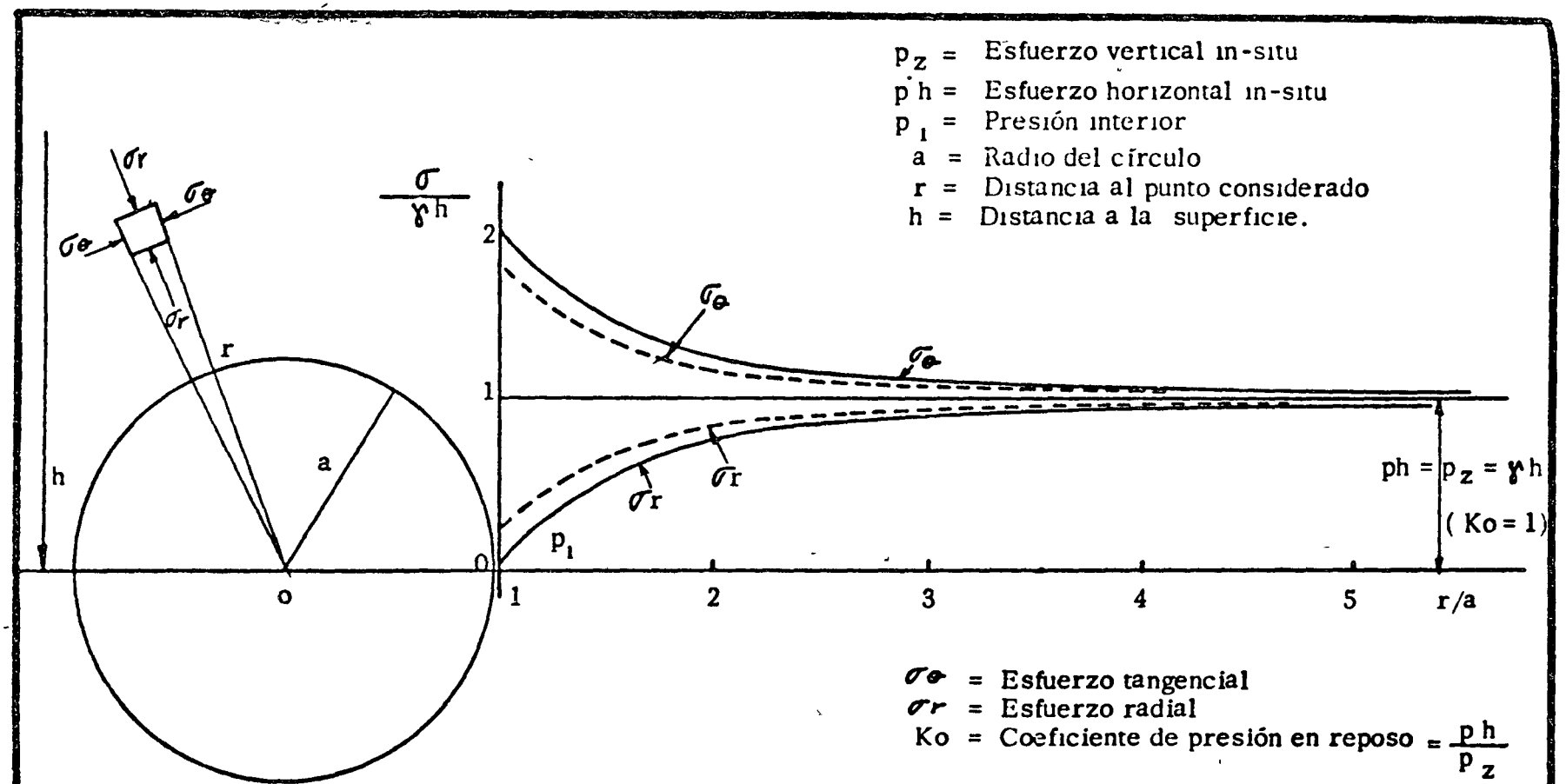


FIG. 1. LIMITE DEL ESTADO TENSIONAL NATURAL EN UNA FORMACION GEOLOGICA.



σ_θ = Esfuerzo tangencial
σ_r = Esfuerzo radial
Ko = Coeficiente de presión en reposo = $\frac{p_h}{p_z}$

$$\sigma_r = p_z \left[1 - \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right] + p_i \left(\frac{a}{r} \right)^2$$

$$\sigma_\theta = p_z \left[1 + \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right] - p_i \left(\frac{a}{r} \right)^2$$

FIG. 2.- DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UN TUNEL CILINDRICO EN ROCA ELASTICA.

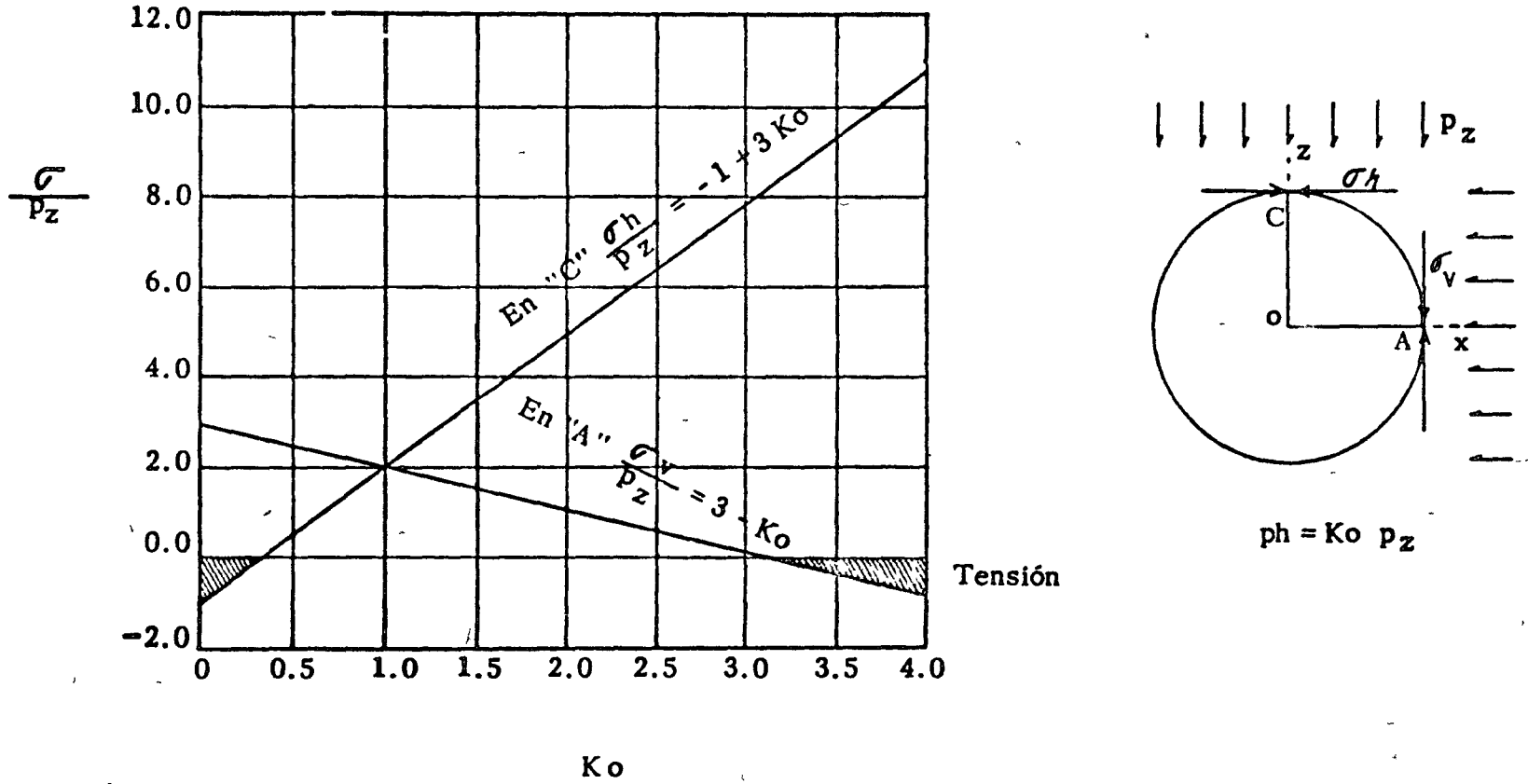


FIG. 3 - VALOR DE LOS ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES PRINCIPALES EN LOS PUNTOS A Y C DE LA SUPERFICIE DE UN TUNEL CIRCULAR EN FUNCION DE Ko.

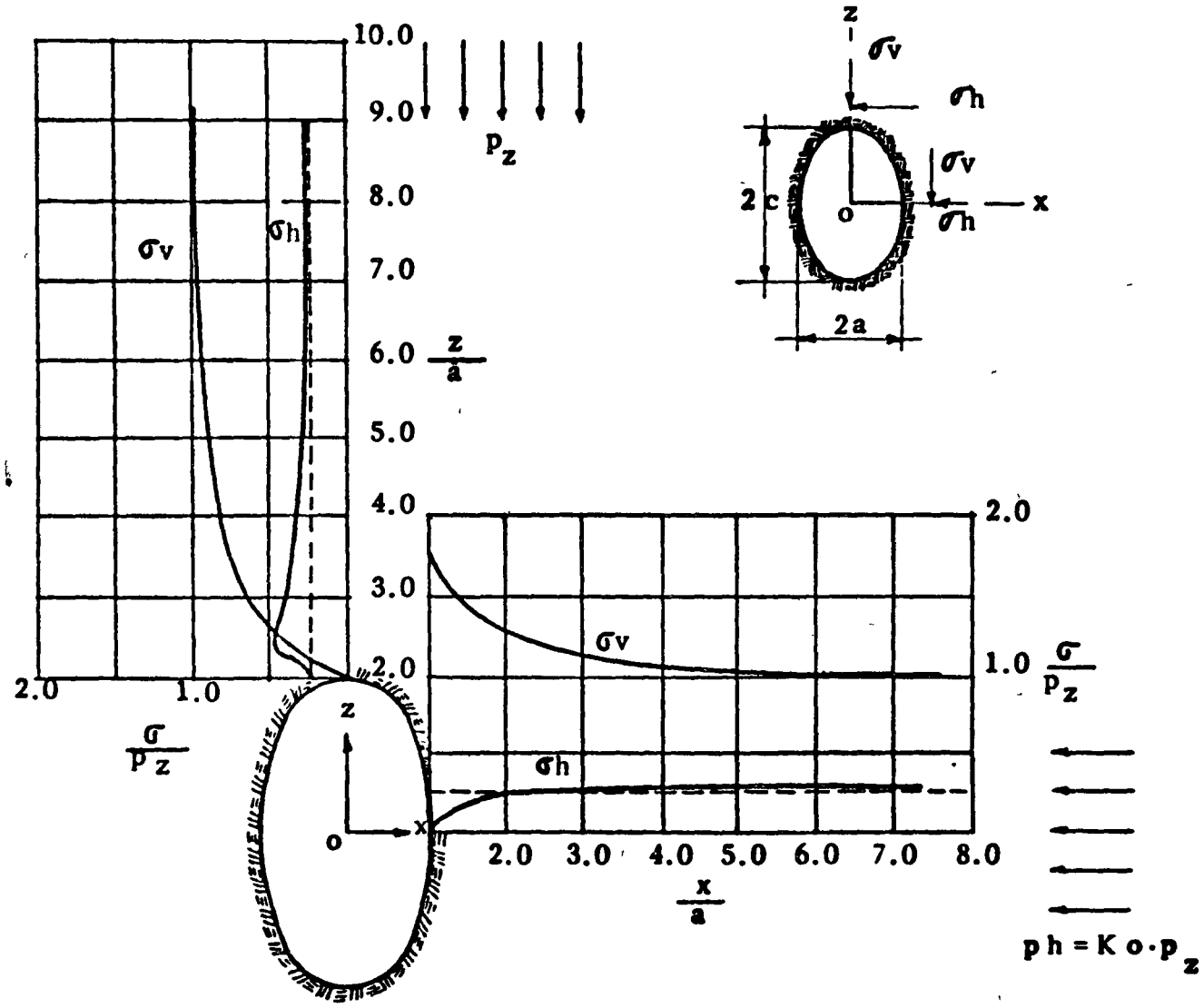


FIG. 4 - VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO CON RELACION a/c =0.5 Y Ko = 0.25.

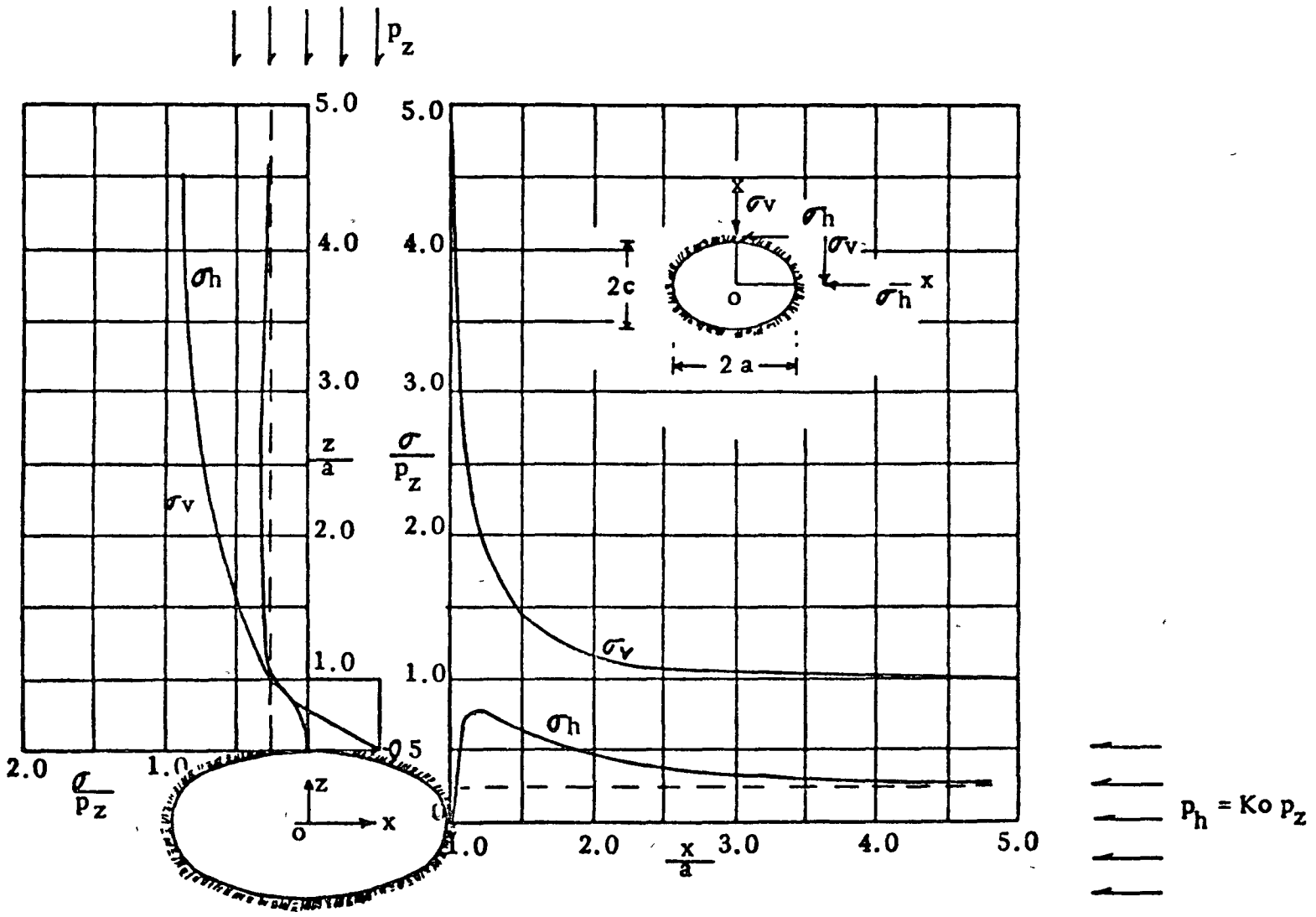


FIG. 5 VALOR DE LOS ESFUERZOS v Y h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO DE RELACION a/C = 2 PARA Ko = 0.25.

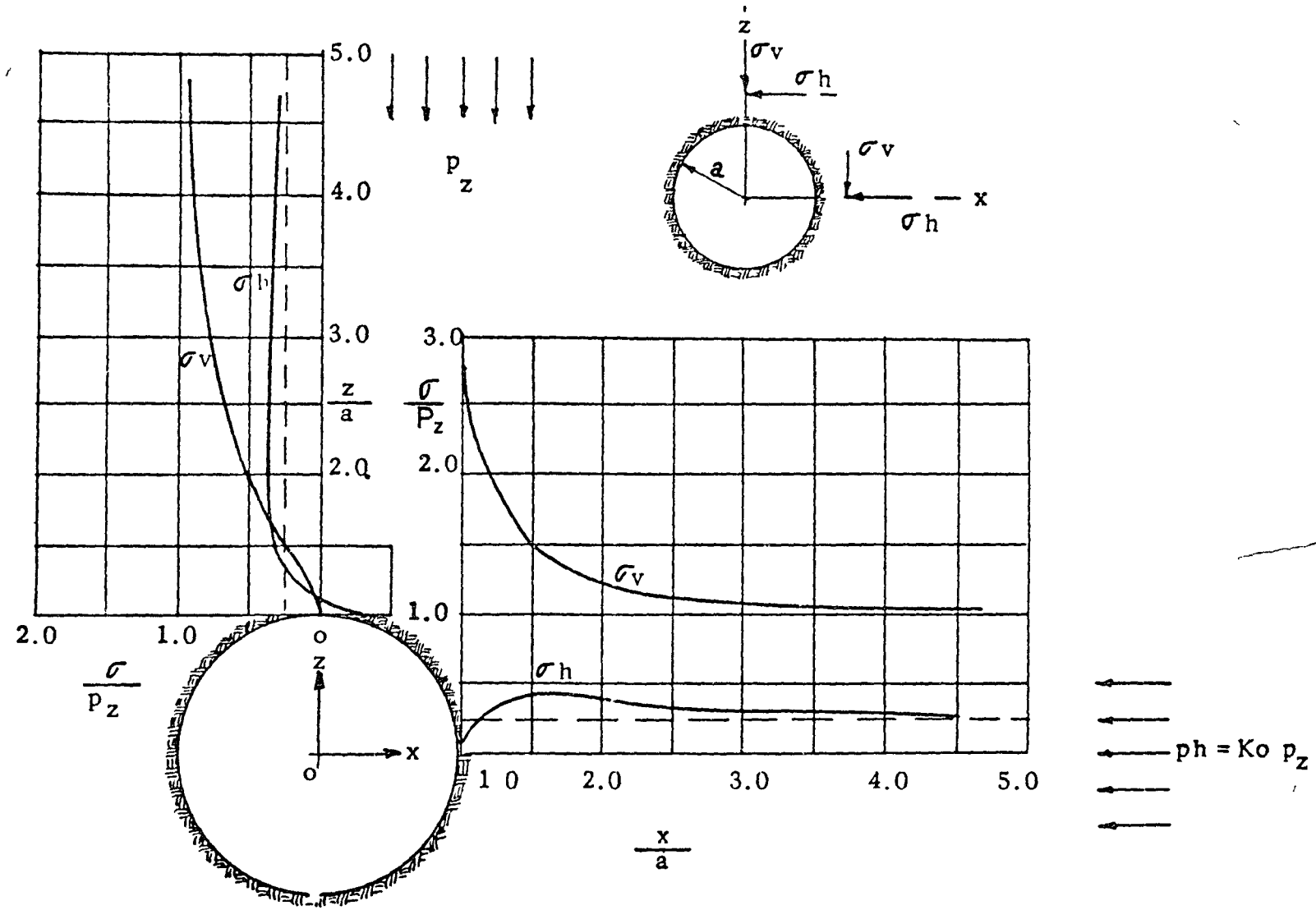
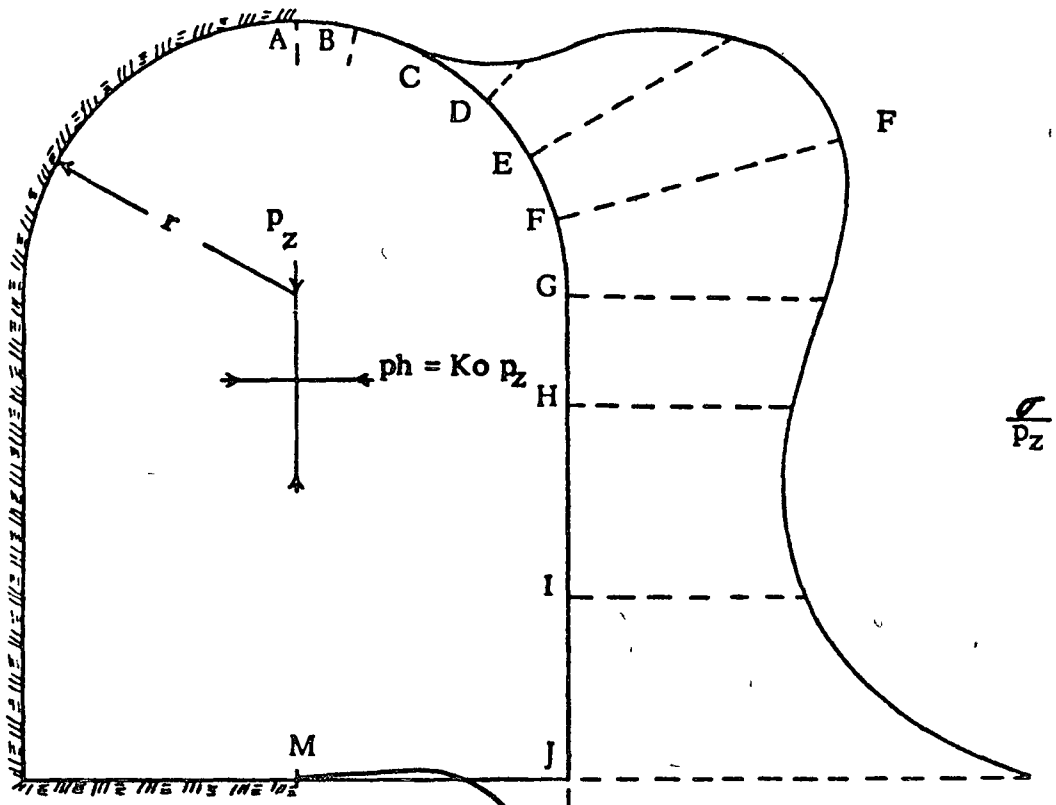
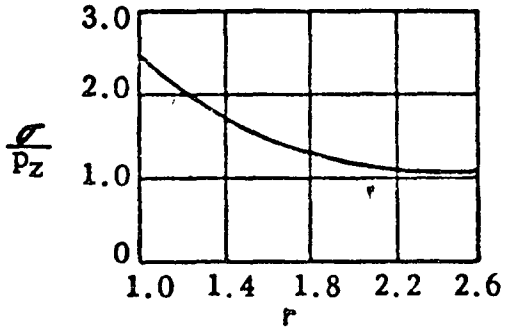


FIG. 6. VALOR DE LOS ESFUERZOS v Y h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL CIRCULAR $\left(\frac{a}{c} = 1\right)$ y Ko = 0.25.





Distribución de esfuerzos circunferenciales a lo largo de la línea F F.

Distribución de esfuerzos principales en la superficie.

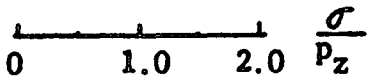


FIG. 7. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES PRINCIPALES.EN UNA GALERIA DE EXPLORACION - (Ko = 0.25) (ZANGAR Y PHILLIPS 1951).

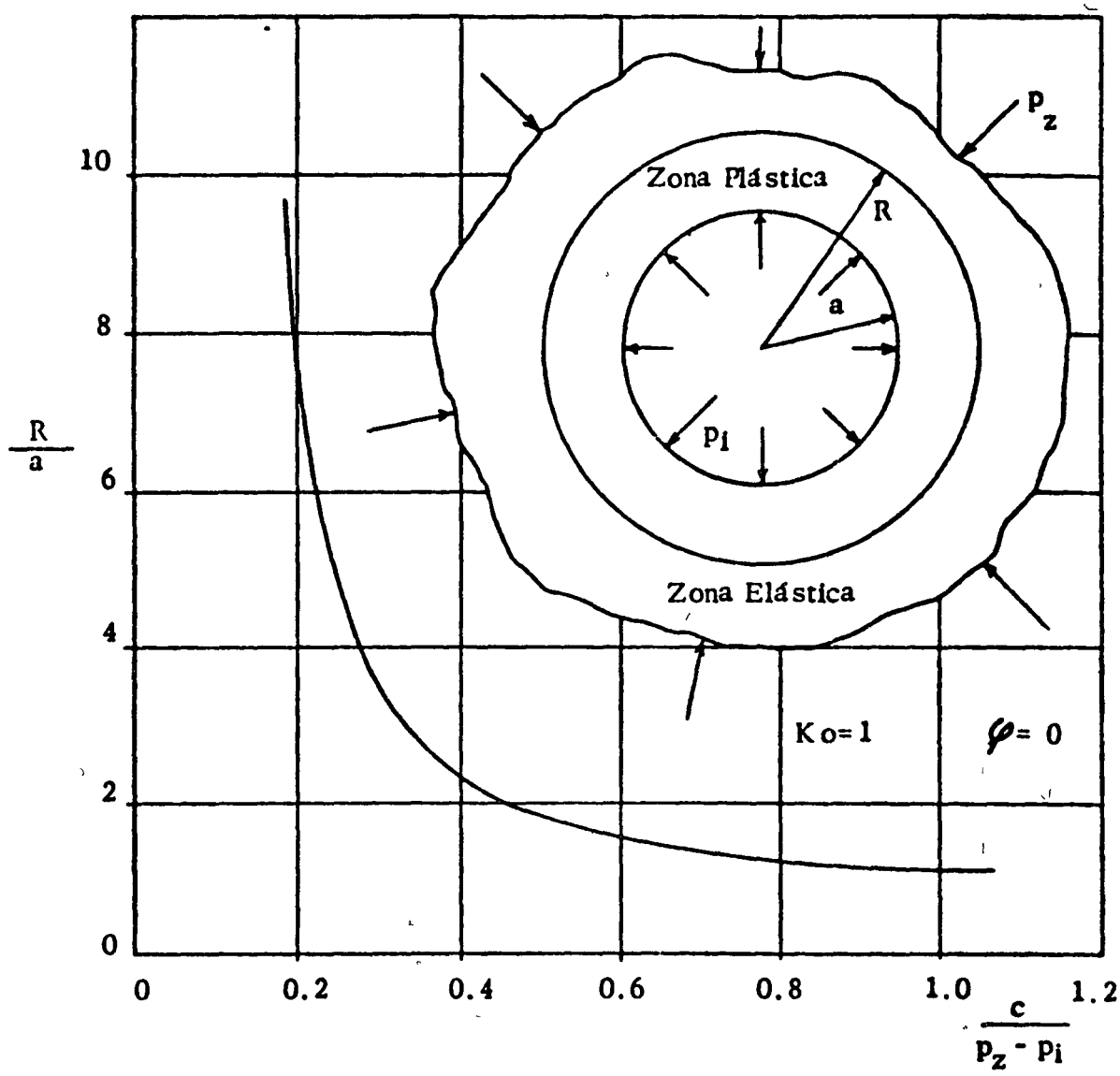


FIG. 8. - VALOR DEL RADIO "R" DE LA ZONA PLASTICA EN FUNCION DEL RADIO "a" DEL TUNEL, LA COHESION "c", EL ESFUERZO VERTICAL " p_z " Y LA PRESION INTERIOR " p_i ".

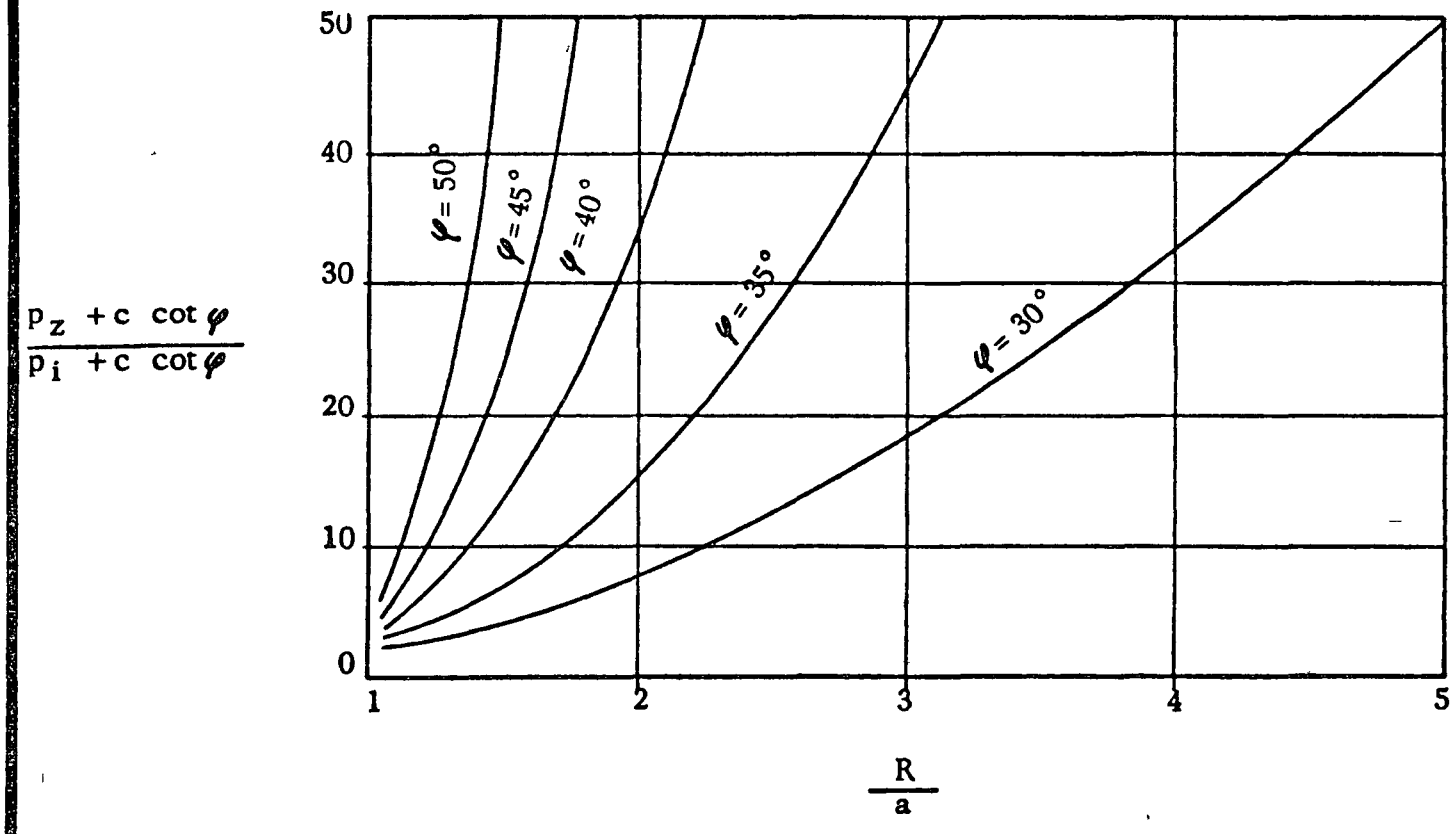


FIG. 9. - RADIO DE LA ZONA PLASTICA VS. $\frac{p_z + c \cot\varphi}{p_i + c \cot\varphi}$

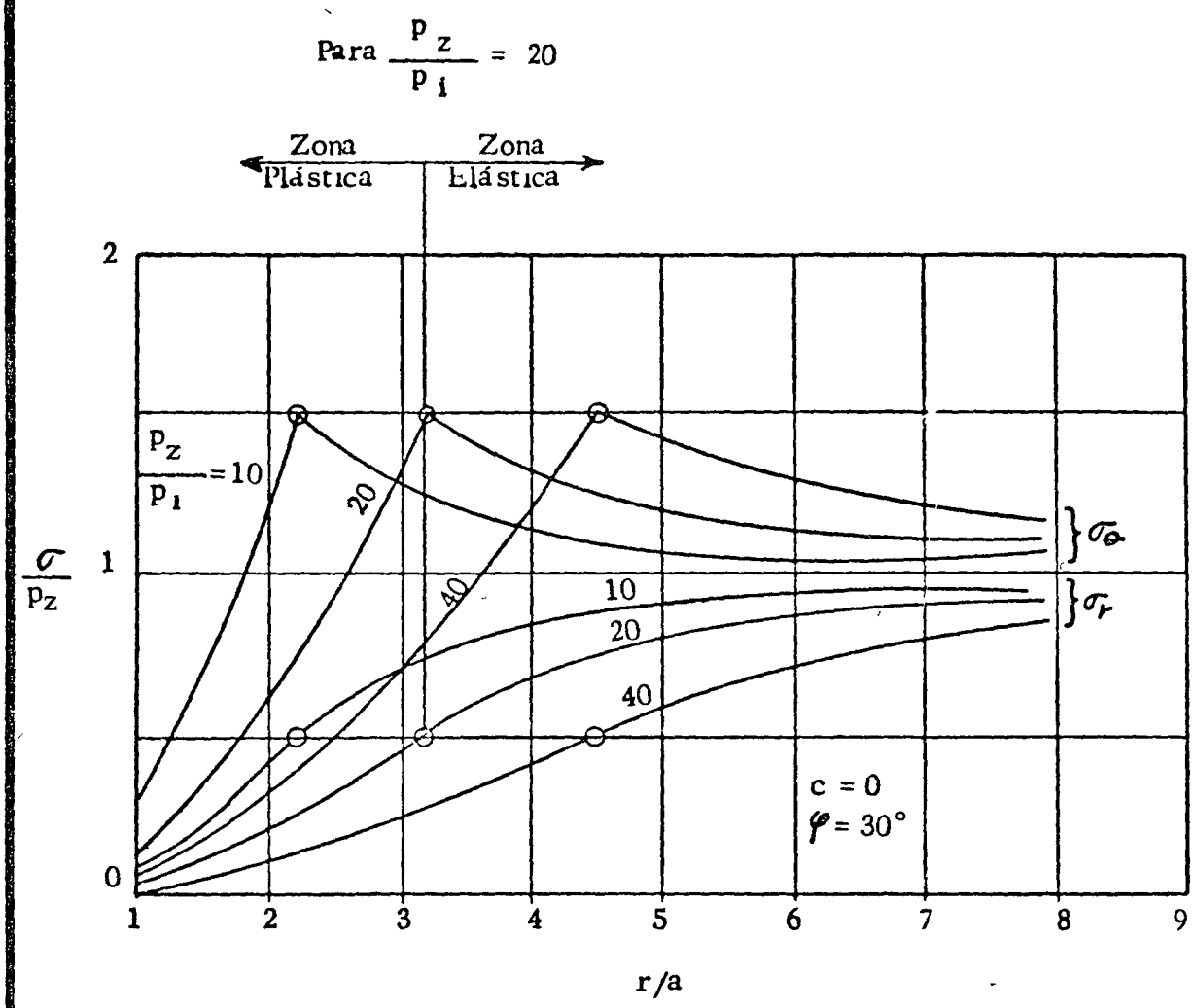


FIG. 10. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR EN MATERIAL ELASTOPLASTICO.

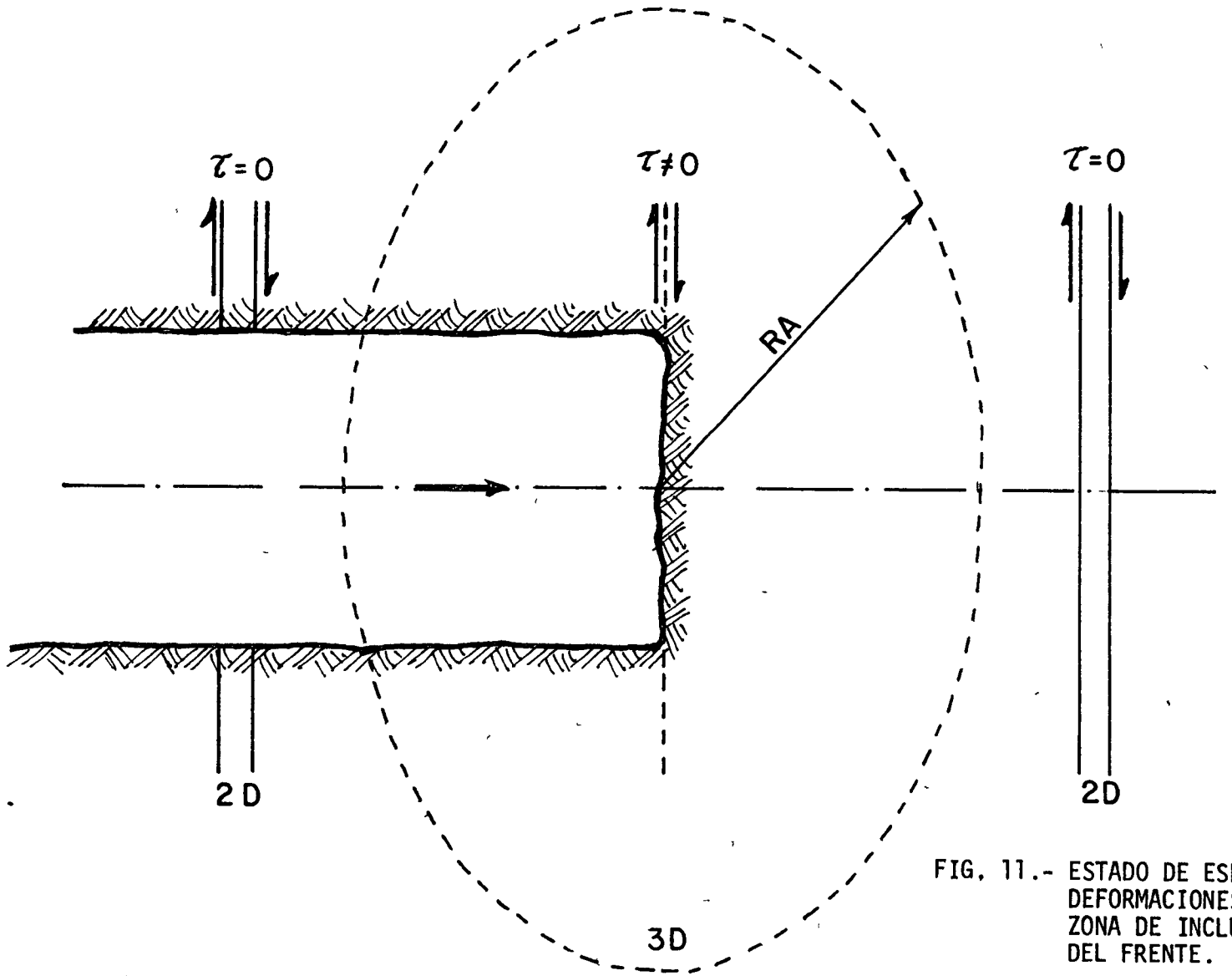


FIG. 11.- ESTADO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN LA - ZONA DE INCLUENCIA -- DEL FRENTE.

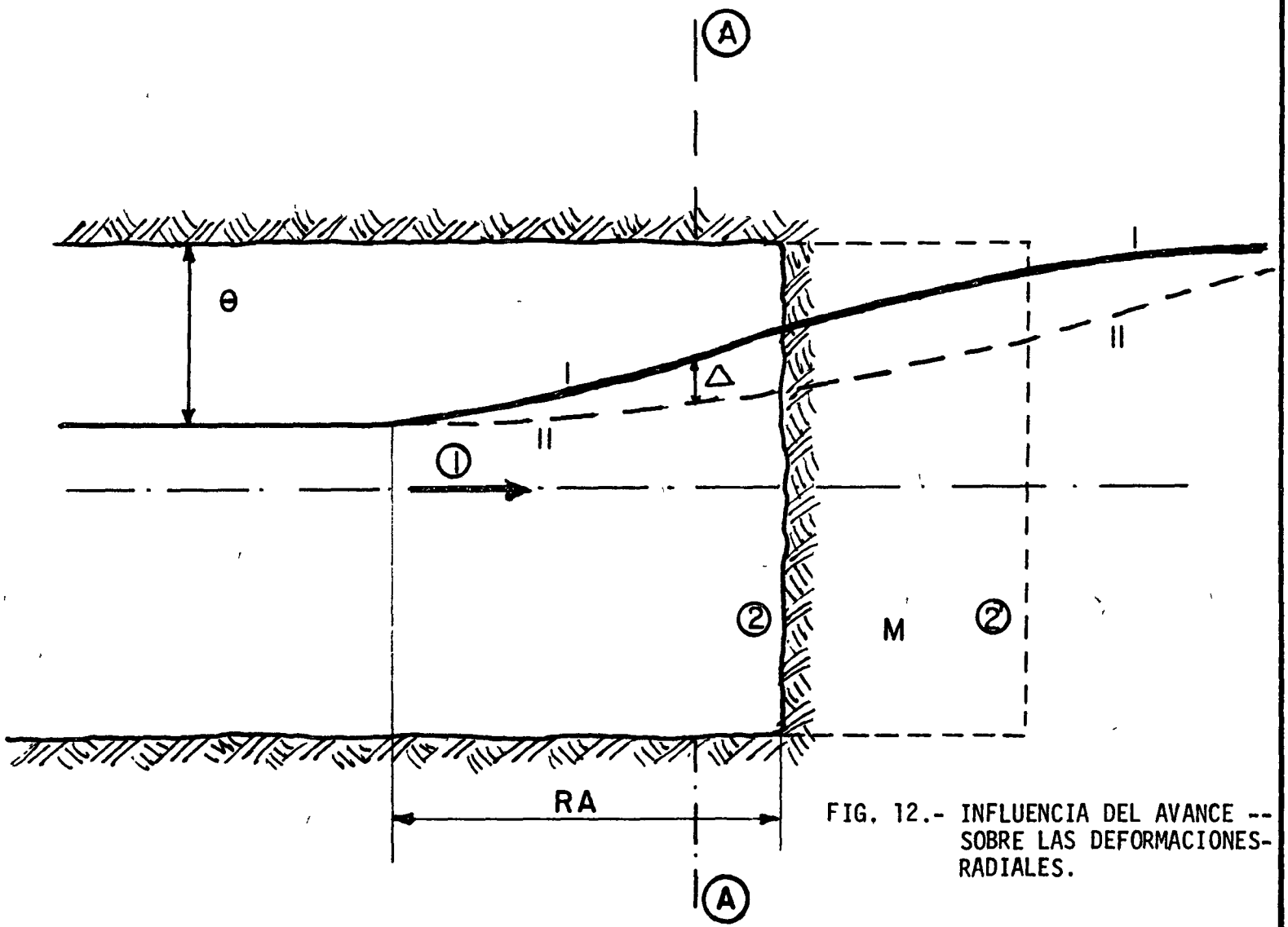


FIG. 12.- INFLUENCIA DEL AVANCE -- SOBRE LAS DEFORMACIONES- RADIALES.

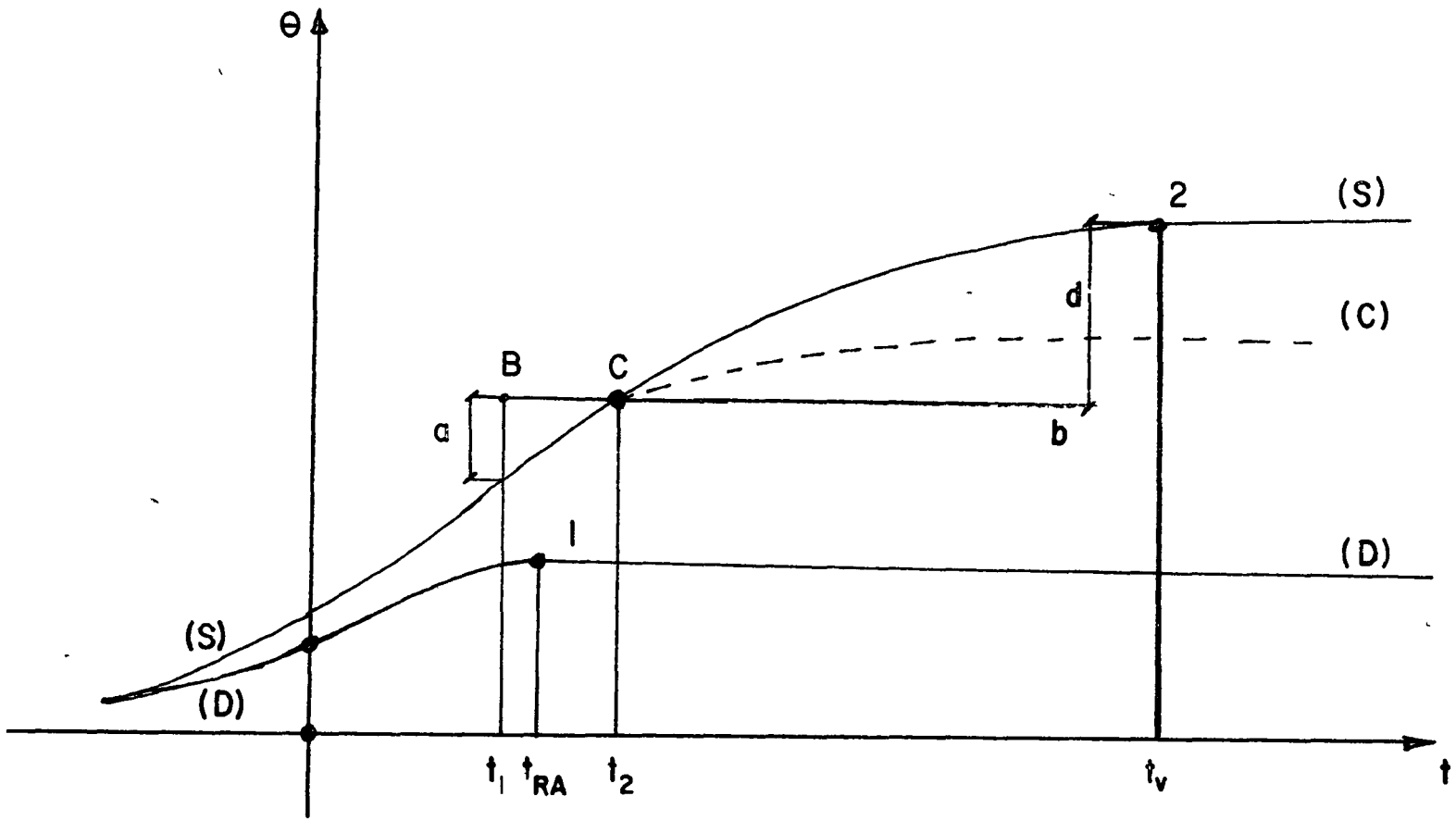


FIG. 13. DEFORMACION RADIAL MEDIA EN EL PERFIL DE AVANCE, EN FUNCION DEL TIEMPO, PARA UNA ESTACION DE MENSURA FIJA.

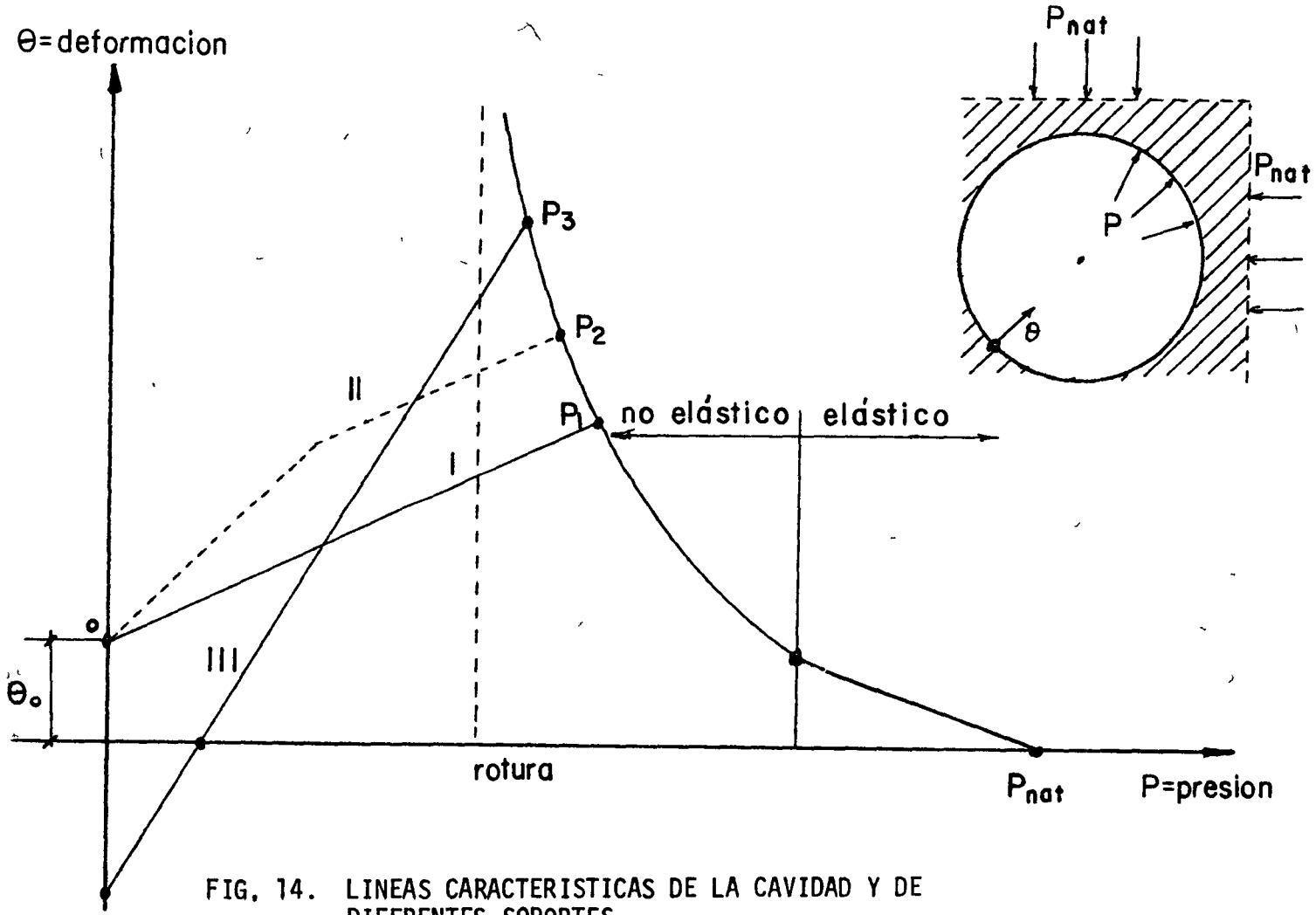


FIG. 14. LINEAS CARACTERISTICAS DE LA CAVIDAD Y DE DIFERENTES SOPORTES.

FRAGMENTACION Y CONMINUCION DE ROCAS.

GENERALIDADES SOBRE FRAGMENTACION DE ROCAS:

Tanto en el aprovechamiento de la roca como materia prima para extraer minerales valiosos, lo mismo que para producir agregados pétreos para la industria de la construcción, se requerirá acudir en una primera etapa a las técnicas de fragmentación y en una segunda etapa, al proceso de conminución por medio de equipos de trituración y molienda.

Se puede apreciar que el propósito final de la fragmentación y conminución de las rocas, es el de crear condiciones adecuadas, bien para que los minerales valiosos contenidos en el macizo rocoso sean separados eficientemente de la ganga, o bien para producir los tamaños adecuados de fragmentos de roca, para su utilización posterior, fundamentalmente en obras de Ingeniería Civil.

En el primer caso, la hoja de flujo de las operaciones, seguiría la siguiente ruta típica:

./.

Mineral en el Macizo Rocoso

↓

Fragmentación por Explosivos

↓

Planta de Trituración y Cribado

↓

Planta de Molienda y Clasificación

↓

Planta de Separación Física (Ejemplo: Flotación)

↓

Primera Etapa de Proceso Químico (Ejemplo: Alto Horno)

↓

Segunda Etapa de Proceso Químico (Ejemplo: Refinación Electrolítica).

↓

Metal

Se observa que existen tres tipos bien definidos de reducción de tamaño de la roca, a saber:

a) Fragmentación de porciones de la roca a partir de un banco, utilizando energía producida por explosivos.

b) Trituración del producto del inciso a) en uno, dos, o más pasos de reducción con Quebradoras de Quijada, Giratorias, rodillos, Cono, martillos, etc.

c) Molienda por molinos autógenos o convencionales (bolas, barras, pulverizadores, etc.)

La primera etapa de este proceso se conoce generalmente como "Fragmentación", mientras que las dos últimas etapas, se conocen como "conminución".

Sin lugar a dudas, cada vez cobra mayor importancia en el campo de la Ingeniería, la fragmentación de la roca por medio de voladuras en operaciones a cielo abierto, operación en la cual, el explosivo, puesto en un orificio, pasa bruscamente del estado sólido al estado gaseoso. La enorme presión ejercida sobre las paredes de la perforación por los gases que se desprenden, provoca primeramente un choque que fisura las rocas vecinas y enseguida un empuje que provoca el desplazamiento de las rocas y su división en bloques de tamaño variable.

El fenómeno se produce pues, en dos tiempos bien distintos, separados por un intervalo de algunos décimos de segundo. El primer tiempo es casi inmediato (algunos milésimos de segundo), y corresponde a lo que se llama onda de choque.

El terreno sometido a una brusca presión que puede llegar hasta 15,000 kilogramos por centímetro cuadrado, se fisura, o mejor dicho, las grietas ya existentes se abren. Hasta entonces, el terreno permanece en su lugar. Es hasta el fin del décimo de segundo cuando la roca bajo el efecto del empuje de los gases es arrojada adelante de la cara despedazada, siguiendo la línea de menor resistencia.

La descomposición del fenómeno es netamente perceptible en la tronada de una carga de explosivos en un barreno de investigación sísmica, tal como lo practican las sociedades de geofísica.

La extracción de las rocas duras y compactas requiere explosivos cuya onda de choque sea máxima, mientras que por lo contrario, la extracción de rocas fisuradas, elásticas, compresibles, no se adapta a esta onda de choque que pudiera abrir exageradamente la fisuración existente o provocar bajo el efecto de la presión de los gases la formación de bolsas nocivas para la extracción.

Surge la pregunta de cómo es más útil el fenómeno de la explosión y como aprovechar al máximo la energía extraordinariamente barata que queda liberada.

Se trata de un problema muy complejo por causa del gran número de factores en juego, contándose entre otros a:

1. El gran número de tipos de rocas existentes.

2. La forma bajo la cual se quieren obtener los fragmentos de roca (simple disgregación, producción de grandes bloques para diques o cortinas de enrocamiento.

3. Existe una gran variedad en las calidades de los explosivos. En su elección hay que tomar en cuenta su potencia, su poder de rompimiento, su densidad, su resistencia al agua, etc.

./.

REGLAS PRACTICAS PARA FRAGMENTAR ROCA POR -- MEDIO DE EXPLOSIVOS:

"Roca Fragmentada" es el producto de cualquier operación en la cual se requiera dicho material para utilizaciones subsecuentes, en los campos de minería, Ingeniería Civil, etc. El objetivo será conseguirla al mínimo costo, calidad óptima y tamaño adecuado. La barrenación y la voladura son dos variables que cualquier productor de roca fragmentada debe tomar en consideración, para lograr lo siguiente:

a) Utilización al máximo de la energía explosiva que se coloque en el hueco útil del barreno.

b) Producción de la mayor cantidad de metros cúbicos de -- roca por metro lineal de barreno, para reducir al máximo los costos de barrenación.

c) En la mayoría de las ocasiones, obtener la máxima frag-- mentación del producto de la voladura para que el equipo - de carga de la rezaga, transporte y trituración, trabaje -- con la máxima eficiencia.

Las modernas tecnologías que sobre el uso de explosivos se han desarrollado en Europa y los Estados Unidos, establecen recomendaciones prácticas para relacionar los parámetros que intervienen.

Ante todo conviene recordar la nomenclatura usual que se utiliza - en estas operaciones:

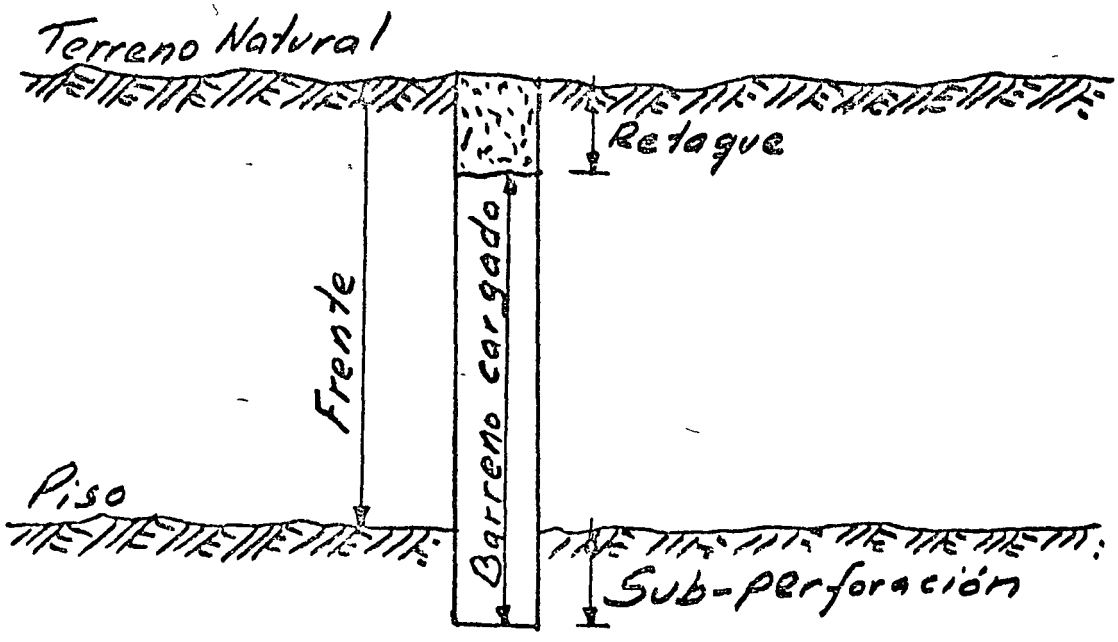


Figura # 1

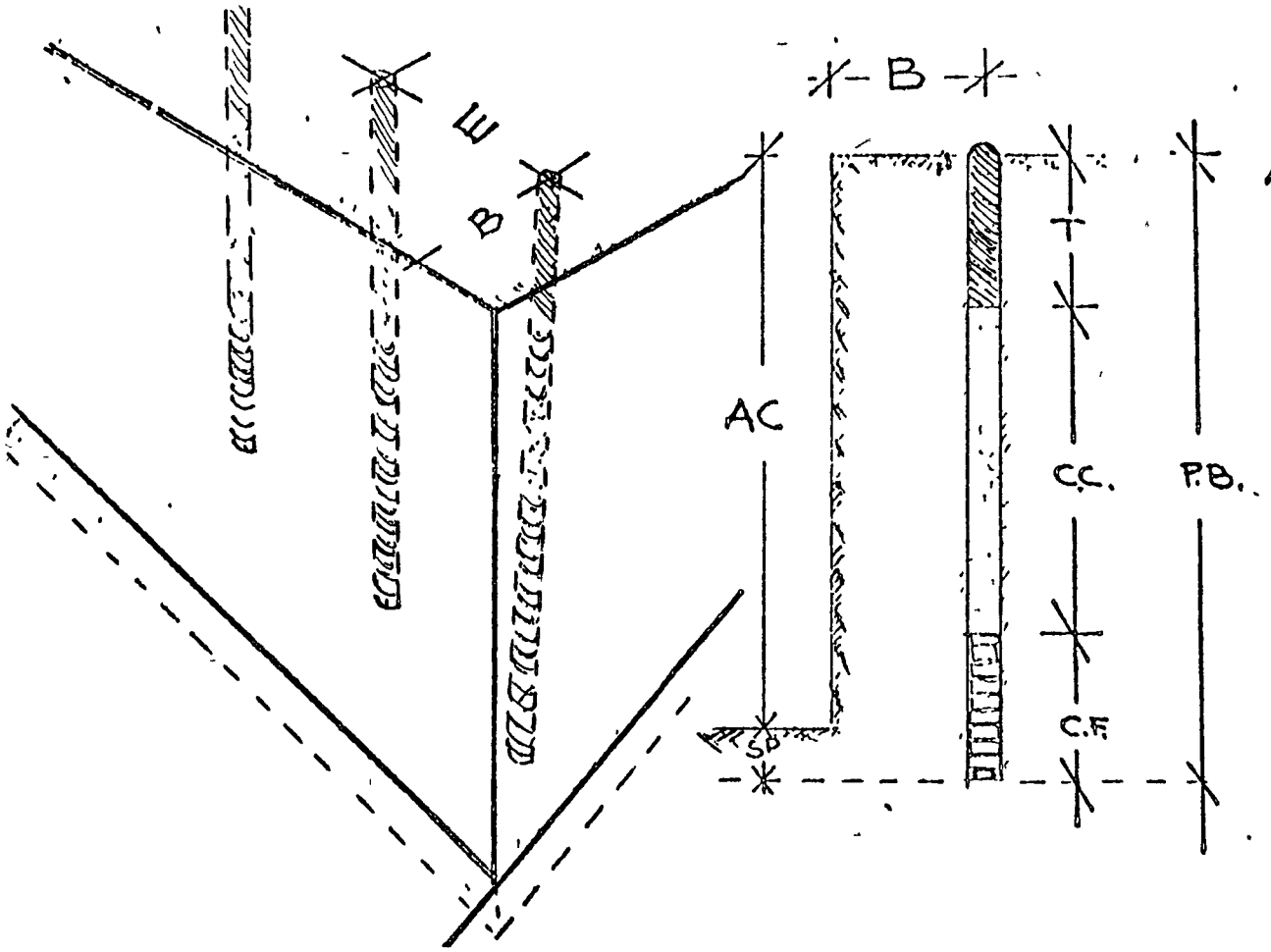


Fig. #2.

B = Bordo

Distancia entre el barreno y la cara libre y entre línea y línea de barrenos

T = Taco = Retaque (Tapon)

E = Espaciamiento

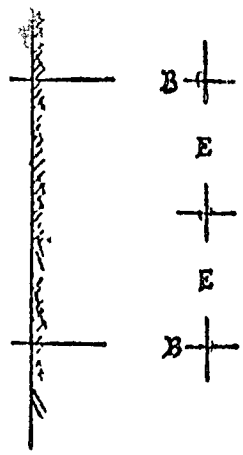
SP = Sub-Perforación (Perforación bajo el piso)

AC = Altura de la cara (Frente al barreno)

PB = Profundidad del barreno (Longitud del barreno)

CF = Carga del Fondo

CC = Carga de Columna.



B= 33 X Ø (6" - 9")

B= 40 X Ø (2½"- 6")

T= B

E= 1.2 X B

SP= 0.3 X B

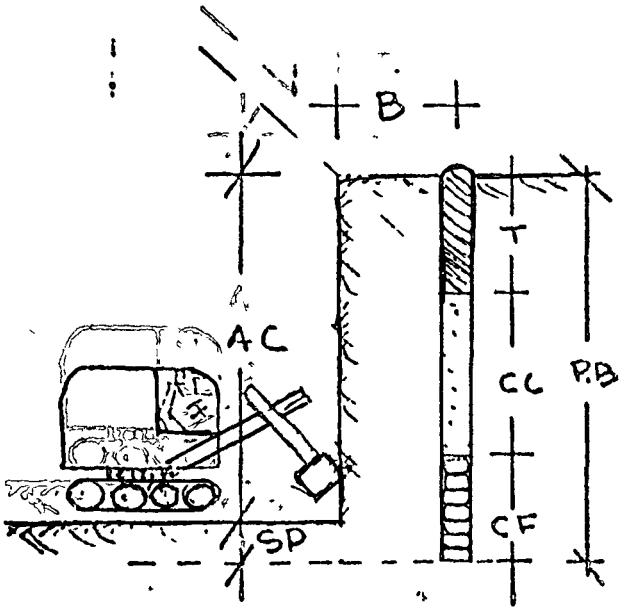
AC= Depende del equipo

PB= Depende del equipo

CF= 1.3 X B

CC= PB - 2.3 X B

V= BXE XAC = Volumen



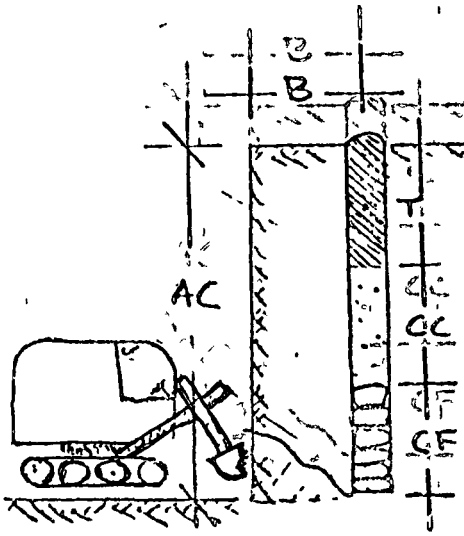


Fig. 43.

Sub-Perforación (Perforación bajo el piso)

Siempre es necesario llevarse a cabo, para evitar que la pala encuentre el piso levantado, por la falta de acción del explosivo.

La carga explosiva del barreno, debe de estar constituída por dos cargas principales:

a) La carga de Fondo

b) La carga de columna

La carga de fondo cuya labor principal es la de vencer el esfuerzo cortante en la pata del barreno, debe de estar constituída por un explosivo potente denso y en la mayoría de los casos resistente al agua.

La carga de columna que su función es la de cooperación con la carga de fondo en la explosión, voltear y fragmentar la roca en la parte superior del barreno, debe estar constituída por un agente explosivo de baja densidad.

Se han establecido siete reglas fundamentales o "recetas de cocina" que establecen relaciones que en lo posible deben respetarse entre las variables que intervienen en la barrenación, carga y voladura de bancos de roca, a saber:

REGLA # 1 :- Relaciona el bordo (distancia a la cara libre más próxima), con el espaciamiento (distancia entre barrenos, como sigue:

"El espaciamiento "E", debe ser igual o mayor que el bordo (aún cuando no mayor de un 30%)"

La razón de lo anterior, es la de que una vez que, las ondas de detonación direccionales alcanzan a la superficie libre, toda la fuerza restante va a la línea de menor resistencia, y por lo tanto, si el espaciamiento es menor que el bordo, entonces la fuerza rompedora efectiva se perderá antes de que un trabajo completo de fragmentación sea realizado sobre la distancia de bordo.

REGLA # 2 :- Relaciona el espaciamiento con la profundidad de los barrenos:

"La profundidad del barreno debe ser por lo menos dos veces mayor que el espaciamiento ", y recíprocamente, el espaciamiento debe de ser aproximadamente igual a la mitad de la profundidad procurando generalmente no exceder una profundidad en pies igual a 10 veces el diámetro del barreno en pulgadas, o sea que un barreno de 4" permitirá una profundidad de 40 pies.

Esta relación profundidad-diámetro del barreno, debe modificarse en algunas ocasiones de acuerdo con las condiciones particulares del trabajo.

REGLA # 3 :- Velocidad del explosivo a la roca.

"La velocidad del explosivo debe ser igual o tan próxima como sea posible a la frecuencia sísmica de la roca que debe fragmentar"

REGLA # 4 :- Carga del Barreno:

"Para una mejor acción de fragmentación, el explosivo debe distribuirse de la mejor manera posible, a través de la roca"

./.

REGLA # 5 :- Coeficiente de carga de explosivo:

Es igual a la cantidad de dinamita usada, expresada en kilogramos, dividida por el volumen de roca fragmentada, expresado en metros cúbicos.

Una roca dura, debe volarse siempre con un coeficiente máximo de carga de aproximadamente igual a 0.50 kilogramos por metro cúbico.

REGLA # 6: - Sub - Perforación.

Es necesario para conservar la roca fragmentada en el piso -- generalmente se subperfora debajo del piso, del orden de la tercera parte a la mitad del espaciamiento entre barrenos, con un - valor mínimo de 60 centímetros (2').

REGLA # 7 :- Retaque:

En la mayoría de los casos, el retaque deberá de ser aproximadamente igual al espaciamiento entre barrenos, con un máximo de - 2.40 m. a 3.00 m. (8' a 10').

EQUIPO DE TRITURACION:

El estado actual de la tecnología de diseño y construcción de las -- máquinas que realizan el proceso de la conminución (trituración y - molienda) de las rocas, obliga a realizarla en varios pasos o etapas, a saber:

1. Etapa Primaria:

Rango:- Reduce los fragmentos de roca producto de una voladura, a tamaños entre 4" y 12".

Máquinas utilizadas:- Quebradoras de Quijadas y Quebradoras - Giratorias con índices de reducción medio de 8 ÷ 1

2. Etapa Secundaria:

Rango:- Reduce el producto de una trituración en primaria (4" a 12") a tamaños de 1" a 3".

Máquinas utilizadas:

Trituradoras de Cono:	I_R	=	10
Trituradoras de Rodillo:	I_R	=	3
Trituradoras de Impacto:	I_R	=	30
Trituradoras de Martillos:	I_R	=	20

3. Etapa Terciaria:

Rango:- Reduce el producto de una trituración secundaria (1" a 3"), a tamaños de 1/4" a 3/4".

Máquinas utilizadas:

Los mismos tipos que en la etapa secundaria, con algunas modificaciones en la forma de la cámara de trituración.

4. Molienda Gruesa:

Rango:- Reduce el producto de una trituración terciaria (1/4" - 3/4"), a tamaños entre malla número 4 y malla número 40.

Máquinas utilizadas:

Molinos de Barras y Pulverizadores.

5. Molienda Fina:

Rango:- Reduce el producto de una molienda gruesa (#4 a # 40) a tamaños menores de malla # 50.

Máquinas utilizadas: Molinos de Bolas y Molinos Coloidales.

A continuación se hará una breve descripción de las características principales de los equipos arriba enlistados:

Dos de los conceptos básicos que definen el comportamiento y campo de aplicación de los diferentes tipos de quebradoras son: índice de reducción y coeficiente de forma.

1o. INDICE DE REDUCCION

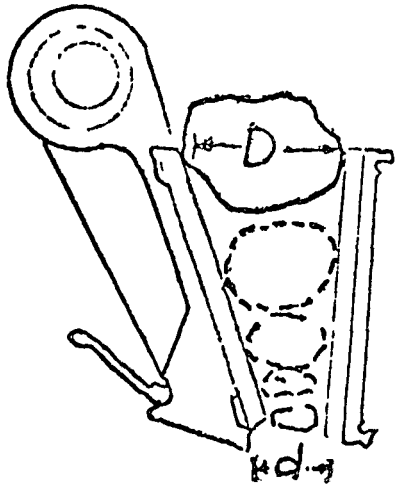


Figura 12

Se define el índice de reducción de una máquina de trituración, a la relación :

$$I_R = \frac{D}{d}$$

entre el tamaño "D" del fragmento de roca a la entrada de la máquina y el tamaño "d" del producto de la trituración a la salida. Dicho índice de reducción varía con cada tipo de trituradora, de acuerdo con la mecánica de su construcción y con los métodos de reducción

por ella utilizados.

2o. COEFICIENTE DE FORMA :

Sea un fragmento de roca, cuya dimensión mayor sea representada por "L" y sea "v" el volumen de dicho fragmento y "V" el volumen de una esfera cuyo diámetro sea "L"

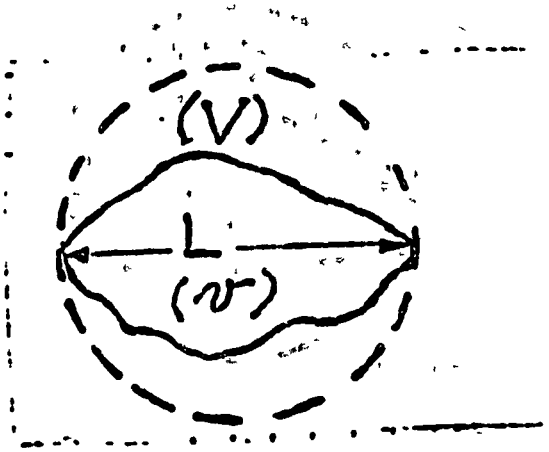


Figura 03

Se define como "Coeficiente de Forma" de dicho fragmento, a la relación :

$$C_f = \frac{v}{V} = \frac{v}{\frac{L^3}{6}}$$

obteniéndose de la aplicación de dicha fórmula los valores promedio siguientes, en los fragmentos más comunes :

Forma de Fragmento :	Valor del Coeficiente de Forma:
Esférico	1
Cúbico	$\frac{2}{\pi\sqrt{3}} = 0.37$
Tetraedro Regular	$\frac{1}{\pi\sqrt{2}} = 0.22$
Canto rodado	0.34
Grava triturada	0.22

Lajas	0.07
Agujas	0.01

Los dos últimos tipos de fragmentos (lajas y agujas), generalmente se prohiben por las normas de calidad de control de agregados pétreos, debido a que por su forma, son partículas débiles, con mucha tendencia a fracturarse.

A continuación se expondrán las variedades de equipos de trituración, utilizados hoy en día en la construcción de caminos en particular.

QUEBRADORAS DE QUIJADA

a) TRITURACION PRIMARIA

Definitivamente es la quebradora de quijadas de simple togle con excéntrico superior (figura 4), la que se utiliza para realizar la primera etapa de reducción de los materiales pétreos, en las plantas móviles camineras, en prácticamente todos los casos, así como en la mayoría de las instalaciones fijas de producción de agregados para la industria de la construcción.

Equipo de mecánica simple, se utiliza en las plantas portátiles, en tamaños que van desde 12" x 36" hasta 42" x 48", con pesos de 5,300 kilogramos hasta 48,000 kilogramos y producciones desde 18 toneladas por hora hasta 840 toneladas por hora, de acuerdo con el tamaño de la máquina, su abertura de salida y la naturaleza geológi

ca del material, alcanzando índices de reducción promedio de ---

8 ÷ 1

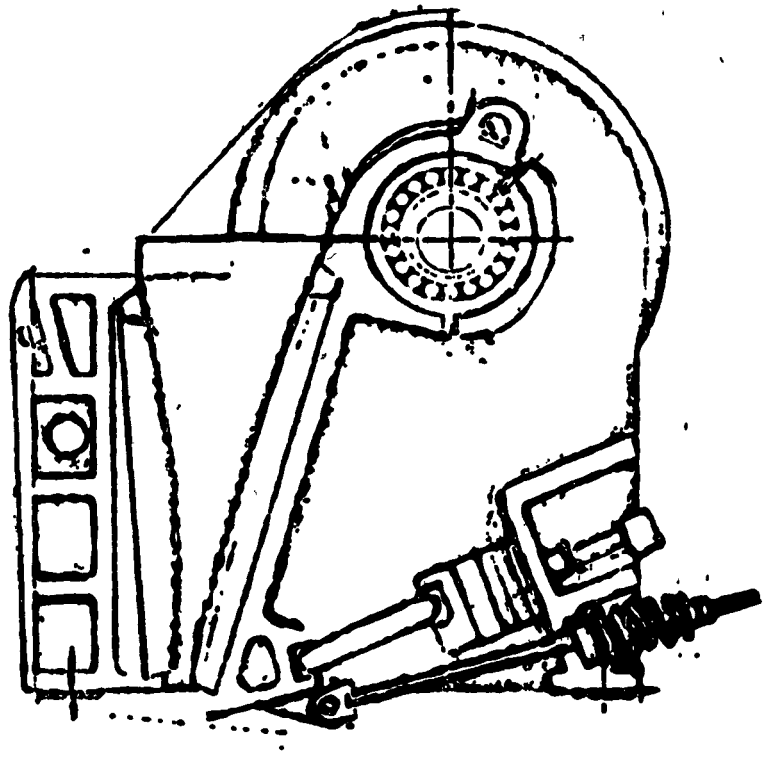


Figura 04

b) TRITURACION SECUNDARIA Y TERCIARIA

Si bien en la etapa primaria de trituración, desde hace ya muchos años se ha definido a la quebradora de quijadas como el equipo idóneo para las instalaciones de producción de agregados, en lo que respecta a las etapas secundarias y terciarias han existido en los últimos tiempos cambios sensibles en la preferencia de los usuarios de dichos equipos, como se vera a continuación.

Las trituradoras tradicionalmente empleadas para realizar las etapas segunda y tercera de la reducción de los materiales pétreos, han sido las de rodillos, impacto y cono.

IV-2 Revestimiento definitivo del túnel

IV-2.1 DESCRIPCION DEL PROBLEMA

El problema consistió en revestir un túnel de aproximadamente 68 km de longitud (50 km del Emisor Central y 18 km de los interceptores). Los abastecimientos de concreto hasta los frentes de su colocación se hicieron principalmente por las lumbreras, con profundidades variables, desde 40 m hasta 220 m. Como es de suponer para dar comienzo a estos trabajos fue necesario estudiar y coordinar una serie de actividades siendo las más importantes las que a continuación se mencionan.

a) Localización de bancos de agregados y estudio y cotización de las plantas apropiadas para la obtención de los materiales necesarios para la fabricación del concreto.

b) Estudio de las plantas dosificadoras apropiadas para la fabricación del concreto.

c) Forma económica del transporte del cemento de la fábrica a las plantas dosificadoras.

d) Métodos económicos y eficientes de construcción y decisiones sobre el equipo por adquirir.

f) Coordinación con las autoridades del Departamento del Distrito Federal y sus asesores de todos los asuntos referentes a especificaciones y proyectos.

Si se menciona que fueron necesarios dos millones de metros cúbicos de agregados y más de 500 000 ton de cemento, nos damos una idea de la magnitud de la obra que realizamos.

Por razones de profundidad de las lumbreras los métodos para colocar el concreto en el túnel fue en algunos casos diferente.

IV-2.1.1 Emisor Central

El concreto se bajó por medio de tuberías de 20.3 cm a 25.4 cm (8 y 10 pulg) ϕ a través de las lumbreras o pozos construidos exprofeso entre lumbrera y lumbrera. Las plantas de fabricación de concreto, 9 en total, se instalaron en diferentes lumbreras según las necesidades. El concreto bajado por gravedad fue recibido en tolvas dentro del túnel y pasado a carros agitadores, que se transportan al frente del colado donde se encuentran bombas o cañones los cuales envían éste a las formas metálicas (fig IV-2.1.1).

La fabricación del concreto en cuanto a calidad y manejabilidad fue estrictamente vigilada ya que de ésto dependió, en gran parte, la eficiencia lograda en su colocación.

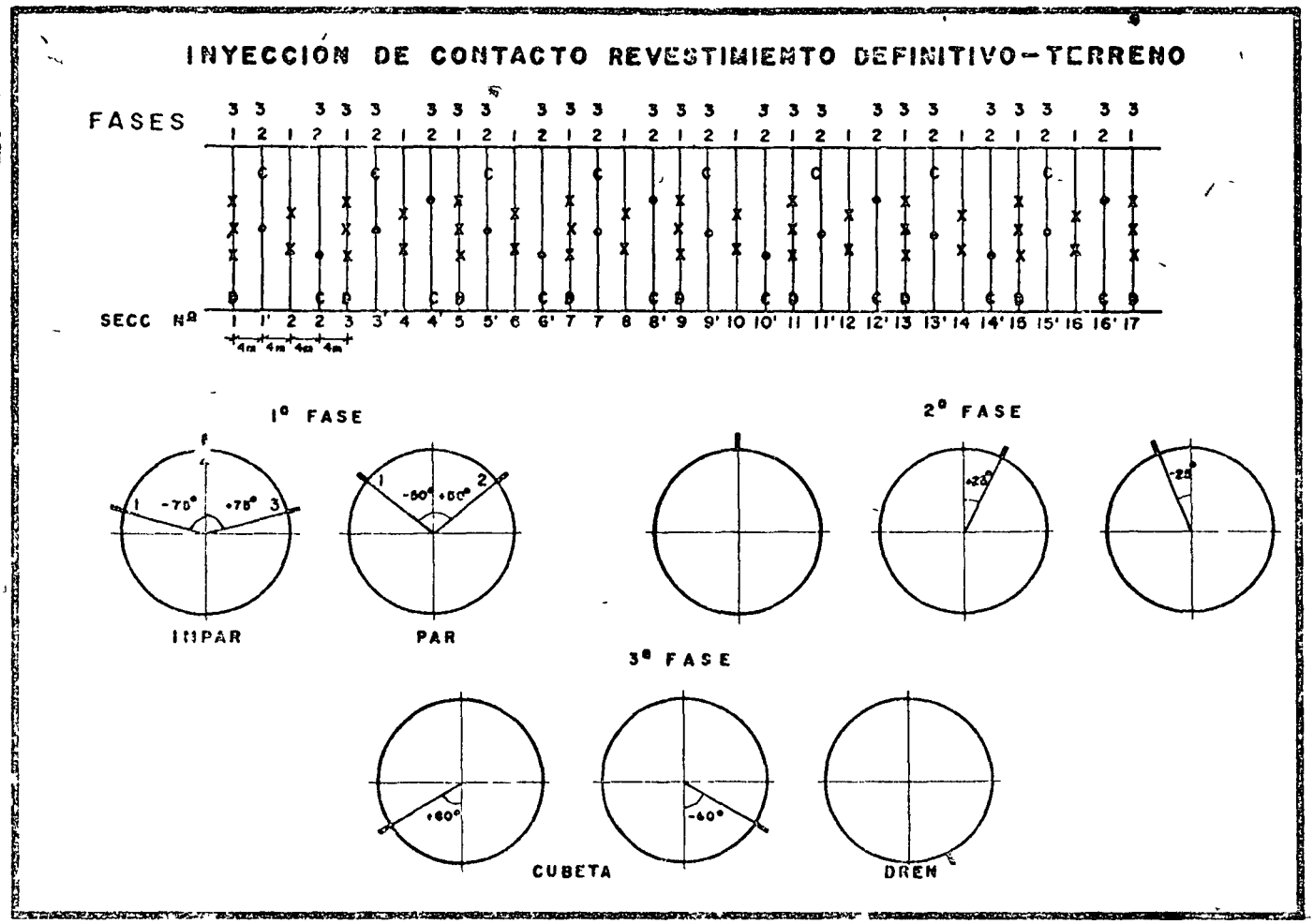


fig IV-2 1 1

IV-2 1 2 Interceptores

En los interceptores, además de emplear el metodo antes descrito para el Emisor Central, se tuvo la variante de colocar el concreto bombeándolo desde la superficie En estos tramos de túnel, debido a la poca profundidad , se perforaron pozos adecuados con tuberías de 66 04 cm (26 pulg) de diámetro dentro de los cuales se introdujeron otras para bajar concreto, de tal manera que se tuvieron bajantes a distancias maximas de 600 m bombeándose el concreto a longitudes no mayores de 450 m tomando ya en cuenta distancias de tuberías, codos, etc

IV-2 2 CICLO TOTAL PARA EL REVESTIMIENTO

A la serie de operaciones o actividades, que se llevan a cabo para revestir un túnel, se denomina "ciclo" del revestimiento

Por todos es conocido, que es vital la sincronización y compensación de actividades y equipo respectivamente para lograr tiempo de duracion mínimos en el desarrollo de un "ciclo"

A continuacion se describiran brevemente cada una de las actividades que se ejecutan en el desarrollo del "ciclo"

IV-2.2.1 Control en superficie

Para lograr un concreto de buena calidad, que cumpla con las especificaciones requeridas, es necesario que los elementos que lo componen se vean sometidos a ciertas pruebas previas a la elaboración de la mezcla, asimismo los proporcionamientos de proyectos se ven en ciertos casos modificados por últimos "ajustes" a fin de lograr obtener mezclas de óptima calidad y manejabilidad. Cabe hacer la aclaración que es de suma importancia la obtención de mezclas manejables, de acuerdo con el equipo utilizado para su colocación que en el caso de esta obra fueron bombas diesel y eléctricas, así como cañones neumáticos casi en su totalidad.

A continuación se describirán brevemente algunos tipos de pruebas que se llevan a cabo en superficie para lograr un mejor control de cada uno de los componentes del concreto.

a) Algunas pruebas de agregados en superficie, (arenas y gravas).

1. Absorción

La capacidad de los agregados para absorber agua suele depender del tamaño, continuidad y cantidad total de vacíos permeables que contiene. La absorción no es una característica que sea definitiva para calificar a los agregados, si bien a mayor absorción se considera menor calidad y viceversa. Conviene distinguir lo que se llama agua de absorción y contenido de humedad de los agregados.

El contenido de humedad corresponde a la cantidad total de agua que contiene un agregado, en un momento dado, puede ser menor o mayor que la absorción. En el caso primero se dice que el material está subsaturado y en el segundo caso está sobresaturado. Cuando un agregado al momento de emplearse, se encuentra subsaturado, se supone que tiene capacidad para absorber agua del concreto, en el caso de que el material se encuentre sobresaturado, que es capaz de ceder agua. Para estimación de los consumos en ambos casos, se acostumbra considerar que, antes de que el concreto llegue a fraguar los agregados absorben o ceden el agua faltante o excedente para quedar teóricamente en la condición saturada y superficialmente seca, en que sólo contiene su agua de absorción.

2. Granulometría

Es la característica que resulta de la distribución de tamaños de las partículas constituyentes. La granulometría influye considerablemente en el comportamiento del concreto fresco. Para determinar la composición, se acostumbra separar el material por medio de mallas, con aberturas cuadradas de dimensiones establecidas, a dicha operación se le llama análisis granulométrico y se obtiene

proporción arena-grava

granulometría de la arena

granulometría de la grava

tamaño máximo de las partículas.

Para obtener la proporción de arena-grava, basta con separar el material en dos fracciones empleando la malla No 4.

Para determinar la granulometría de la arena, se usa un juego de mallas que van de la No. 8 (2.38 mm), No. 16 (1.19 mm), No. 30, (0.595 mm), No 50 (0.297 mm), No. 100 (0.149 mm). Con los datos anteriores obtenemos el módulo de finura de la arena, que es igual a la suma de los porcentajes acumulados en cada una de las cinco mallas, dividida entre 100. Así tenemos de acuerdo con su módulo de finura

módulo de finura	clasificación
2.0	muy fina
2 0 – 2.3	fina
2.3 – 2.6	media fina
2.6 – 2.9	media
2.9 – 3.2	gruesa
3.2	muy gruesa

Sólo son aceptables como arenas para concreto, las que presentan módulo de finura entre 2.3 y 3 2.

Es muy importante obtener la granulometría de la arena en el laboratorio para determinar la cantidad de material fino y material orgánico que contenga, para ver si cumple con las especificacio-

nes y en dado caso que sea negativo el material se somete a un proceso de lavado.

3. **Peso específico**

Es el peso específico en masa o peso específico aparente, en condición saturada y superficialmente seca.

Los agregados para concreto contienen vacíos permeables e impermeables. Cuando un agregado se satura, el agua ocupa prácticamente todos los vacíos que son permeables. Como esta cantidad de agua llamada de absorción no participa en la reacción con el cemento, se considera por lo tanto parte del agregado.

Para el diseño de mezclas de concreto y el cálculo de consumo de materiales en el concreto, interesa determinar el volumen de cada uno de los elementos componentes, lo que resulta posible al conocer la densidad o peso específico aparentes. En el caso de los agregados, la determinación se hace por inmersión en agua con el material en condición saturada y superficialmente seca, por ello el volumen considerado incluye los vacíos impermeables y permeables. El dato obtenido se denomina peso específico aparente en condición saturada y superficialmente seca, o bien peso específico en masa. La densidad tiene unidades definidas de masa o peso entre volumen, tales como gr/m³.

La siguiente tabla nos muestra algunos valores de pesos específicos que son comunes en agregados que se utilizan en la fabricación de concreto.

Clase de Roca	Peso específico (Intervalo Frecuente)	Aplicación
pómez	1.2 a 1.8	concreto ligero
escoria volcánica	1 6 a 2.2	
caliza	2.3 a 2.8	
arenisca	2.3 a 2.6	
cuarzo	2.4 a 2.6	concreto normal
granito	2.4 a 2.7	
andesita	2 4 a 2.7	
barita	4.0 a 4.5	concreto pesado
magnetita	4.5 a 5.0	

Algunas otras pruebas a las que son sometidas los agregados son las siguientes:

a) sanidad

b) sustancias deletéreas

c) resitencia a la abrasión

d) forma y textura de las partículas

e) expansión térmica

f) resistencia y elasticidad, etc.

IV-2.2.2 Bajada del concreto

Se lleva a cabo por medio de tuberías verticales, ya sea por la lumbrera o por pozos construidos especialmente para ello. Las tuberías usadas son de 20.3 cm a 25.4 cm (8 a 10 pulg) (fig IV-2.1.1).

El concreto es producido en superficie por medio de plantas dosificadoras ***ELBA 45***, cuya capacidad de producción es de 45 m³/h, conducido hasta la boca de la lumbrera por medio de bandas transportadoras que descargan en una de las tuberías verticales utilizadas como bajantes de concreto (generalmente se instalan 2 tuberías para que en caso de que una de ellas se averíe, contar con la otra para proseguir trabajando), la cual baja a lo largo de toda la lumbrera o pozo y al final de la misma desemboca en recipientes de tipo tambor (tanque amortiguador).

Para garantizar que las bajantes del concreto operen eficientemente, debemos tener muy especial cuidado en los siguientes puntos

a) El tubo vertical debe estar bien alineado, es decir, garantizar su verticalidad, ya que las variaciones en su eje producen un desajuste rápido, para lo cual previamente a su colocación deberá hacerse un levantamiento topográfico de la lumbrera (perfil).

b) El anclado del tubo a la lumbrera deberá ser seguro.

c) Los segmentos en los extremos entre tramo

y tramo de tubería deben ser soldados de tal manera que formen juntas circulares suaves dentro del tubo.

d) La cantidad segregada de concreto cuando se transporta a través de la tubería vertical en función directa del tamaño máximo del agregado, siendo este tamaño del orden de 25 mm a 30 mm, para una buena operación pudiéndose utilizar 40 mm como límite máximo.

Cabe mencionar que cuando no se contaba todavía con plantas dosificadoras para el revestimiento definitivo del túnel, fue necesario efectuar colados primarios en la etapa de excavación, como en galerías de bombeo, en caídos, en drenes y pisos, etc Para ello el concreto fue elaborado

a) en superficie

b) en el interior del túnel.

a) **En superficie.** Fue elaborado con revolvedoras manuales, bajado con botes ("bachas") de descarga en el fondo, transportado en vagonetas, (carros mineros) y descargado y colocado manualmente o con bandas transportadoras

b) **En el caso interior del túnel.** También fue elaborado con revolvedoras manuales (diesel o eléctricas), bajando previamente por los botes de manteo los agregados (grava y arena), así como el cemento, transportados hasta el lugar de fabricación con vagonetas. Fabricado el concreto, fue colocado manualmente o por medio de bandas transportadoras.

IV-2.2.3 Recepción en túnel y despacho al frente de colocación

Después de pasar el concreto por la tubería vertical éste cae a un depósito donde se amortigua la caída del concreto.

De este dispositivo se pueden observar las características siguientes.

1. Está acondicionado con placas en las paredes interiores, donde el concreto hace el primer contacto con él, y así evitar se deterioren las paredes del tambor. Debido al impacto y las propiedades abrasivas del concreto, las placas de refuerzo deben ser reemplazadas dependiendo del volumen de concreto manejado y de la altura de caída, la cual fue diferente en cada lumbrera Para facilitar la operación de mantenimiento del tambor, cuenta con una ventana en el lado opuesto al que cae el concreto.

2. En la parte inferior del tanque existe una compuerta de guillotina, cuya función es permitir la salida del concreto que se sedimenta en la parte inferior antes de que éste se endurezca, esta operación se puede y debe hacerse después de cargar un tren. Para facilitar esta operación, se puede instalar un gato hidráulico de doble acción para abrir y cerrar la compuerta.

3 La descarga del tanque se encuentra localizada a las dos terceras partes de su base, para contar con un colchón de concreto que sirva para amortiguar en parte la caída de éste.

4. El tanque se encuentra sentado en cuatro resortes, con los que se toma la energía producida por la caída del concreto, también se logra absorber por medio de tirantes de cable anclados de unas ménsulas sujetas a las paredes de la lumbrera.

5. Al igual que las dos tuberías de bajada, son necesarios dos tanques amortiguadores. También es necesario hacerles mantenimiento.

Después de pasar el concreto a través del tanque amortiguador es depositado en unas tolvas reguladoras las cuales forman en sí la estación de carga dentro del túnel. Estas son dos tolvas que sirven para regular la carga de los carros agitadores y por lo tanto poder cargar el tren completo que generalmente consta de tres carros agitadores con capacidad de 5 a 6 m^3, obteniéndose de 10 a 12 m^3 por sistema. Las tolvas tienen en su parte inferior una compuerta accionada por gatos hidráulicos, lo que facilita la maniobra de carga de los carros. A la salida de cada compuerta hay una pequeña tolva móvil con la descarga flexible lo cual facilita la operación de cargado Para poder transitar y tener los suficientes espacios en las zonas de carga, siempre es necesario contar con un sistema de vías y cambios perfectamente planeados y de acuerdo a las longitudes de los trenes de concreto con que se piense trabajar.

Para las bajantes de concreto que no se hicieron en lumbreras sino por medio de pozos en tramos intermedios de túnel también se operó con el mismo sistema, es decir, tanque amortiguador y estación de carga.

Para enviar un tren completo, es requisito indispensable previamente lavar perfectamente los ca-

rros, para lo cual en una zona estratégica y cercana a la estación de carga debe ser instalada una estación de lavado, este lavado se hace unicamente con agua a presión por dentro y fuera de los carros

IV-2 2.4 Acarreo dentro del túnel

El transporte del concreto en el interior del túnel es sumamente importante, se describirá el acarreo en el tramo lumbrera 18 Emisor Central a lumbrera 21 Emisor Central, a fin de poder fijar distancias y problemas específicos del mismo Este tramo cuenta con una distancia de 4 500 m, cuanto más sea la distancia por recorrer aumentarán las posibilidades de descarrilamiento u otros accidentes que redundan en la productividad del sistema, para disminuir estos riesgos y poder transitar a velocidades convenientes, es necesario un sistema de vía en perfectas condiciones

En el momento de acondicionar el túnel para las operaciones del revestimiento definitivo, se coló una plantilla sobre la cual se tiró una capa de balasto, que sirve en parte para encauzar el agua hacia los drenes y principalmente para asentar y fijar la vía, con lo anterior se facilitan las maniobras de nivelado y alineación, la cama de balasto sirve también para absorber esfuerzos y por lo tanto conservar el sistema de vía y equipo de transporte

Colocación de la vía definitiva El sistema de vía se encuentra compuesto por tramos rectos de un solo carril, cambios fijos y móviles, etc.

Primeramente se analizan los tramos rectos la vía que fue usada para la excavación, se encontró bastante deteriorada y compuesta por tramos de riel de diferentes medidas, fue necesario levantar toda ésta, seleccionar los rieles de acuerdo a sus tamaños y aquellos que se encontraran en condiciones de seguir trabajando, desechando los rieles menores de 56 libras, tramos cortos, vencidos, curvos, etc Al colocar la vía definitiva se colocaron todos los rieles de una misma medida hasta agotarlos, en seguida todos los de otra medida diferente y así sucesivamente, al unir dos tramos de riel de una misma medida no se tiene ningún problema, siempre y cuando se usen las planchuelas y tornillería adecuados, en la unión de dos tramos de diferente medida es necesario colocar una placa en la parte inferior del riel menor para nivelar la parte superior del riel, además se modificaron las planchuelas hasta que quedara alineada la parte inferior del riel, pues estos topes son los causantes principales de los descarrilamientos Una vez colocada la vía se nivela y alínea con el eje del túnel

Cambios fijos, para el libramiento de trenes fue necesaria la construcción de cambios fijos, con las dimensiones y aditamentos adecuados para que el equipo con que se cuenta para el transporte de concreto funcionara correctamente en éstos, la dimensión de un cambio está en función del número de carros agitadores, vagonetas, plataforma móvil y locomotora, las dimensiones son las siguientes

	Longitud	Núm. de Unidades
vagoneta de rezaga	2.74 m (9 pies)	1
plataforma	10 67 (35 pies)	1
carros transportadores	7 70 (25 pies 3 pulg)	3
locomotora	5 18 (17 pies)	1

La longitud total será

2 74 + 10.67 + 5 18 + 3(7 70) = 39 69 m

Como en algunas ocasiones un tren tendrá que llevar alguna unidad adicional, el cambio fijo cuenta con un tramo recto de 50 m y el tramo ocupado por el juego de cambiadores que es de 9 m cada uno, contándose por lo tanto con una longitud total de 68 m

La separación entre los carriles depende del ancho de las unidades, se ha dado una separación entre centros de vías de 2 50 m, lo que permite librar los trenes en este sitio

Es necesario contar con un cambio móvil próximo al frente de colado para irse moviendo conforme avanza el colado en el menor tiempo posible, este tipo de cambio se conoce con el nombre de "cambio california", cuya longitud debe ser la misma que la de los cambios fijos

Descripción de un cambio california. Cuenta con dos vías que colocadas y soldadas a una vigueta forman una estructura Este cambio va colocado sobre la vía central, para salvar el desnivel existente entre los rieles de la vía central y los del cambio, es necesario colocar un juego de agujas en cada extremo del cambio

El movimiento del cambio california se efectúa de la manera siguiente el cambio cuenta con un sistema de gatos hidráulicos que sirven para levantarlo, una vez efectuada esta operación se procede a colocar el sistema de ruedas con que cuenta para su movimiento, al encontrarse en el lugar indicado, es necesario calzarlo con madera, pues las partes laterales del cambio quedan sin apoyo alguno

Localización de los cambios. Los cambios fijos se encuentran a lo largo del recorrido entre la estación de carga de la lumbrera 21 y el frente de colado, localizando uno en la zona de encapillado de la lumbrera 19 y un segundo en la lumbrera 20, se cuenta además con cambios fijos en la zona de lavado, estaciones de reparaciones y carga de carros, el cambio california se localiza lo más cerca posible del frente de colado

Mantenimiento de la vía. Es sumamente importante tener cuadrillas dedicadas exclusivamente al mantenimiento de la vía, como son las operaciones siguientes cambiar periódicamente los durmientes que se encuentran en mal estado, revisar y arreglar todas las juntas que se encuentran en malas condiciones, reponer las agujas y sapos de los cambios que no funcionen, cambiar los rieles desgastados y vencidos, revisar continuamente la separación entre rieles, etc.

Para poder realizar todas estas actividades es necesario dotar a la cuadrilla de la herramienta siguiente.

1 marros rieleros

2 barras de uña

3. barras calzadoras

4 juego de llaves

5 escantillones

6 gatos para vía

7. equipo de autógena para corte

El transporte del concreto en esta zona se hace con carros agitadores tipo Morán que cuentan con una capacidad de 4 58 m^3 (6 yd^3), accionados por medio de motores neumáticos y su diseño les permite trabajar en forma separada o acoplados, montados sobre dos juegos de cuatro ruedas de acero embaleradas de 35 6 cm (14 pulg) de diámetro.

Descripción de las componentes principales. La parte principal la forma el cilindro donde se aloja el concreto para ser transportado al frente de colado En el interior del cilindro y soldada a las paredes se encuentra una espiral de lámina que lo recorre longitudinalmente y que sirve como medio de descarga al girar en sentido contrario a las manecillas de un reloj, al ser operado en el otro sentido funciona como agitador.

En los extremos del cilindro hay dos pistas circulares de 12.7 cm (5 pulg) de ancho, que van soldadas en la periferia Estas son soportadas por dos juegos de rodillos embalerados y fijos a la estructura de soporte, sobre los cuales gira el cilindro Los rodillos son de 20.3 cm (8 pulg) de diámetro por 12.7 cm (5 pulg) de ancho los lisos y 22 9 cm (9 pulg) de diámetro por 12.7 cm (5 pulg) de ancho los bridados.

Cada uno de los carros cuenta con dos puertas de llenado instaladas a lo largo del cilindro, de operación manual Además, en el cilindro de descarga hay otras dos puertas o aberturas diametralmente opuestas que están fijas por medio de tornillos, su uso principal es el de permitir acceso para la limpieza de esa zona El peso del carro vacío es del orden de seis toneladas

Operación. Los carros son medio de transporte para el concreto y además funcionan como agitadores cuando es necesario. Los movimientos del cilindro los dan los motorreductores, pudiendo girar en ambos sentidos accionados por válvulas de paso múltiples

Las operaciones de llenado, transporte y vaciado, es en forma general la siguiente: primeramente es comprobar que todos los carros estén en condiciones de operar inspeccionando el funcionamiento de motores, sistemas de enganche y, cuando se acarrea el concreto con los carros separados se debe comprobar el sistema de broche de la puerta posterior, pues al no ir bien asegurada es posible que se abra en el trayecto.

Una vez que se tiene todo el trayecto despejado y los carros enganchados a su locomotora, se coloca el primer carro bajo la estación de llenado, en donde el concreto almacenado en las tolvas vierte a través de una descarga flexible que llega hasta las puertas de llenado El carro debe ser llenado hasta unos 15 centímetros por debajo del nivel de las puertas, terminada esta operación, se cie-

rran las puertas y se lavan los derrames producidos, en seguida se vuelve a repetir el ciclo

En la estación de descarga cada uno de los carros se vacía independientemente de los demás a una tolva que deposita el concreto a una banda transportadora horizontal

Mantenimiento de los carros El lavado interior de los carros es de gran importancia y el lapso de lavado de éstos debe de ajustarse a las necesidades propias de cada tramo en particular El lavado exterior de los carros se debe hacer cada vez que se ha terminado de llenar para quitar todos los derrames que ocasionen problemas en los rodillos, corona, cerradura de puertas, etc. Todo lo anterior se debe de hacer con agua a presión

Es de suma importancia la lubricación que deben tener los motores neumáticos, los reductores, las transmisiones en general, las ruedas, los rodillos de apoyo de las pistas y el balero de la puerta posterior.

Dadas las condiciones de la vía y el número de cambio los trenes deben alcanzar una velocidad promedio de 18 a 20 km/h y para cubrir la distancia existente entre la estación de carga y el cambio california es necesario el tiempo siguiente

$$\frac{4\ 5 \times 60}{18} = 15 \text{ min}$$

El tiempo empleado en el tránsito del cambio california a la estación de descarga, vaciado, salida y demás maniobras es de 10 minutos Si al terminar esta operación se encuentra el siguiente tren esperando en el cambio california esto dará una producción de

$$\frac{12}{10} \times 60 = 72 \text{ m}^3/\text{h}$$

Para obtener la producción diaria, se supone un factor de eficiencia de 0 80, por lo que se tiene

$$72\ 00 \times 24 \times 0\ 80 = 1\ 382\ 40 \text{ m}^3/\text{día}$$

Lo que da un avance lineal de

$$\frac{1\ 382\ 40}{22.00} = 62\ 86 \text{ m}$$

El tiempo empleado en el regreso es de 20 minutos, siendo mayor porque, estos trenes tienen que esperar en los cambios dando paso libre a los cargados.

El ciclo completo se debe de hacer según estos tiempos

operación de carga	9 min
recorrido de ida	15 min
recorrido de regreso	20 min
operación de descarga	10 min
operación de lavado	5 min
	59 min

Entonces el ciclo completo de un tren de 12 m³ de concreto se cumple en 59 minutos. Con este dato se saca el número de trenes necesarios, que debe ser de

Para tener una producción horaria de 72 m³

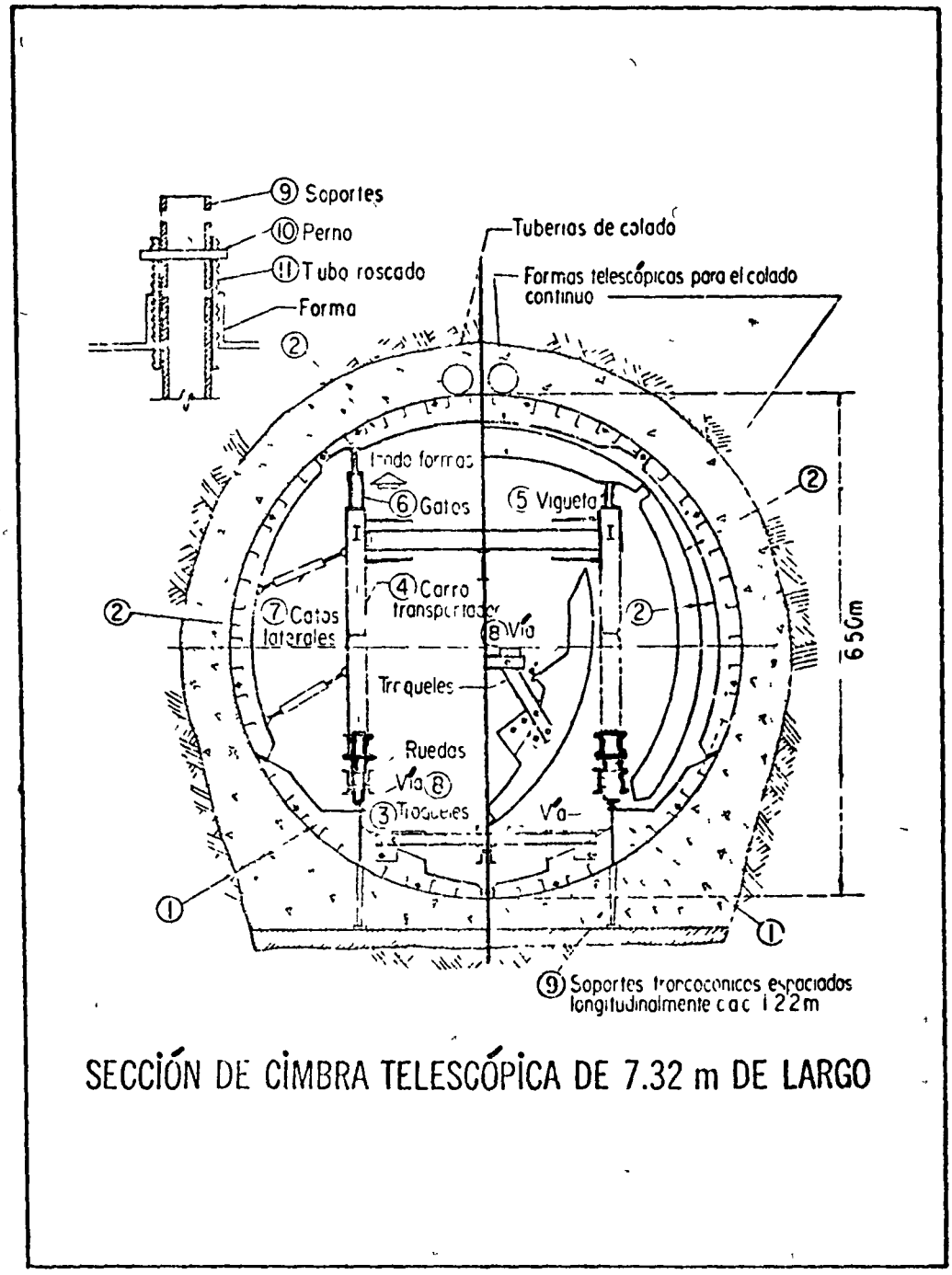
$$\frac{72 \times 59}{12 \times 60} = 5\ 90 \text{ trenes}$$

Por lo tanto, son necesarios seis trenes de tres carros agitadores, cada tren y la capacidad de cada carro debe de ser de 4 m³

La producción puede mejorar un poco al cargar los carros agitadores con más de 4 m³, pues cada carro agitador tiene una capacidad de 4.58 m³, además se tiene que a medida que avance el colado la distancia de recorrido será menor y el personal se encontrará más familiarizado con las actividades que desempeñe.

Para el buen funcionamiento del sistema se considerará de vital importancia el control del tránsito de los trenes, independientemente de que se tenga equipo adecuado y suficiente, buena vía, operadores responsables, buena visibilidad, etc.

El movimiento de los trenes debe de ser controlado y coordinado por un encargado de tráfico ubicado en una caseta en la superficie, auxiliado por varias personas distribuidas cada una de la forma siguiente planta dosificadora; estación de carga, estación de lavado, cambio fijo de lumbrera 20, cambio fijo de lumbrera 19, cambio california, estación de descarga Debe existir contacto telefónico entre el encargado y sus auxiliares. cada uno de éstos debe de solicitar vía al encargado y éste la concederá verbalmente, llevando un registro de la hora en que empieza y termina cada una de las



SECCIÓN DE CIMBRA TELESCÓPICA DE 7.32 m DE LARGO

fig IV-2.2.2

actividades, para poder apreciar con criterio cual de las corridas tiene preferencia

Para evitar confusiones en los cambios fijos y california, a cada carril se le ha destinado su sentido de circulación, a una distancia de 20 m de cada extremo de los cambios se necesita colocar una especie de semaforos operados por los auxiliares con lo que se indica al operador si tiene vía libre o si debe esperar en el cambio a librar al tren que transita en sentido contrario.

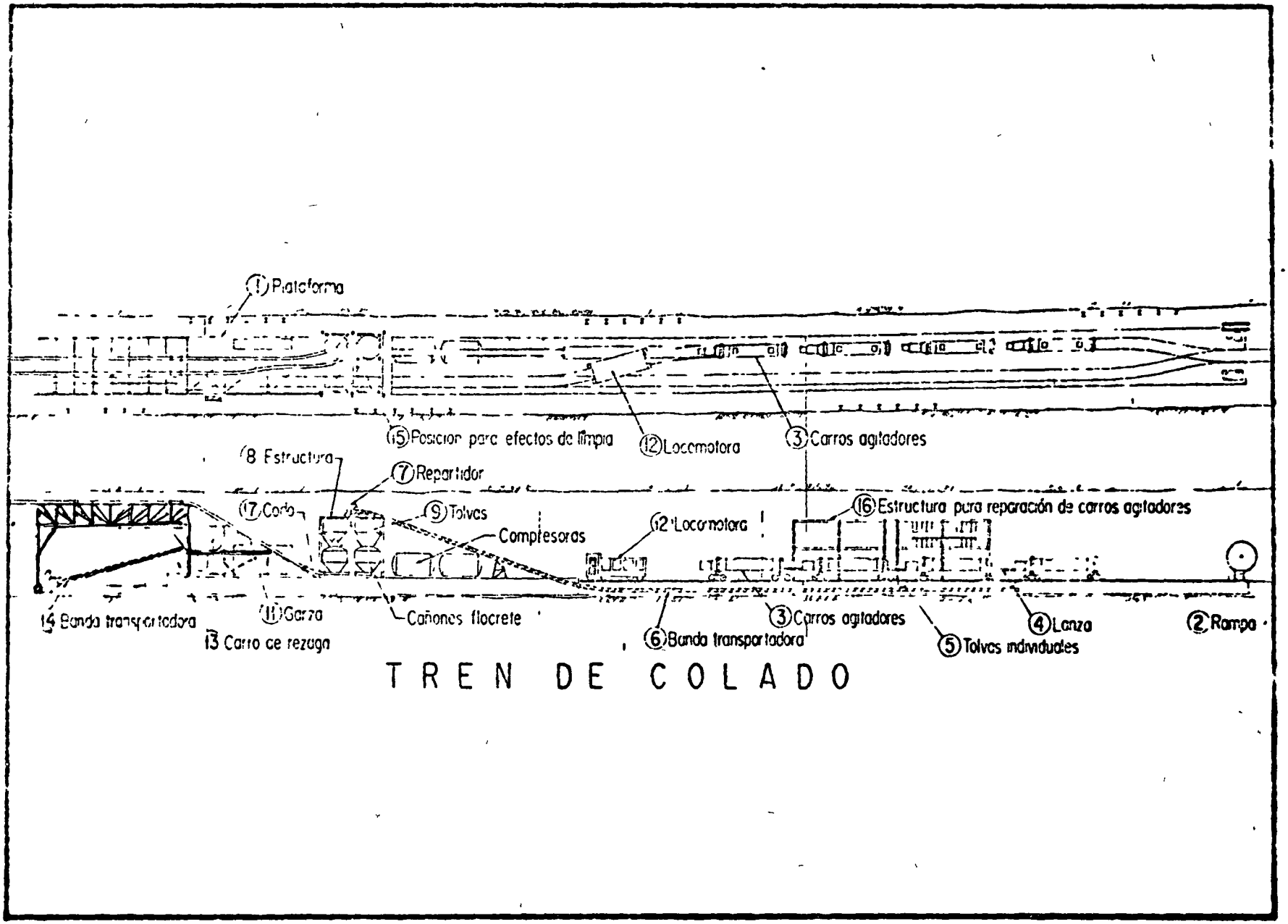

1 Plataforma
15 Posicion para efectos de limpia
12 Locomotora
3 Carros agitadores
8 Estructura
7 Repartidor
17 Cono
9 Tolvas
Compresoras
12 Locomotora
16 Estructura para reparación de carros agitadores
14 Banda transportadora
11 Garza
13 Carro de rezaga
Cañones flocrete
6 Banda transportadora
3 Carros agitadores
5 Tolvas individuales
4 Lanza
2 Rampa
TREN DE COLADO

fig IV-2.2.3

IV-2.2.5 Colocación

Se verá la aplicación del concreto en la forma metálica para el colado continuo (figs IV-2 2 2 y 3)

Los cañones funcionan por medio de aire comprimido a una presión de 7 kg/cm² (100 psi) y el gasto necesario para dos cañones es de 2 500 pies³/min al nivel del mar Para evitar problemas en el funcionamiento de los cañones es necesario proporcionar el aire a la presión antes mencionada en el frente de trabajo y evitar que a la hora que exista un consumo excesivo de aire baje la presión Esto se logró instalando dos tanques almacenadores de aire de 10 2 m³ (360 pies³) y cada uno cuenta con un manómetro para medir la presión existente, cuando la presión con que se cuenta en el frente es menor, trae como consecuencia taponamiento en el cañón o la tubería

El concreto al salir del cañón sigue a través de una tubería de 20 cm de diámetro, la cual sube hasta la parte superior del frente de colado Los tramos que constituyen la parte horizontal inferior y la inclinada, deben estar unidos por medio de bridas rápidas para que en caso de taparse, inmediatamente se desacople y limpie La parte superior horizontal de la tubería debe estar compuesta por una sola pieza, lo que se obtiene soldando los tramos que la componen, esto es debido a que esta parte tiene que correrse apoyándose a unas estructuras pendientes de la clave de los marcos metálicos En el codo superior se debe colocar una válvula de dos pulgadas para regular el aire comprimido que será necesario para ayudar a descargar la tubería horizontal superior

El concreto, al ser depositado en la parte superior del frente de colado, desliza por las paredes hasta el piso del túnel formándose un talud siguiendo su ángulo de reposo (fig IV-2 2 4) El concreto llena los huecos existentes entre las paredes de la cimbra y las de las del túnel, es necesario vibrarlo, lo que se debe hacer por medio de vibradores de inmersión, como la parte inferior presenta dificultades para su vibrado, es necesario auxiliarse de vibradores de pared unidos a las paredes de la parte inferior de la cimbra Generalmente se trabaja con seis vibradores de inmersión y seis de pared, todos estos dispositivos son de funcionamiento neumatico

Para tener un funcionamiento satisfactorio de los equipos accionados por aire comprimido, es necesario efectuar un estudio de los gastos de los equipos e instalaciones existentes. Se tiene entonces los siguientes equipos accionados por medio de aire comprimido

EQUIPO	GASTO EN (pies³/min)
cañones	2 500
carro Morán	200
vibrador de inmersión	60
vibradores de pared	60
máquinas rompedoras	70

Estos gastos están dados al nivel del mar, pero como esta obra se encuentra a 2 100 m sobre el nivel del mar, es necesario multiplicarlos por un factor de conversión mayor que la unidad

FACTORES PARA DIFERENTES ALTURAS
ALTURA EN PIES

0	1 000	2 000	3 000	4 000
1 000	1 032	1 065	1 100	1 136

5 000	6 000	7 000	8 000	9 000
1 174	1 213	1 255	1 298	1 343

10 000	12 000	15 000
1 391	1 520	1 665

De la tabla anterior se tiene que para una altura de 2 100 m (6 900 pies) un factor de conversion igual a 1 25

Para los cañones tenemos

2 500 x 1.25 = 3 125 ft pies³/min

Cuando se tienen varias máquinas trabajando es

necesario usar un factor de diversidad que toma en cuenta, que no todas las máquinas trabajan al mismo tiempo

Considerando un factor de diversidad de 0,80 se tiene

3 125 x 0.80 = 2 500 pies^3/min

Vibradores de inmersión y de pared, se tienen seis de cada uno

60 x 12 x 1.25 x 0 75 = 675 pies^3/min

Carros agitadores, se tiene que tres deben estar descargando a la vez

200 x 3 x 1.25 x 0 60 = 450 pies^3/min

Máquinas rompedoras se cuenta generalmente con dos

70 x 1 25 x 2 x 0.50 pies^3/min

Por consiguiente el volumen total de aire comprimido que se necesita es de

2 500 + 675 + 450 + 87.50 = 3 712 5 pies^3/min

A una presión de 85 psi. es posible obtener este gasto de las siguientes maneras

Usando únicamente la tubería de conducción es necesario tomar en cuenta las pérdidas de presión que existen en las tuberías y a medida que el diámetro es menor las pérdidas son mayores. Hay tablas que nos dan para gastos y presiones determinados, pérdidas de presión por cada 100 pies de longitud de tubería Como tenemos una longitud de tubería de 1 500 metros 4 900 pies, si se calibran los compresores para trabajar a 125 psi, se tendrá que las pérdidas por cada cien pies deben ser de

$$\frac{125 - 85}{49} = 0\ 816$$

Con este dato, se obtiene de las tablas, que se debe usar una tubería de 10 pulg de ϕ Ahora bien, si los compresores se calibran a una presión de 100 psi. se tiene

$$\frac{100 - 85}{49} = 0\ 306$$

Entonces, la tubería debe ser de 35.6 cm (14 pulg) de diámetro.

Recipientes de aire. Los recipientes son elementos esenciales en la mayoría de las instalaciones de aire comprimido y sus funciones son.

a) Almacenar aire comprimido para satisfacer las demandas excesivas momentáneas.

b) Permitir la precipitación de la humedad y su drenaje.

c) En las líneas muy largas, al instalarlos cerca del frente o en lugares de gran demanda, evitarán fuertes caídas de presión durante los consumos máximos de corta duración.

Todo recipiente debe tener los aditamentos listados a continuación

a) válvula de seguridad

b) manómetro

c) válvula de drenaje

d) registro para mantenimiento.

Al instalar un tanque o recipiente de aire es necesario saber el tamaño conveniente, éste depende del volumen que deben generar los compresores, para ésto contamos con la tabla I-12 3.11 correspondiente al subcapítulo de aire comprimido.

El recipiente que se debe instalar en el patio de compresores para el gasto de 3 700 pies^3/min, se obtiene consultando la tabla antes mencionada y por lo tanto, su volumen debe ser de 8.90 m^3 (314 pies^3), en igual forma se debe instalar otro recipiente en el frente de colado situándolo en la plataforma móvil.

Respecto a los compresores que se deben instalar para satisfacer la demanda de gasto de aire comprimido por el sistema, que es de 3 700 pies^3/min, y puesto que éstos no trabajan al 100 % de su capacidad especificada por los fabricantes, en el campo se ha medido la eficiencia y según los datos obtenidos trabajan al 80 por ciento por lo tanto, será necesario instalar los compresores siguientes

$$\frac{3\ 700}{0.80} = 4\ 625 \text{ pies}^3/\text{min}$$

Se necesita instalar

tres compresores de 1 200	3 600 pies³ /min
dos compresores de 600	1 200 pies³ /min
	4 800 pies³ /min

Con estas unidades se satisface la demanda del sistema, ademas, sera necesario instalar un compresor de reserva en caso de que alguno de los que se encuentran trabajando llegue a fallar o se deba parar para hacerle mantenimiento

IV-2.3 ANALISIS DEL SISTEMA DE PRODUCCION, ACARREO Y COLOCACION DE CONCRETO EN EL TRAMO L18-L21 E.C.

El estudio está basado en observaciones directas en la estacion de carga, cambio california y tren de colado El alcance del mismo, es el de detectar la existencia de fallas importantes en la consistencia del sistema que bajan la eficiencia del conjunto con mayor significación.

CUADRO DE TIEMPOS OBSERVADO EL DIA 15 DE NOV 1973 CARGANDO TRENES DE TRES CARROS CADA UNO CAPACIDAD POR TREN 12 m3

Viaje	Tiempo inicial	Tiempo final	Tiempo salida	m³	m³ Acums	Observaciones
1	7 33	7 46	7 46	12	12	
2	7 45	8 05	8 09	12	24	
3	8 10	8 30	*8 31	12	36	*8 31 a 8 43 cambiar carros agitadores
4	8 43	8 55	*8 56	12	48	*8 56 a 9 09 Rep de locomotora
5	9 09	9 24	9 25	12	60	*9 25 a 10 02 descarga lenta tren de colado
6	10 02	10 16	*10 17	12	72	*10 17 a 10 36 llevado carros (x problemas)
	10 36	10 46	10 47	12	84	
	10 48	10 58	*11 08	12	96	*11 08 a 13 10 movienda tren de col (2h 02min)
9	13 10	13 25	13 26	12	108	
10	13 27	13 43	13 44	12	120	
11	13 45	13 55	13 56	12	132	
12	14 03	14 10	*14 11	12	144	*14 11 a 14 26 falta de locomotora
13	14 26	14 40	*14 41	12	156	*14 41 a 14 59 falta tren
14	14 59	15 08	*15 09	12	168	*15 09 a 15 1 cambio de turno personal CARSA
15	15 1	15 31	15 35	12	180	
16	16 07	16 16	16 17	12	192	
17	16 18	16 32	16 39	12	201	*16 [illegible] a 17 10 rep de locomotora 7 11 1096
18	17 10	17 20	17 21	12	216	
19	17 22	17 31	17 31	12	228	

Tabla IV 2 3 1

Se establecen algunos criterios para solucionarlos

1 PLANTAS DOSIFICADORAS

Su producción se reflejó indirectamente al tomar los tiempos de carga de los diferentes trenes en operación (tablas IV-2 3.1, 2 y 3).

Las tablas proporcionaron tiempos promedios para llenar un tren de 3 carros cada uno (12 m³ de concreto) en 13 2 y 11.2 min, lo que nos da producciones de 54 5 y 64 2 m³/h respectivamente (tablas IV-2 3, 4 y 5) El fabricante especifica una producción de 45 a 50 m³/h por planta, de lo anterior se tiene un factor de operación de 0 6 a 0.7 para las dos plantas, habiéndose estimado en 0 8, es decir 72 m³/h.

Se debe hacer notar que ese nivel de producción se logra en trabajo continuo sin interferencias ni retrasos por averías, falta de energía, falta de materia prima, etc., por lo que, conservadoramente

TABLA DE TIEMPOS PERDIDOS CUADRO ANTERIOR

Concepto	Tiempo inicial	Tiempo final	Tiempo perdido	Tiempo Perdido Horas	Tiempo Perdido %
Cambiar carros	8 31	8 43	0 12	0 20	2 03
*Rep locomotoras	8 56	9 09	0 23	0 32	3 85
Descarga lenta	9 25	10 02	0 37	0 62	6 30
Lavar carros	0 17	10 36	0 19	0 32	3 25
Mov Tren?	11 08	13 10	2 02	2 03	20 07
*Falta de locomotora	14 41	14 26	0 15	0 25	2 54
Cambio de turno	15 09	15 17	0 08	0 13	1 32
*Rep de locomotora	16 39	17 10	0 31	0 52	5 28
Total tiemp perdido	-	-	4 27	4 45	45 04
Total tiemp empleado	7 33	17 31	9 58	9 85	100 00

El tiempo observado total fue de 7 33 a 17 31 es decir 9 h 58 min 9 85 h

Tiempo perdido = 4 horas 27 minutos = 4 45 horas

que representa el 45 % del tiempo observado

De los conceptos anteriores habrá que prestar atencion a los que representen mayor porcentaje

1 - Movimiento de tren?	20 07 %	
2 - Falta y reparacion de locomotora	11 67 %	*se toma la suma de los tres conceptos
3 - Descarga lenta en tren de colado	6 30 %	
4 - Lavar carros agitadores	3 25 %	
5 - Cambiar carros agitadores	2 03	
6 - Cambio de turno CARSA	1 32	

Tabla IV 2 3 2

CUADRO DE TIEMPOS OBSERVADO EL DIA 17 DE NOVIEMBRE DE 1973, CARGANDO TRENES DE TRES CARROS CADA UNO, CAPACIDAD POR TREN 12M3.

VIAJES	Tiempo Inicial	Tiempo Final	Tiempo de Salida	M3	M3 Acums.	Observaciones
1	7·05	7 15	7 16	12	12	*7:00 a 7 05 cambio de la caída de concreto del amortiguador aguas arriba, aguas abajo.
2	7:17	7.30	7.31	12	24	
3	7:37	7:47	7.48	12	36	*7:48 a 7.52 cambio de carros agitadores.
4	7.52	8 03	8.04	12	48	*8:04 a 8:24 falta de locomotoras.
5	8:24	8 34	8.35	12	60	
6	8:41	8 53	8.54	12	72	
7	8.55	9·09	9 10	12	84	*9:10 a 9:23 lavado de carros agitadores.
8	9:23	9 33	9.34	12	96	
9	10:34	10·45	10 46	12	108	*10:21 a 10:34 se pidió concreto a la planta y no se tenía personal.

Tabla IV-2 3.3

TABLA PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD INDIRECTAMENTE DE LAS PLANTAS

VIAJES	Hora de Inicio	Hora Final	Tiempo Empleado
1	7 05	7 15	00 - 10
2	7 17	7 30	00 - 13
3	7 37	7 47	00 - 10
4	7 52	8 03	00 - 11
5	8 24	8 34	00 - 10
6	8 41	8 53	00 - 12
7	8 55	9 09	00 - 14
8	9 23	9 33	00 - 10
9	10 34	10 45	00 - 11

PROMEDIO 11 2 Min

CAPACIDAD = $\frac{60 \times 12}{11\ 2}$ = 64 2 m3/hora

Tabla IV-2-3-4

se afectó la producción de 90 m³/h (para las dos plantas) de un coeficiente de eficiencia de 0 8 expuesto antes, para absorber todo tipo de eventualidades

Por lo tanto la producción real esperada debería ser de

90 x 0 8 -- 72 m³/h

TABLA PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD INDIRECTAMENTE DE LAS PLANTAS

No Viajes	Hora de inicio	Hora final	tiempo empleado
1	7 33	7 46	0·13
2	7 48	8 08	0 20
3	8 10	8 30	0 20
4	8 43	8 55	0·12
5	9 09	9 24	0 15
6	10 02	10 16	0 14
7	10 36	10 46	0·10
8	10 48	10 58	0 10
9	13 10	13 25	0 15
10	13 27	13 43	0 16
11	13 45	13 55	0 10
12	14 00	14 10	0 10
13	14 26	14 40	0 14
14	14 59	15 08	0 09
15	15 17	15 31	0 14
16	16 07	16 16	0 09
17	16 18	16 38	0 20
18	17 10	17 20	0 10
19	17 22	17 31	0 09

PROMEDIO 13 15 Min

CAPACIDAD $\frac{60 \times 12}{13\ 15}$ = 54 75 m3/hora

Tabla IV-2 3 5

2 ESTACION DE CARGA

Esta constituida por una estructura rectangular que soporta dos tolvas gemelas de capacidad de 5 m³ cada una descargando a través de su respectivo embudo movil a cada boca del carro agitador. Cuenta además con dos líneas de bajada de concreto, con su tanque disipador de energía, por lo que se estima que la estación de carga es funcional (fig IV 2 1 1)

Se exponen dos tablas que contienen el tiempo real de dos observaciones diferentes de operacion, con sus respectivas pérdidas de tiempo.

3 ESTACION DE LAVADO

La estacion de lavado de carros agitadores, es auxiliada por una locomotora de patio, que hace el servicio de llevar a lavar los carros y entregarlos a la locomotora respectiva, al quedar ésta en su posición para cargar. Su ubicación está hacia aguas abajo de la lumbrera 21, se cuenta con una cuadrilla de cuatro peones El procedimiento que se sigue es el de lavar dos carros a la vez, dejando el tercero al final, aquí es posible lavar más rápido los trenes acondicionando tomas de aire para cada carro, el tiempo actual es del orden de 8 min Cabe observar que esta actividad no es muy crítica, pero para evitar tiempos perdidos al mínimo, es conveniente hacer la instalación recomendada También se sugiere contar con una corrida totalmente limpia y lista para usarse y poder compensar cualquier falla de las demás corridas.

4 ACARREO

El recorrido actual del concreto lo hacen por medio de 4 o 5 trenes de tres carros cada uno, transportandose 12 m³ en una distancia máxima de 4 300 m a una velocidad media de 16 6 km/h (278 m/min)

La velocidad media anterior se conserva hasta el cambio california, que se halla a unos 200 m del tren de colados. En el cambio california se hace la maniobra de 2 a 3 min en cambiar la locomotora a empujar los carros hacia el tren de colado bajo una velocidad media de 4 4 km/h (73 m/min)

La velocidad media de regreso fue de 21 y 31 km/h en dos ocasiones Con las velocidades detectadas se refleja que hay buenas condiciones en la vía, siendo recomendable se dedique más atención a los cruces de lumbreras, donde puede haber descarrilamientos al estar abierta la entrada de un cambio.

5. ESTACION DE DESCARGA (TREN DE COLADO)

De las observaciones realizadas en esta área se corrobora lo detectado en la tabla de tiempos perdidos, es decir, el vaciado lento Por ejemplo el tren donde se viajaba, tuvo una espera de 13 min en el cambio california, por estar descargando otro tren y al llegar al tren de colado, el convoy no descargó de inmediato (personal conviendo) pues hubo otra demora de 13 minutos, no se agitó el concreto y como consecuencia la descarga fue lenta, aunada a la descarga de carro por carro por haber problemas con la velocidad de las bandas

En otra ocasión el tren en que se viajaba tuvo una espera de 34 minutos en el mismo cambio, por estar también otro tren en la zona de descarga, el tren anterior duró 1 hora 12 minutos descargando, esta vez el problema fue los cañones, ya que al grande se le estaba cambiando una válvula y como consecuencia el cañón chico con su capacidad menor provocó la descarga lenta.

El tiempo promedio observado para vaciar un carro fue de 6 min por lo que se estima que se pueden descargar los tres carros en el tiempo de uno y aún en menor tiempo

6 CIMBRA TELESCOPICA

Referente a esta actividad no se logró tomar más información que la de la experiencia, es decir, datos verbales de que es posible mover un módulo en dos horas.

Por supuesto no se debe olvidar que en ésta área se pueden presentar descomposturas que pueden ocasionar tiempos perdidos. Durante el trabajo se observó una, en el sistema de tracción del carro transportador.

Para determinar el tiempo óptimo de movimiento de cimbra, se elaboró una tabla de rendimientos en la que están involucrados el tiempo necesario para mover un módulo, volumen promedio de concreto por metro lineal de túnel así como las horas diarias y mensuales de operación (tabla IV-2.3.6).

Además, se elaboró una gráfica de acarreo para el presente caso en base a las observaciones hechas, es decir, las actividades que forman el ciclo de tra-

TABLA DE RENDIMIENTOS DE CIMBRA TELESCOPICA

(1) Tiempo para mover un módulo	(2) Colocación m/h	(3) Capacidad (3)=(2) 20 6 m³/h	(4) Perdida (4)=(2) x 18	(5) m mes (1) x 25
2 0 horas	3 66	75	66	1650
2 1	3 49	72	63	1575
2 2	3 33	68	60	1500
2 3	3 18	66	57	1425
2 4	3 05	63	55	1375
2 5	2 92	60	53	1325
2 6	2 81	58	50	1250
2 7	2 71	56	49	1225
2 8	2 61	54	47	1175
2 9	2 51	52	45	1125
3 0	2 43	50	44	1100
3 1	2 36	48	42	1050
3 2	2 28	47	41	1025
3 3	2 22	46	40	1000
3 4	2 15	44	39	975
3 5	2 08	43	37	950
3 6	2 03	42	36	900
3 7	1 96	41	36	875
3 8	1 92	39	34	850
3 9	1 88	39	34	850
4 0	1 83	38	33	825
4 1	1 79	37	32	800
4 2	1 74	36	31	775
4 3	1 70	35	30	750
4 4	1 69	35	30	750
4 5	1 63	34	29	725

Tabla IV-2 3 6

bajo con sus respectivos tiempos promedios para determinar la capacidad del sistema

El equipo propuesto en la gráfica es de cuatro trenes con tres carros agitadores cada uno debidamente sincronizados, con cruces en la lumbrera 20 y cambio california (fig IV-2 3 5)

IV-2.4 CONCLUSIONES

Del análisis anterior se pueden sacar algunas observaciones

1 PLANTAS DE CONCRETO

Lograr una mejor coordinacion en la produccion para mejorar el factor de operación

En la tolva de descarga de las bajantes, colocar criba de varilla, con aberturas de 10 x 10 cm para evitar que objetos de mayor tamaño se vayan por las líneas taponeando éstas Por ejemplo el dia 22 de noviembre de 1973, se fue un bote de regular tamaño atorandose en la entrada de la tubería ocasionando una perdida de aproximadamente 45 min

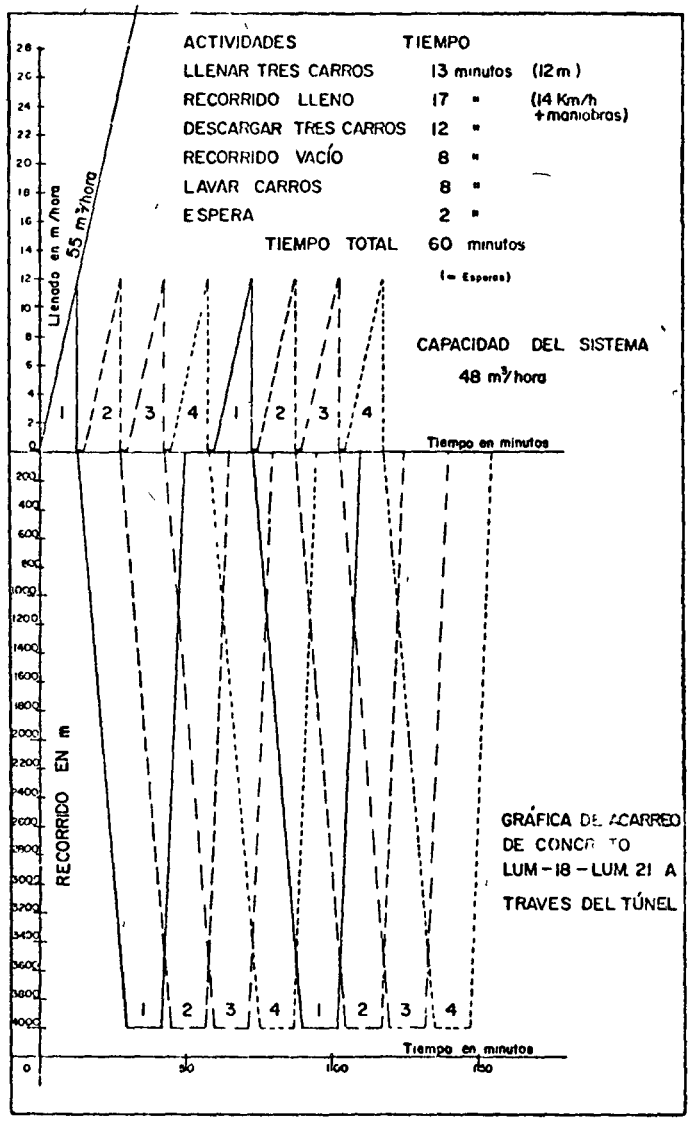


fig IV-2 3 5

2 ESTACIÓN DE CARGA

a) Cuando se hizo necesario almacenar concreto en las tolvas, se observó que se les dificulto abrir las puertas de almeja, teniendo que golpear éstas, es muy probable que lo que les falto fue presion para que operaran correctamente los pistones, o que los engranes se trabaran con la presión del concreto e impidieron abrir las puertas

b) Se sugiere analizar el consumo de aire comprimido que alimenta esta zona y aumentarlo si es necesario

3. ESTACION DE LAVADO

a) Instalar la tercera conexión para toma de aire

y así lavar los tres carros a la vez

b) Con este aumento de consumo, es muy posible que se refleje más la falta de aire comprimido en esta zona.

4. VIAS

a) Concentrar especial atención en lo que se refiere a mantenimiento de este concepto, sobre todo en los cambios (cruces de lumbreras), sin olvidar la reparación en general.

5 TREN DE COLADO

a) Revisión inmediata de la velocidad y buen funcionamiento de las bandas, para poder descargar los tres carros a la vez.

b) En lo que se refiere a los cañones, es probable que los operadores aún no han alcanzado la experiencia necesaria para su debida operación ya que hay frecuentes taponamientos. Se sugiere se invite a personas con más experiencia (Gerencia 1) a que estén únicamente como observadores y corrijan si es necesario las anomalías observadas.

6 ZONA DE LIMPIA

a) Aparentemente la banda que se utiliza para transportar la rezaga de esta zona, no es muy eficiente, por lo que se estima que es conveniente pensar en aglún sistema más funcional.

b) Referente al retirado rápido del tramo de vía, en vez de tratar de levantar con gatos todo el tramo, se sugiere que primero se desatornillen las "planchuelas" y después se desclaven ambos tramos de riel retirando éstos más fácilmente En general hay deficiencia en esta área

7. CIMBRA TELESCOPICA

a) Durante el poco tiempo de observación y colocación de concreto, no se escuchó el uso de vibradores de contacto.

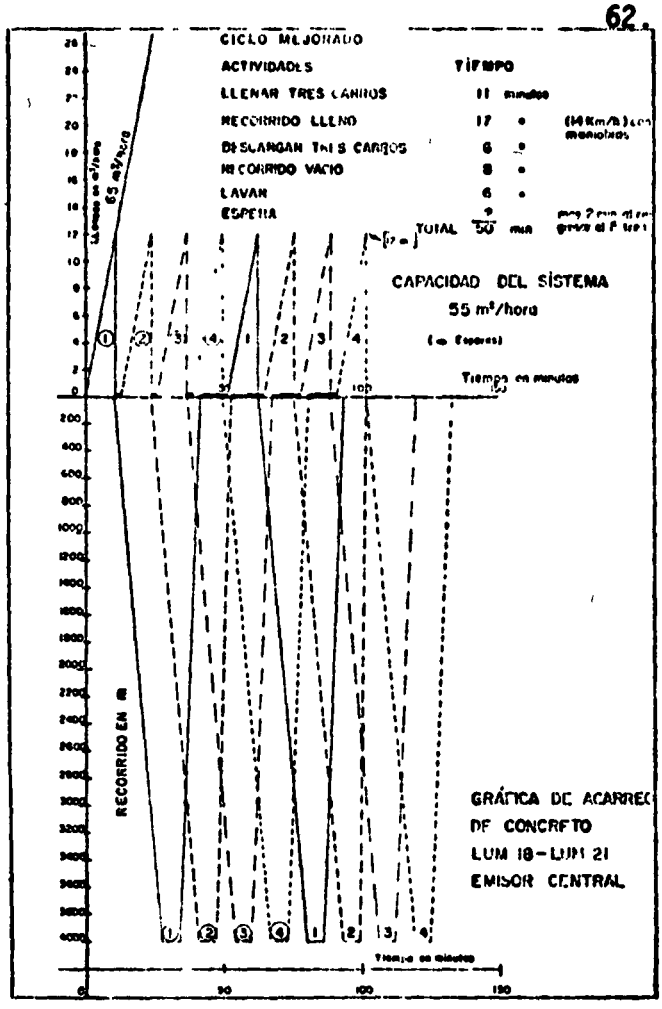


fig IV-2.4 6

b) Se pregunta, ¿se está haciendo uso de ellos?

c) Se observó que el concreto no está bajando uniformemente por ambos lados de la cimbra, es conveniente corregir esta anomalía.

d) En general, corregidos todos los detalles observados y más ánimo y coordinación entre todas las actividades, en breve tiempo será posible alcanzar los rendimientos deseados. (fig IV-2.4 para el ciclo de acarreo de concreto).

IV-3 Topografía para revestimiento

IV-3.1 ANTECEDENTES

Una vez concluida la excavación del túnel, ésta se verifica topográficamente para comprobar cómo quedó con relación al proyecto, y determinar las posibles modificaciones del eje del colado en alineamiento horizontal y vertical.

Para la verificación vertical nos auxiliamos de una nivelación de clave y piso, que una vez dibujada, se le ubica la rasante hidráulica de proyecto, observándose las deficiencias que pudieran existir, y considerando las restricciones de la pendiente ($0.0004 \geqslant S \geqslant 0.0001$) se proyectan las modificaciones al perfil del túnel.

En la fig IV-3-1 se ilustra el resultado del estudio de Rasante Hidráulica en el tramo 14A-14 del Emisor Central.

Por otra parte, también se efectúa una revisión en el alineamiento horizontal, con el objeto de determinar los posibles peines de terreno, los movimientos de marcos y los trabajos necesarios por hacer, para garantizar que la cimbra pueda desplazarse a lo largo del túnel sin interrupciones y cumpliendo con el recubrimiento mínimo especificado.

Para llevar a cabo este estudio se utiliza un plano de gálibos horizontales, sobre el cual se van colocando los módulos de los colados, determinándose la magnitud de las desviaciones que debe sufrir el eje del levantamiento.

Posteriormente, este estudio preliminar se deberá verificar con las secciones transversales del túnel, en las cuales se dibujará el "tubo" de la sección terminada (6.50 m en el Emisor y 5 m en los interceptores) con la modificación, tanto de la rasante hidráulica como del eje horizontal. Esta verificación nos retroalimentará el estudio primario y nos servirá para poder determinar el proyecto definitivo en perfil y planta.

Como las modificaciones en planta se le proporcionan a la cimbra mediante cuñas (variable de 0 a 25 cm), es conveniente que el proyectista trate de ubicar los puntos de inflexión a distancias múltiplos del módulo de colado, facilitándose con ello la operación en el campo.

Esta recomendación puede descartarse en el perfil, puesto que algún desplazamiento en el punto de inflexión vertical no tiene repercusiones de consideración en los colados, debido a las pendientes tan pequeñas que se tienen.

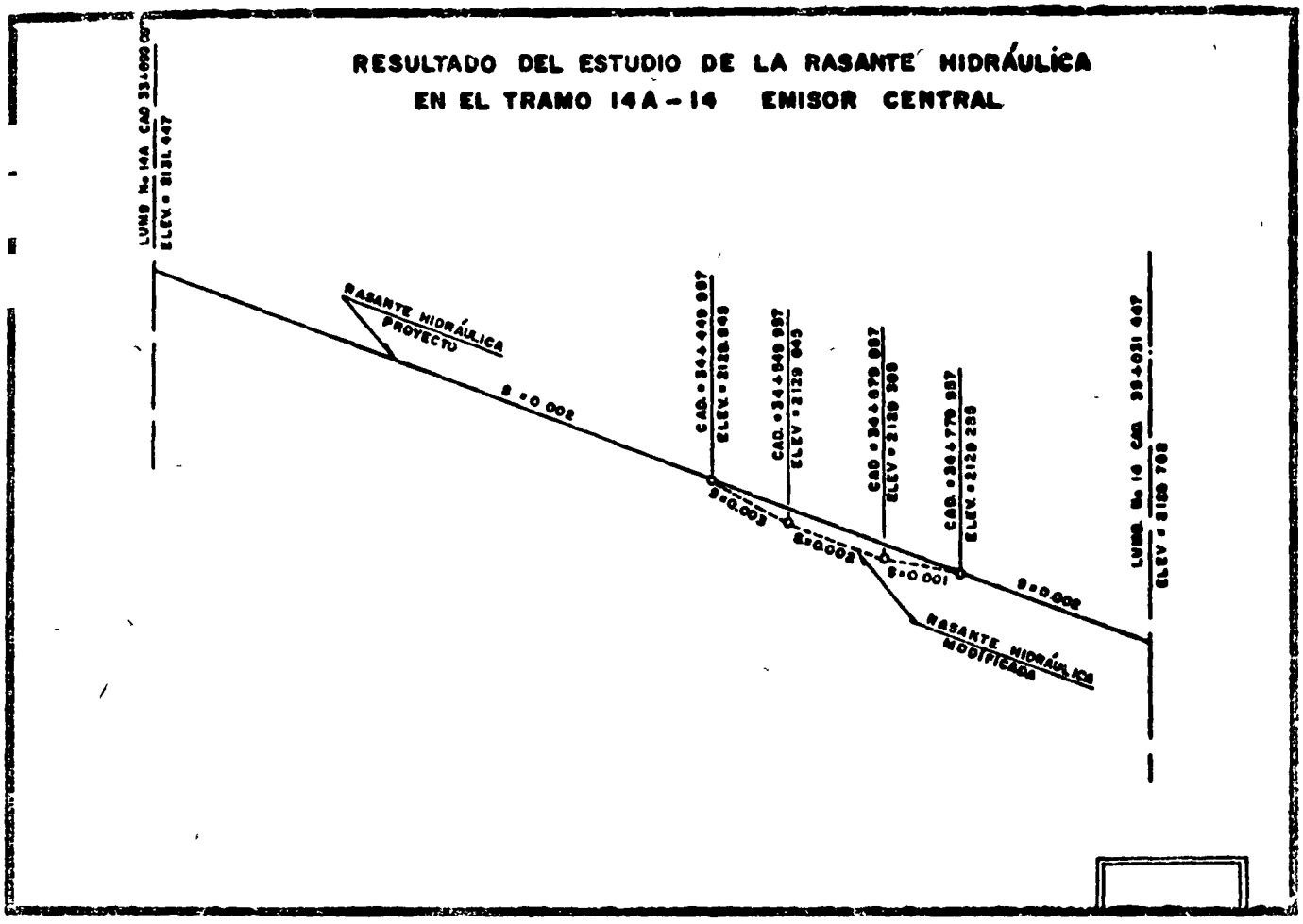


Fig IV-3-1

IV-3.2 TRABAJOS PRELIMINARES PARA EL REVESTIMIENTO

Debido a que las modificaicones surgidas del levantamiento de gálibos, perfiles y secciones transversales están referidas al eje que se utilizó en estos trabajos, se hace necesaria la colocación de puntos del mismo a lo largo de todo el tramo por colar, para que en todo momento se tenga la posibilidad de restituirlo y ubicar la corrección que indique el proyecto de cimbra Estos puntos deben referenciarse y checarse con cierta frecuencia para evitar errores por movimientos accidentales

Es necesario tener disponibles bancos de nivel en los cuales apoyar la ubicación de la cimbra para cumplir con la rasante hidráulica, para ésto, pueden servirnos los bancos auxiliares colocados en la excavación, pero deberán verificarse corriendo una nivelación del B.N. interior de una lumbrera hacia el B N interior de la otra, en la cual se nivelen estos bancos auxiliares y se ubiquen los faltantes de tal manera de poder tener puntos a cada 50 m aproximadamente

Debe mencionarse que la rasante hidráulica que regirá el colado será la que se haya determinado con el estudio de cimbra.

Se considera también como trabajo preliminar, el haber movido los marcos necesarios, bajado el piso y efectuado los peines (para el caso de concreto lanzado), toda esta información se puede proporcionar a partir del estudio de cimbra. Cuando se mueven los marcos, el topográfo de la obra especificará la magnitud de este movimiento y verificará con gálibos horizontales o bien con secciones, que los marcos se encuentren en posición correcta.

Si se trata de peines en concreto lanzado, también él será el encargado de marcarlo y luego verificar la correcta ejecución.

Para el caso de bajar el piso, es conveniente marcar palomas 1 m arriba de la rasante hidráulica, resultante del estudio de la cimbra, a cada 10 marcos o a cada 10 m aproximadamente Las cuadrillas encargadas de bajar el piso se apoyarán en estas marcas para dejar el nivel correcto

IV-3.3 REVESTIMIENTO EN TANGENTE

La labor topográfica en este caso, consiste en alinear y nivelar la cimbra para garantizar que ésta se encuentra en las condiciones del estudio de cimbra, para lo cual, se procede de la siguiente manera

1. Se coloca la cimbra, alinéandola vertical y horizontalmente en la posición dada por el proyecto.

2. En caso de no exisitr modificación del eje para el siguiente colado, se correrá la cimbra y se nivelará nuevamente para dejarla en la posición correcta.

3. Si el eje de la cimbra tiene alguna desviación con respecto al de seccionamiento, se utiliza una "cuña" para dar el giro, la cual varía de 0. a 25 cm. Para ubicar la forma, se traza primero el punto de apoyo de atrás el que se encuentra a 7.32 m del origen del primer colado (longitud de un módulo de cimbra) más la cuarta parte de la cuña especificada, posteriormente y apoyado en el nuevo alineamiento que va a tomar la cimbra, determinado con el dato de la cuña, ya que, el giro que produce ésta es el mismo que deberá sufrir el eje, se ubica un segundo punto, el que estará a la cuarta parte de la primera cuña, más 7.32 m, más la cuarta parte de la segunda cuña, debiéndose colocar el módulo entre estos dos puntos y dejando un espacio con respecto a ellos de un cuarto de la cuña respectiva (fig IV-3.2)

4. Una vez colocada en el alineamiento horizontal se procederá a nivelarla auxiliándose en esta operación de los bancos de nivel que se han ubicado en el tramo y calculándose la rasante hidráulica de acuerdo al cadenamiento en que quede el colado, considerando las longitudes de las cuñas

Se deberá tener cuidado de que se nivele la parte inferior de la coraza de la cimbra, ya que ésta es la que debe coincidir con la rasante hidráulica

Los pasos anteriores se realizan para cada colado que se efectúa.

IV-3.4 REVESTIMIENTO EN CURVA

Si el eje del revestimiento es una curva, el procedimiento a seguir en la colocación de los módulos de cimbra es el siguiente

a) Primeramente se localiza en el eje el P.C., P T y el P.I (si es posible) de la curva y se verifica que al trazarla cierre tanto angular como linealmente, una vez que se tiene la certeza de que las tangentes que forman la curva son correctas, se procede a la colocación del primer módulo.

b) Si el estudio de la cimbra no determina modificaciones en el desarrollo de la curva, entonces la cuña que se coloca entre módulo y módulo será constante en el desarrollo.

c) En caso de que el módulo a colar no coincida con el P.C de la curva, se pondrá el primer punto sobre la tangente y el segundo sobre la curva, para ubicar el segundo punto se considera la fracción de la cimbra que estará dentro de la curva y se calculará para esa longitud la deflexión correspondiente, marcándose sobre ese alineamiento el punto final de la cimbra más un cuarto de la cuña determinada por los datos geométricos de la curva.

d) Para módulos ya totalmente dentro de la curva, se trazan los puntos con una longitud de cuerda constante y que será igual a 7.32 m más media cuña (de la especificada para el radio), centrándose la cimbra en la longitud resultante.

La deflexión con la que deberá trazarse este segmento es calculada por la fórmula

$$d_c = (1.5\,G).\,L_c$$

en donde

d_c = deflexión de la cuerda

G = grado de curvatura en minutos

L_c = longitud de la cuerda

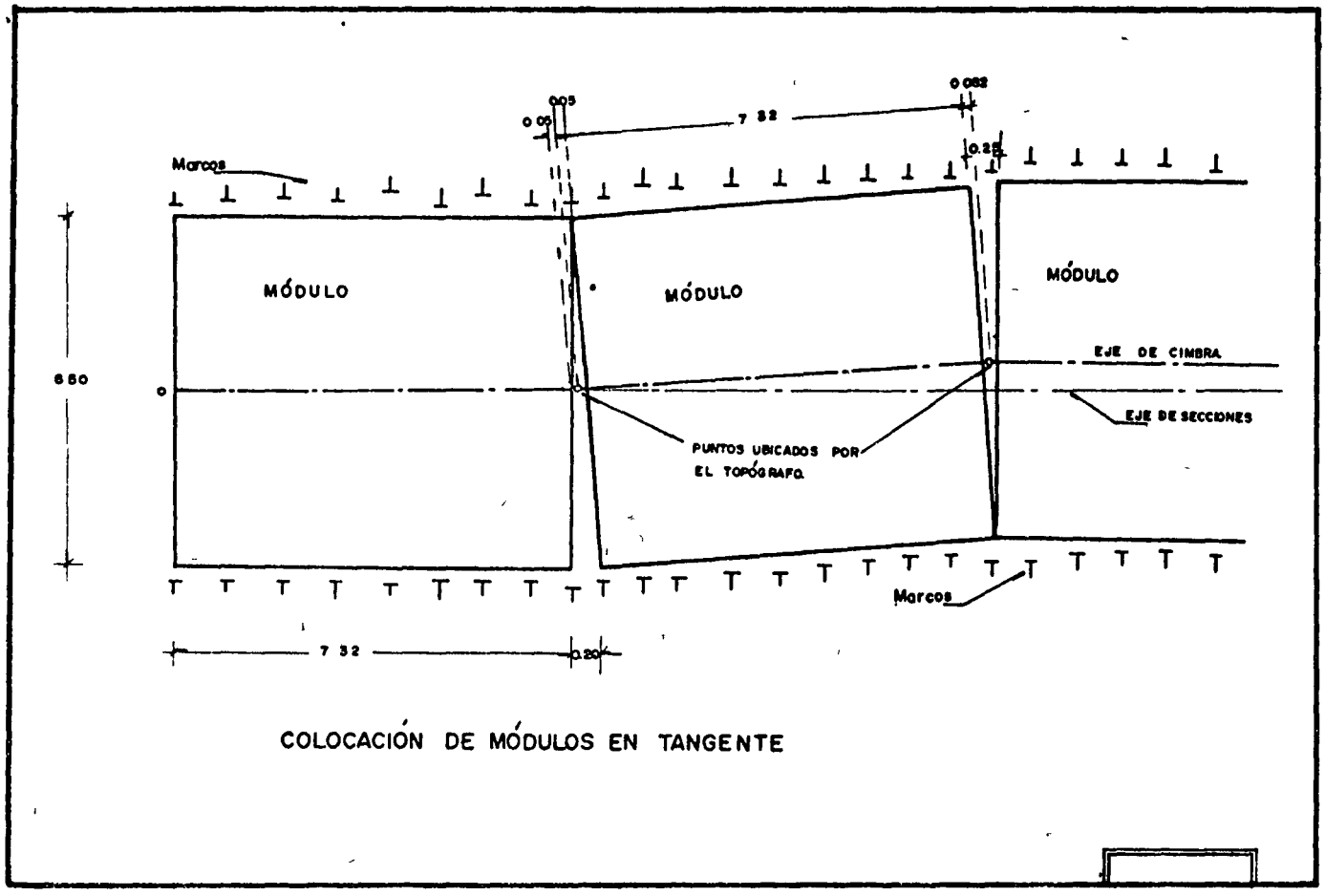


Fig. IV-3-2

Tratándose de una curva sin modificaciones en su trazo, d_c y L_c permanecen constantes para cada módulo de cimbra

e) En caso de haber modificaciones de las cuñas en el desarrollo de la curva, el procedimiento es el mismo, pero la longitud de las cuerdas de trazo serán diferentes ya que éstas están en función del tamaño de las cuñas y habrá que calcular para cada cuerda diferente su deflexión y con estos datos ubicarla en campo (fig IV-3.3).

f) En cuanto al nivel el procedimiento es exactamente el mismo que en el caso de tangente y se determina con la rasante hidráulica y el cadenamiento del colado, apoyándose en los bancos auxiliares colocados para este fin.

IV-3.5 REVESTIMIENTO CON CIMBRA SECCIONADA

En esta parte no describimos la colocación de la cimbra en el eje, ya que el procedimiento a seguir es el mismo que en tangente o curva y sólo trataremos el control topográfico que se ejerce en cada una de las partes.

Primeramente mencionaremos que el colado seccionado comprende tres fases

a) colado de guarnición

b) colado de clave

c) colado de cubeta

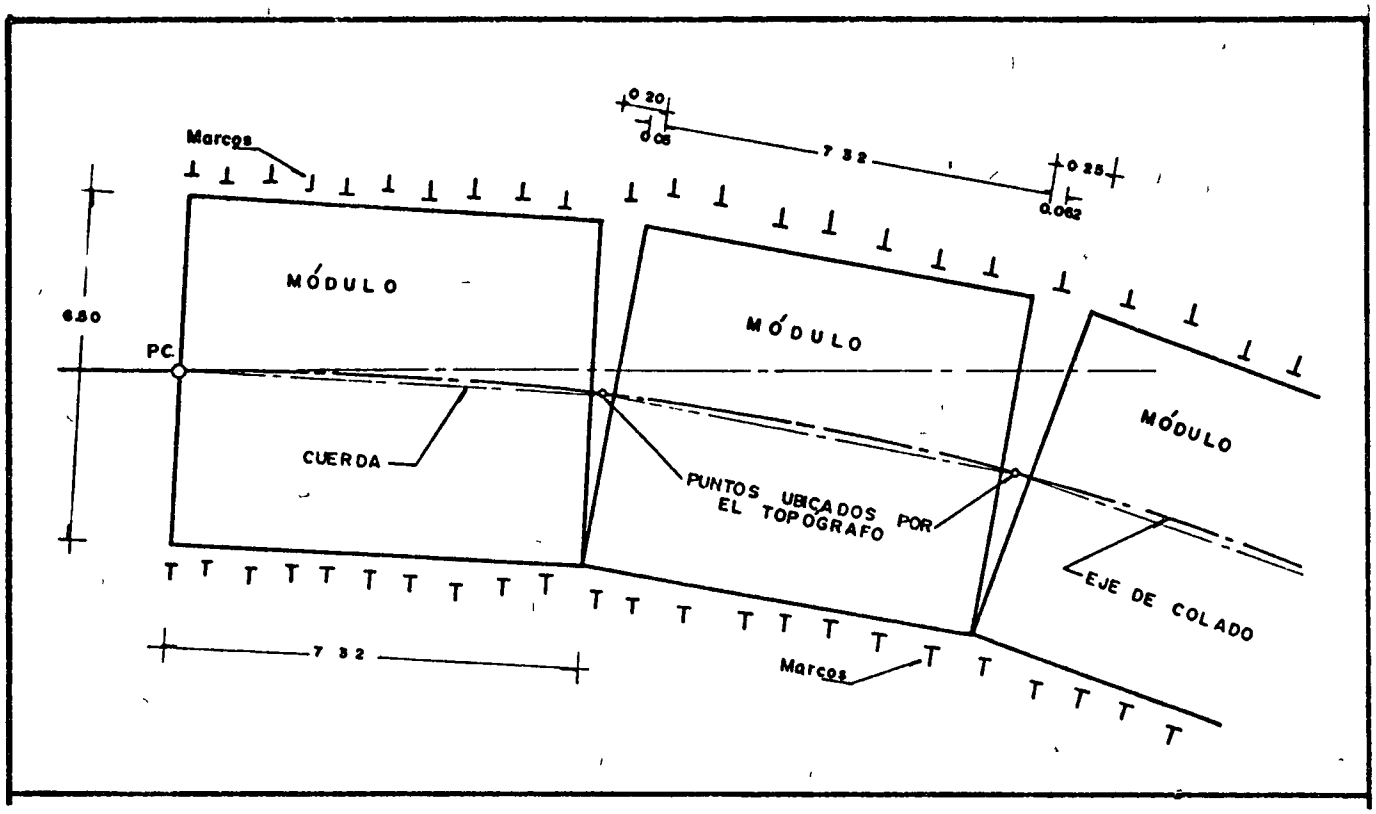


Fig IV-3-3

El orden en que se numeran es el mismo con el que se realizan en la obra y en cada uno de ellos existen ciertos trabajos topográficos que se efectúan para el buen desarrollo de los colados

Colado de guarnición. Las características geométricas de los sectores de la cimbra se pueden apreciar en la fig IV-3 4, que son las que sirven de base para su correcta ubicación

Como se puede observar, es necesario que las aristas inferiores se encuentren colocadas a 2 m hacia cada lado del eje y a 0 69 m sobre la rasante hidraulica las aristas superiores deberán tener una separacion de 6 28 m entre ellas y el eje de trazo pasar al centro de estas medidas

El topógrafo es el encargado de que la ubicación de la cimbra cumpla con estos requisitos, garantizado con ello, que la parte colada es un par de sectores de una circunferencia de 6 50 m de diametro (sección definitiva), cuyo punto más bajo coincide con la rasante hidráulica que está localizada sobre el eje del colado

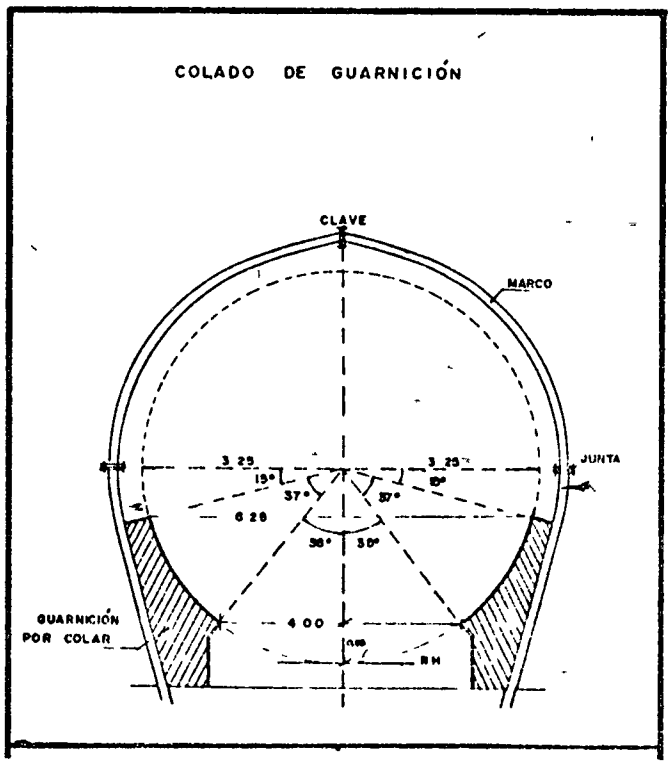


Fig IV-3 4

Existe otra posibilidad para la colocación de la cimbra, la cual consiste en emplear un transportador que viene integrado al módulo y partiendo de las características geométricas de la sección (angulares), lo cual también se aprecia en la fig IV-3 4

Para la realización física de esta operación se utiliza el transito y el nivel, así como unos gatos hidráulicos que están integrados a la cimbra y que sirven precisamente para alejarla o acercarla a las medidas convenientes

Cualquiera de ellos nos lleva al mismo fin, sin embargo es más recomendable el primer procedimiento por la propia construcción de la cimbra

Se debe resaltar la importancia que tiene la ubicación de esta primera parte, ya que de existir error en ello, significará que el colado de las partes complementarias, por apoyarse en ésta, se verán afectadas por el mismo error

Colado de clave Este colado va apoyado en la guarnición y sólo necesita del auxilio de unas marcas o palomas de nivel que se ubican a 7 cm abajo del nivel teórico del colado de guarnición, misma dimensión que tiene como saliente la cimbra de clave

Por consecuencia, en el momento en que las palomas coinciden con la arista de la cimbra de clave, se puede asegurar que este colado aunado al de guarnición van formando un círculo de 6 50 m de diámetro y cuyo punto más bajo coincide con la rasante hidráulica (fig IV-3 5)

Colado de cubeta Esta última fase prácticamente ya no requiere de la topografía dado que se efectua colocando una "regla" que cubre la parte faltante para cerrar el círculo, apoyandose en el colado de guarnición, y que geométricamente está construida para un ensamble perfecto con la parte de la sección ya colada, siempre y cuando los trabajos anteriores hayan sido correctamente ejecutados (fig IV-3 6).

En cuanto al nivel, seguirá apoyándose en los bancos auxiliares, pero solo para la colocación de la cimbra de guarnicion, puesto que las partes siguientes se ubican con apoyo a ésta

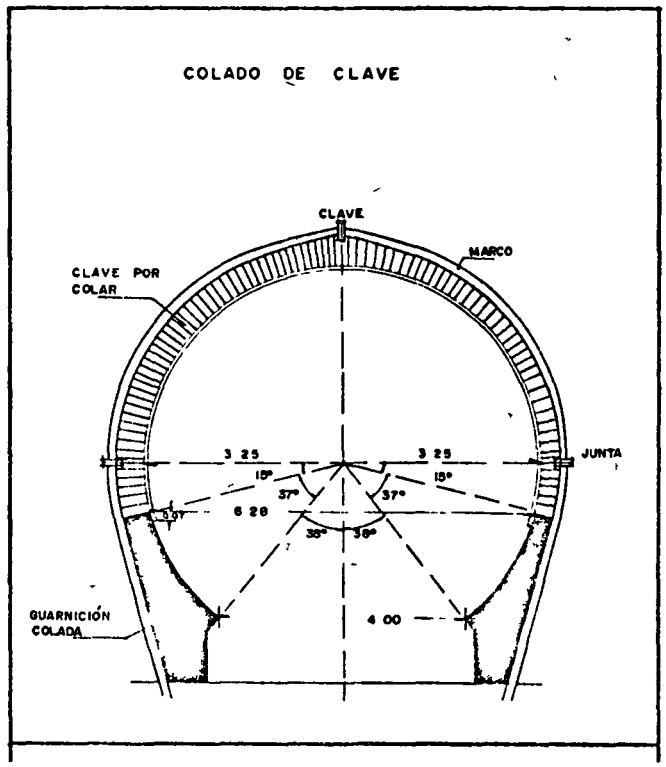


Fig. IV-3-5

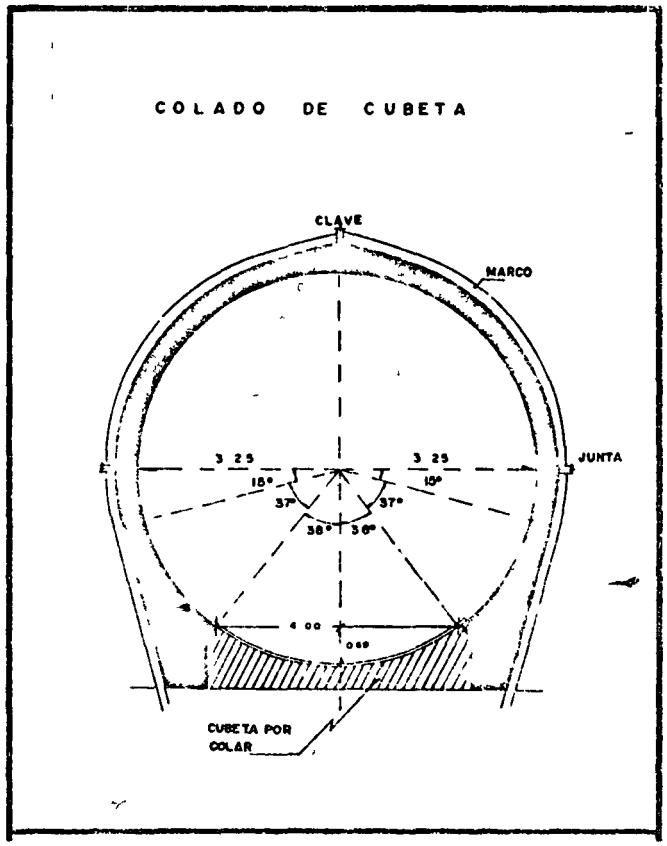


Fig IV-3-6

IV-4 Manejo y transporte del cemento

IV-4.1 ANTECEDENTES

El producir concreto para el revestimiento de los túneles que integran el Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México, requirió de una planeación supeditada a las necesidades y problemas específicos de cada frente de trabajo

Las plantas dosificadoras se instalaron en las lumbreras inmediatas a cada tramo por revestir y los ingredientes para la elaboración del concreto debieron ser transportados desde las fábricas y bancos de materiales hasta cada una de aquéllas, atendiendo las demandas variables ocasionadas por los múltiples factores imponderables propios del proceso constructivo

Una vez terminado el revestimiento del tramo se procedió al cambio de ubicación de las plantas, ya que el costo de traslado y montaje de una dosificadora (y los fletes adicionales que ésto pudiera generar en el transporte de los materiales), resultaba menor que localizarla como un centro de distribución, acarreando superficialmente el concreto hacia los diferentes sitios de su zona de influencia

Para el abastecimiento simultáneo a diez plantas de dosificación de concreto distribuidas a todo lo largo de la obra, los problemas del transporte y la distribución del cemento fueron analizados minuciosamente en su etapa de planeación y requirieron de un manejo sistemático y ordenado durante la producción

IV-4.2 PROGRAMA DE NECESIDADES DE CEMENTO

Con base en el programa general de la obra que presupone avances lineales mensuales en cada uno de los diferentes frentes de revestimiento, en las condiciones de ademe utilizadas en cada tramo y en el área de las secciones transversales obtenidas durante la excavación, se estimaron los volúmenes de concreto por producir mensualmente en cada una de las plantas, a partir de ellos, de los proporcionamientos especificados y de las mermas que produce todo manejo y transporte de materiales, se obtuvieron los volúmenes de cemento por entregar mensualmente en cada lugar, tal como se indica en la tabla IV-4 2 1, en la que se consignan las toneladas de cemento que sería necesario transportar hasta cada una de las dosificadoras instaladas a lo largo de la obra

Como ejemplo de lo anterior, veamos el caso del Interceptor Central, excavado en su mayoría con escudos de frente abierta y ademado con dovelas de concreto El programa establecía un avance lineal de 1 050 m/mes, el volumen de concreto por metro lineal se calculó en 5 78 m^3 y la dosificación

del concreto con agregados procedentes de los bancos de Totolapa y la Mesa, requirió de un consumo de 377 kg de cemento por metro cúbico, el abastecimiento mensual para este frente debería ser por tanto de

1 03x1050m/mesx5 78 m^3 /m x 0 377 ton/m^3 =
2 357 ton de cem /mes

IV-4 3 ESCRUTINIO DE FABRICANTES

Cuando se usa cemento Portland normal para la elaboracion del concreto que estará expuesto al contacto con las aguas negras conducidas por un sistema de drenaje, los sulfatos presentes en estas aguas atacan al cemento fraguado al reaccionar con la cal y con los aluminatos, formando el sulfato calcico y el sulfoaluminato los cuales, al cristalizar, producen una expansión de la matriz del concreto, disgregándolo

Esto obligó al uso de un cemento resistente al ataque de los sulfatos, como es el cemento Portland tipo V en todos los concretos que tuvieran superficies expuestas al contacto con las aguas de desecho Su fabricación requiere de un proceso complicado en el que se debe controlar cuidadosamente el cumplimiento de las propiedades químicas y físicas establecidas por la Dirección General de Normas

En consecuencia y de acuerdo con el programa de necesidades expuesto en el inciso anterior, se procedio al escrutinio de fabricantes, habiéndose turnado las solicitudes correspondientes a las cementeras Cruz Azul, Anáhuac, y Tolteca Las dos primeras aclararon tener comprometida toda su producción, siendo Cementos Tolteca, S A , quien aceptó el compromiso destinado a su fábrica "La Tolteca", localizada en las proximidades de la ciudad de Tula, en el Estado de Hidalgo, para la producción en forma especial del cemento tipo V, siendo actualmente la única que lo produce en el país

IV-4.4 ESTUDIO Y SELECCION DE RUTAS DE ACARREOS

La localización de la fábrica en uno de los extremos de la obra, indujo el análisis de alterantivas para estudiar la posible utilización de lugares secundarios de carga para reducir al maximo la distancia de acarreo promedio

La ruta de acceso desde la fábrica a la obra es la siguiente camino Tula-Tepeji hasta el entronque con la antigua carretera a Querétaro y por esta última hasta tomar la autopista a Querétaro, que la recorre casi paralelamente

Por ferrocarril se tienen estaciones menores como son Huehuetoca, Teoloyucan, Cuautitlán, Lechería y Ceylán, entre otras Los grandes volúmenes de cemento movidos requirieron de su manejo a granel, por lo que se necesitaban instalaciones especiales para transbordarlos desde las tolvas del ferrocarril a los camiones de acarreo Estas instalaciones solamente se encontraban disponibles en el centro de distribución que tiene Cementos Tolteca en su espuela de Ceylán, desde donde abastece al mercado de consumo del norte del Distrito Federal

Con base en lo anterior, se procedió al análisis de rutas esquematizado en la figura IV-4 4 1, siendo los centros de carga la fábrica y el depósito Ceylán

Cabe señalar que a la postre fue necesario descartar Ceylán por la falta de disponibilidad de tolvas de ferrocarril para transportar el cemento a ese punto de despacho, y concentrar el acarreo desde la fábrica

IV-4.5 ANALISIS DE CICLOS

Con el fin de determinar los ciclos del transporte de cemento que realizarían las unidades hasta los diferentes puntos de dosificación de la obra, se procedió al análisis detallado de cada una de las etapas que los integran

IV-4.5.1 Tiempo de carga

a) **Trámites administrativos previos a la carga**

Al regresar de viaje, el camión debe estacionarse en un patio de espera El operador de la unidad entrega la documentacion debidamente requisitada del viaje anterior en el retén de despacho Recibe un vale para solicitar una nueva cantidad de cemento, que se entrega en la oficina administrativa de la fábrica en donde a su vez elaboran, a cambio, una boleta de remisión para que procedan a entregarle el material Con la boleta en su poder, regresa el operador a su camión, lo transita y lo estaciona en la plataforma de la báscula, se baja y entrega al basculista la boleta para que realice el pesaje de destare Se procede al pesaje, el operador regresa a su unidad, libera el freno de estacionamiento e inicia su tránsito por los patios de la fábrica hacia

la zona de carga Muestra la boleta al cabo de despacho y recibe los sellos metálicos de garantia

b) **Carga**

Despues de hacer cola de espera, realiza maniobras de acomodo para cargar llegado su turno Una vez acomodada la unidad bajo el portalón se procede a la carga propiamente dicha, para lo cual un operario sube a la unidad y abre la tapa superior, acomoda la "trompa de elefante" y hace indicaciones al operador de los sopladores para que se inicie el flujo del cemento hacia el interior de la caja del camión, una vez completada esta maniobra, señala al operador para que detenga los sopladores (retira el cemento de la superficie del camion, cuando por no responder correctamente el mecanismo de cierre de los silos, se produce un rebosamiento), cierra la tapa, instala el sello metálico de garantia y se baja Se inician las maniobras para el cambio de dirección y tránsito de la unidad hacia la báscula

c) **Trámites administrativos posteriores a la carga**

Espera para usar la báscula, ya que por ella también pasan unidades con materias primas como son el yeso, la arena, etc , y camiones transportando cemento para otros clientes Acomodo del camion sobre la plataforma de la báscula, descenso del operador de la unidad y entrega de la boleta al basculista, pesaje del camión lleno El vehículo debe salir de la fabrica y estacionarse en el patio exterior El operador entrega la boleta en la oficina de la fábrica para que sea certificado el peso del cemento despachado Lleva la remision al retén de despacho en donde se documenta adecuadamente el viaje y se le indica destino El operador regresa a su unidad e inicia el viaje

IV-4.5 2 Tiempo de descarga

Entrega de la documentación al checador de materiales, espera, en algunos casos, a que se encuentre vacía la tolva receptora, certificación del buen estado de los sellos, descarga de la unidad, recepción del tarjetón e inicio del viaje de regreso

IV-4 5 3 Tiempos de recorrido

Considerando las diferentes localizaciones que en su oportunidad tendria cada una de las dosificadoras, se procedio al análisis de las velocidades promedio que podrían desarrollar las unidades según las caracteristicas de sinuosidad, pendientes, congestionamientos, volúmenes de trafico, estado de conservación, etc , de las diferentes rutas seleccionadas previamente y consignadas en el inciso IV-4 4, para que por ellas transitaran las unidades de acarreo

Se tenían condiciones muy especiales, pues desde la fábrica hasta la autopista se circula por una carretera estrecha, con fuertes pendientes adversas, muy transitada por unidades pesadas y, por lo mismo, siempre en pésimo estado de conservacion En la autopista se tiene una gran mejoría en todos aspectos Las velocidades en los caminos de servicio interlumbreras están limitadas por algunos de los factores antes mencionados y por la presencia de topes, y en la zona urbana, los congestionamientos del tráfico ocasionan múltiples retrasos -

La cantidad abrumadora de variables existentes para la determinación de las velocidades con aceptable aproximación, motivó que se resolviera recorrer físicamente las rutas en unidades cargadas y vacías simulando las condiciones medias probables que se presentarían en la realidad del trabajo, registrándose los resultados en la siguiente tabla

TRANSPORTE DE CEMENTO A GRANEL
ANALISIS DE CICLOS

Localización de la dosificadora	Distancia desde Tula en Km	Tiempo de carga min	Tiempo de viaje (min) Cargado	Vacio	Tiempo de descarga min	Ciclo de acarreo min
8C	80 2	60	137	96	80*	373
11 I O	78	"	134	94	15	303
12 I O	76 2	"	130	91	"	296
11 I C	73 2	"	125	88		288
10 I C	75 5	"	129	90	"	294
9 I C	77 0	"	132	92	"	299
1	68 0	"	177	82	"	274
2	63 0	"	108	75	"	258
3	57 3	"	98	69	"	242
4	62 8	"	108	75	"	258
5	59 8	"	102	72	"	249
6	53 7	"	92	64	"	231
7	51 2	"	88	61	"	224
8	50 6	"	86	59	80*	285
10	51 4	"	87	60	15	222
11	41 6	"	83	55	"	213
12	34 9	"	70	47	"	192
13	33 6	"	67	45	"	187
14	30 9	"	62	41	"	178
15	34 3	"	69	46	"	190
16	32 1	"	64	43	"	182
17	30 2	"	61	40		176
18	26 7	"	53	36	"	164
21	20 8	"	42	28	"	145

* Por ser en dosificadoras sin dispositivos mecanicos de elevacion

IV-4.6 SELECCION DE EQUIPO

Para transportar el cemento a granel se analizaron las siguientes alternativas

A) Equipando los silos de las dosificadoras con dispositivos mecánicos para la elevación del cemento consistentes en tolva receptora-encauzadora con una capacidad similar a la de los camiones que se escojan para el acarreo y tornillo sinfín para transportar el cemento desde la tolva hasta un elevador de cangilones, ambos equipos con 10 por ciento más de capacidad de manejo del cemento, que el requerido para abastecer la producción nominal de la planta dosificadora

A 1) Camiones de dos ejes con motores diesel, acondicionados con caja cerrada de volteo y compuerta para descarga trasera, capaces de transportar 10 ton de carga útil

A 2) Camiones de tres ejes (*thorton*) con motores diesel, dotados con caja cerrada de volteo y compuerta para descarga trasera, capaces de transportar 15 ton de carga útil

B) Los silos de las dosificadoras sin equipo de elevación y

B 1) Camiones de dos ejes con motores diesel, con tanque cilíndrico presurizable de 10 ton de capacidad, adaptado sobre el chasis del mecanismo de volteo y capaz de ser descargado mediante el flujo de 150 pcm de aire a 85 lb/pulg^2 de presión, producido por los mismos compresores estacionarios para el servicio de las lumbreras

B 2) Tractocamiones y tolvas cementeras de 30 ton de capacidad, dotadas con un compresor especial para descarga autónoma

La producción relativa que se podía esperar de estas unidades así como sus respectivos costos unitarios, son planteados a continuación

CICLO COMPARATIVO, PRODUCCION Y COSTO RELATIVO PARA LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS

		A1 Camión con caja cerrada de volteo	A 2 Camión con caja cerrada de volteo	B 1 Camión con tanque presurizable de descarga neumática	B 2 Trailer con tolva y equipo neumático para autodescarga
	Capacidad	10 ton	15 ton	10 ton	30 ton
PRODUCCION RELATIVA	Tiempo de carga (min)	60	65	60	80
	Tiempo de descarga, (min)	15	20	80	120
	Tiempo de viaje cargado (min)	88	96	88	102
	Tiempo de regreso vacio (min)	61	64	61	68
	Ciclo básico comparativo (min)	224	245	289	370
	No viajes/unidad de tiempo	5 35	4 89	4 15	3 24
	Carga transp ton/unid tiempo	53 5	73 35	41 5	97 2
	PRODUCCION RELATIVA	100	137	77	182
COSTO RELATIVO	Renta o depreciacion	23	31	23	110
	Operacion	31	35	31	63
	Consumos	6	9	5	15
	Reparaciones	27	38	27	52
	Llantas	6	9	5	13
	Peaje	7	8	6	8
	COSTO RELATIVO	100	130	97	261
	COSTO UNITARIO RELATIVO	1	0 95	1 26	1 43

Los costos unitarios relativos consignados se refieren unicamente a las unidades de transporte y en ellos no se incluyen

a) Para las alternativas A 1 y A 2, el costo adicional por elevacion del cemento que viene representado por la necesidad de incluir en el sistema una tolva receptora con su respectiva caseta de protección, un transportador helicoidal y un elevador de cangilones, en el aspecto equipo, y un operario en el renglón de mano de obra

b) En la alternativa B 1, el costo del aire comprimido para presurizar y crear el flujo de arrastre que eleva el cemento

Lo anterior fue objeto de otro análisis de selección de equipo a nivel dosificadora del que se resolvió dotar a cada planta con su respectivo sistema de elevación mecánica

Teniendo estos elementos de juicio, se decidió formar la flotilla de camiones con caja cerrada de volteo de 10 ton de capacidad como fuerza principal de acarreo, ya que había problemas en las entregas de unidades de 15 ton

Adquirir dos camiones con tanque presurizable de descarga neumática para cubrir las necesidades de una planta sin equipo mecanico de elevacion y dos tractocamiones con tolva de 30 ton y equipo neumático para autodescarga, con el fin de asegurar en todo tiempo el abastecimiento suficiente y oportuno cuando sufrieran desperfectos los elevadores mecanicos

IV-4 7 DETERMINACION DEL NUMERO DE UNIDADES

Para establecer el número de unidades que se utilizarian, fue necesario tener en consideración los siguientes factores

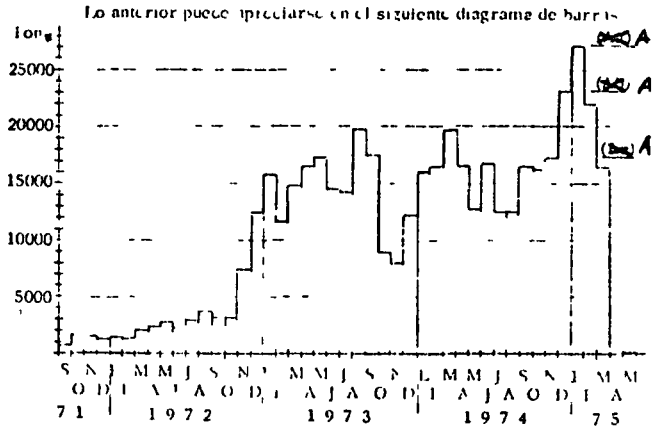
A) Decidir si se formaba una flotilla con un numero suficiente de unidades para

A 1) Cubrir las necesidades del mes *"peak"* de la obra

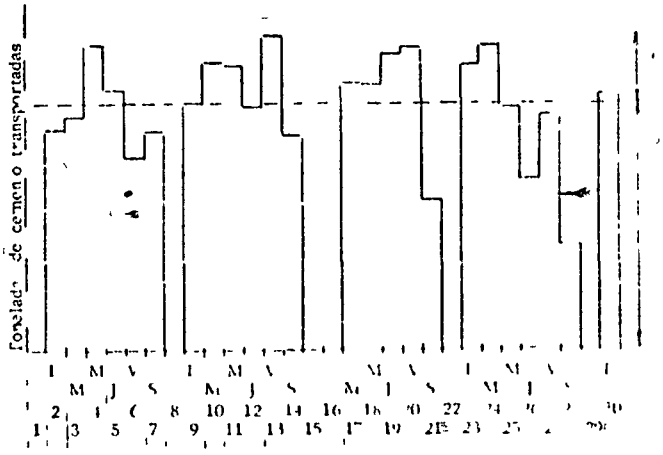
A 2) Responder a la demanda del 97 por ciento de los meses de plena produccion, es decir, con excepcion del mes *"peak"*

A 3) Atender el abastecimiento del 83 por ciento del tiempo, lo que significa dejar fuera tres épocas de demanda extraordianria

Lo anterior puede apreciarse en el siguiente diagrama de barras



B) Tener capacidad para manejar la cantidad de cemento que requiere ser transportado en algunos dias *"peak"* de cada mes, en función de las necesidades diarias promedio para cumplir con lo programado mensualmente, lo que se puede apreciar en la siguiente gráfica que muestra las variaciones diarias que puede tener la demanda



Por lo que para determinar el número de toneladas de cemento por acarrear en un día, se aplicó la siguiente expresión

$$\text{acarreo diario necesario} = 1\ 25 \times \frac{\text{acarreo mensual programado}}{\text{número de días efectivos del mes}}$$

C) Estimar la carga real que transportarían las unidades por razón de las diferentes temperaturas con que nos sería entregado el cemento y de las características en cuanto a tiempo de reacción para el corte del flujo en el dispositivo de sopladores para su despacho

En nuestro caso, las cifras establecidas fueron

Capacidad real = 0 96 x capacidad nominal

D) Establecer el número de horas efectivas que deberíamos esperar del trabajo diario de las unidades

a) Por horario de despacho de la fábrica
De las 24 horas del día, el servicio de carga de las unidades, trámites administrativo y pesaje, se encuentra suspendido durante los siguientes periodos

De 5 45 a 6 15=30 min, por cambio de turno

De 9 00 a 9 30=30 min, por tiempo para alimentos

De 13 45 a 14 15=30 min, por cambio de turno

De 19 00 a 19 30=30 min, por tiempo para alimentos

De 21 45 a 22 15=30 min, por cambio de turno

De 1 00 a 1 30=30 min, por tiempo para alimentos

Total = 180 min

b) Por reabastecimiento de combustibles y lubricantes, revision de niveles y calibracion de llantas

1 Cuando se utiliza la estación de servicio cercana a la fabrica, 60 min

2 Aprovechando las estaciones en ruta, 20 min

c) Por relevo de los operadores de las unidades

Consultando la tabla de análisis de ciclos (inciso IV-4 5 3), se puede apreciar que si se envía un camión con destino a las lumbreras más cercanas, estará de regreso en 85 min (lumbrera 21), o bien en 127 min (lumbrera 13), es decir, que si el cambio de turno se fijaba a las 19 00 horas no se debería despachar la unidad después de las 17 35 horas (lumbrera 21) o de las 16 53 horas (lumbrera 13) respectivamente, pues ya no alcanzaría a regresar para el correcto cambio de turno, repitiéndose esta situacion en cierto número de unidades en en cada cambio de turno

d) Por reparaciones menores de rutina, como son

reposición de mangueras para radiador, ponchadura de neumáticos, etc

Un análisis de lo anterior nos llevó a fijar, en forma un tanto conservadora, en 20 las horas efectivas de trabajo diario por por cada unidad en operación

E) Determinar el número probable de unidades que estarían fuera de operación por las siguientes causas

a) Servicio de mantenimiento (cada 5 000 km)

Un camion en operación recorrería diariamente un promedio de 500 km, es decir, que despues de diez dias efectivos de trabajo pasaría uno en el taller, por lo que se debió considerar un camion, en mantenimiento por cada diez que eran necesarios en operación

b) Reparaciones mayores

El ritmo de trabajo mencionado preveía un recorrido anual de 135 000 km como promedio para cada unidad, razon por la cual se supuso lo siguiente

DESDE	HASTA	Núm de camiones en reparación			
nuevo	seis meses	1	de	cada	20
seis meses	un año	1	"	"	15
un año	año y medio	1	"	"	12
año y medio	dos años	1	"	"	10
dos años	dos años y medio	1	"	"	8

c) Reparaciones por accidentes

Se estimo tener un camión de cada quince en el taller concesionario de la Compañía de Seguros

d) Reserva

Para reemplazar a las unidades que sufren averías menores

Con todas las consideraciones antes expuestas, se procede a la determinación del número de unidades desarrollando las tablas siguientes

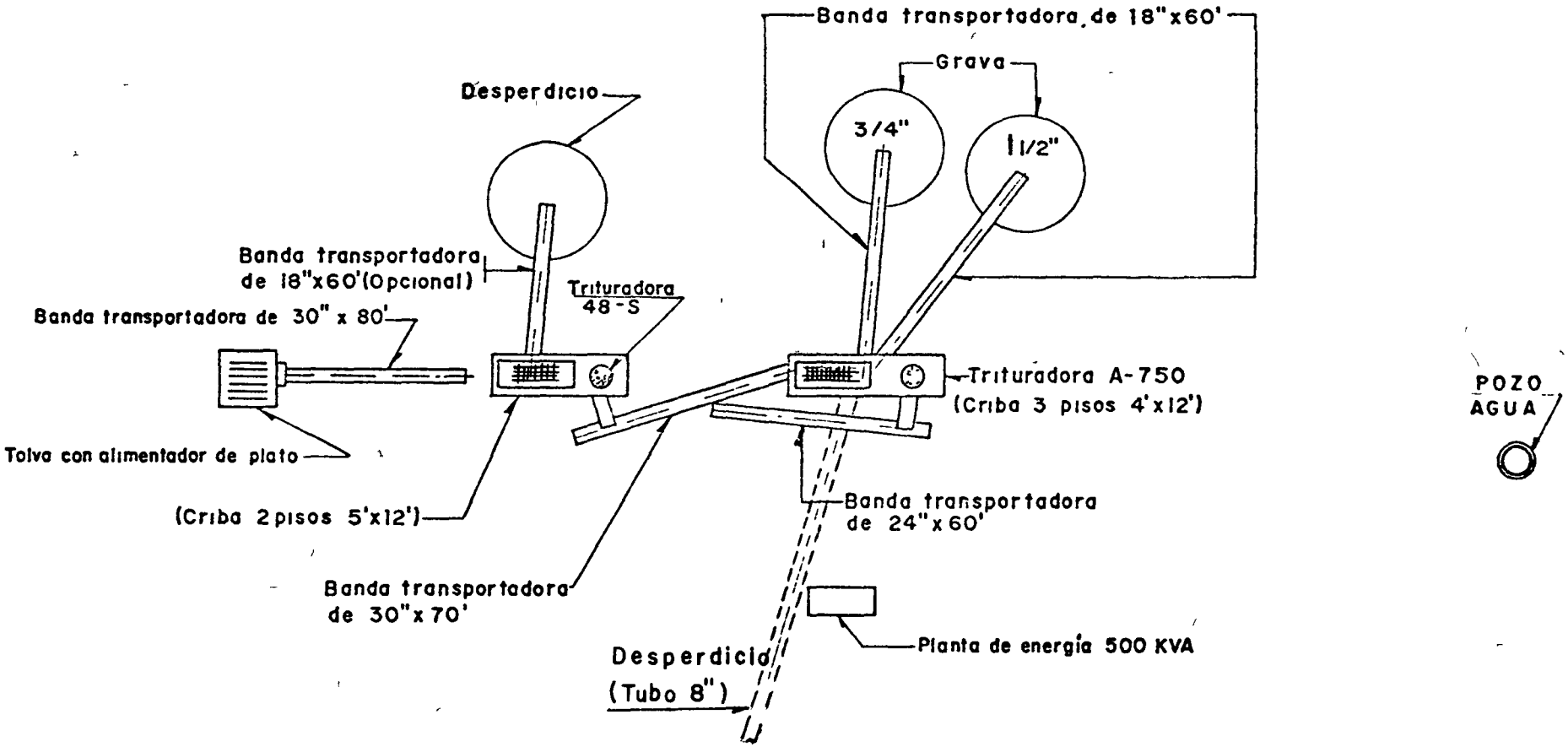
Dosificadora localizada en	Tiempo de ciclo por viaje (min)	No de viajes por día de 20 h efectivas	Ton que puede acarrear un camión diariamente
10 I C	294	4 08	39 16
9 I C	299	4 01	38 49
L - 4	258	4 65	44 64
L - 8	285	4 21	40 41
L - 10	222	5 40	51 84
L - 11	213	5 63	54 04
L - 12	192	6 25	60 00
L - 13	187	6 41	61 53
L- 14	178	6 74	64 70

Factor pra determinar las toneladas de cemento por acarrear en un día

Mes	No de días laborables en el mes	Factor
nov/74	25	1 25/25 = 0 05
dic/74	25	1 25/25 = 0 05
ene/75	26	1 25/26 = 0 048

Localización de la dosificadora	1974		1975
	noviembre	diciembre	enero
10 I C	2 300 115 2 94	3 300 165 4 21	
9 I C			1 700 82 2 13
L - 4	4 500 225 5 04	4 900 245 5 49	4 800 230 5 15
L - 8	400 20 0 49	550 28 0 69	1 100 53 1 31
L - 10	3 600 180 3 47	5 000 250 4 82	7 900 379 7 31
L - 11	800 40 0 74		
L - 12	2 800 140 2 33	5 700 285 4 75	5 700 274 4 57
L - 13	2 800 140 2 28		
L - 14		3 700 185 2 86	5 900 283 4 37

Ton de cemento/mes	17 200	23 150	27 100
" " " /día	860	1 158	1 301
Número de camiones	17 29	22 82	24 84
Mantenimiento	1 7	2.3	2 5
Reparaciones mayores	2 2	2 9	3 1
Reparaciones por accidentes	1 2	1 5	1 7
Reserva	2 5	2 5	3 0
NUMERO DE UNIDADES NECESARIAS	25	32	35


Banda transportadora de 18"x60'
Grava
3/4"
1 1/2"
Desperdicio
Banda transportadora de 18"x60'(Opcional)
Trituradora 48-S
Banda transportadora de 30" x 80'
Tolva con alimentador de plato
(Criba 2 pisos 5'x12')
Banda transportadora de 30"x70'
Trituradora A-750
(Criba 3 pisos 4'x12')
Banda transportadora de 24"x60'
Planta de energía 500 KVA
Desperdicio (Tubo 8")
POZO AGUA

INSTALACIONES PARA LA EXTRACCION DE ARENA EN EL BANCO DE SAN CARLOS

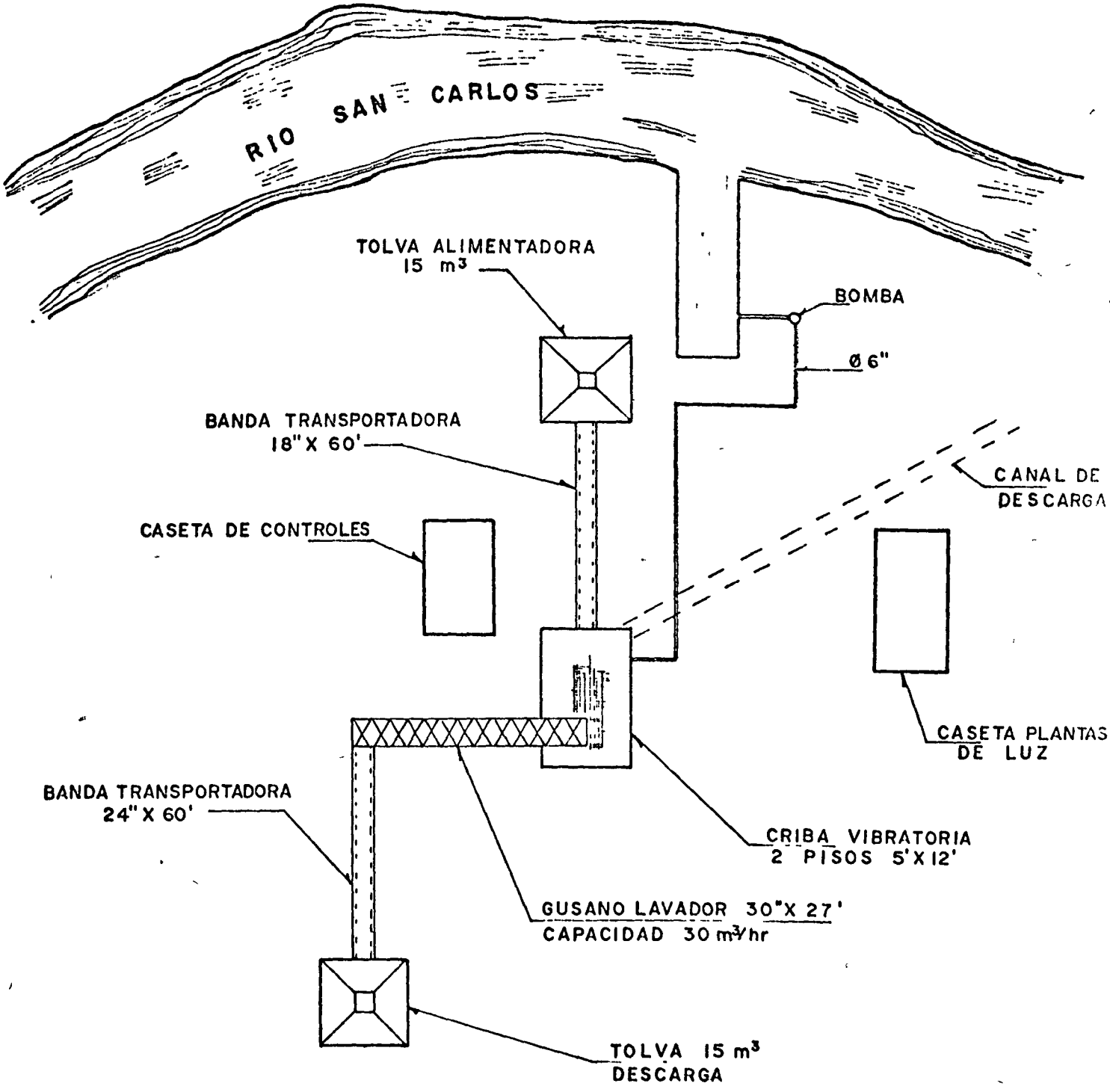
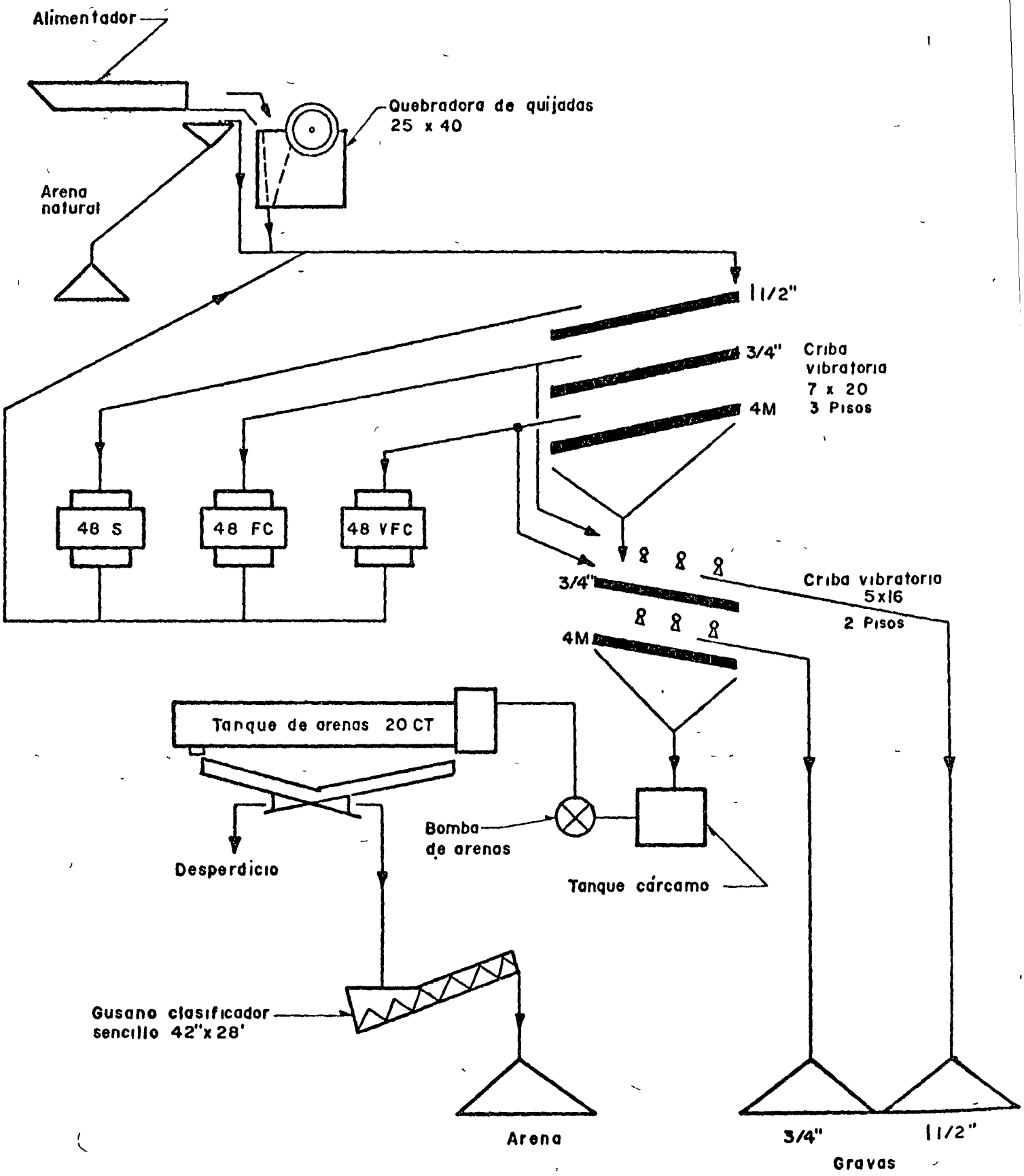
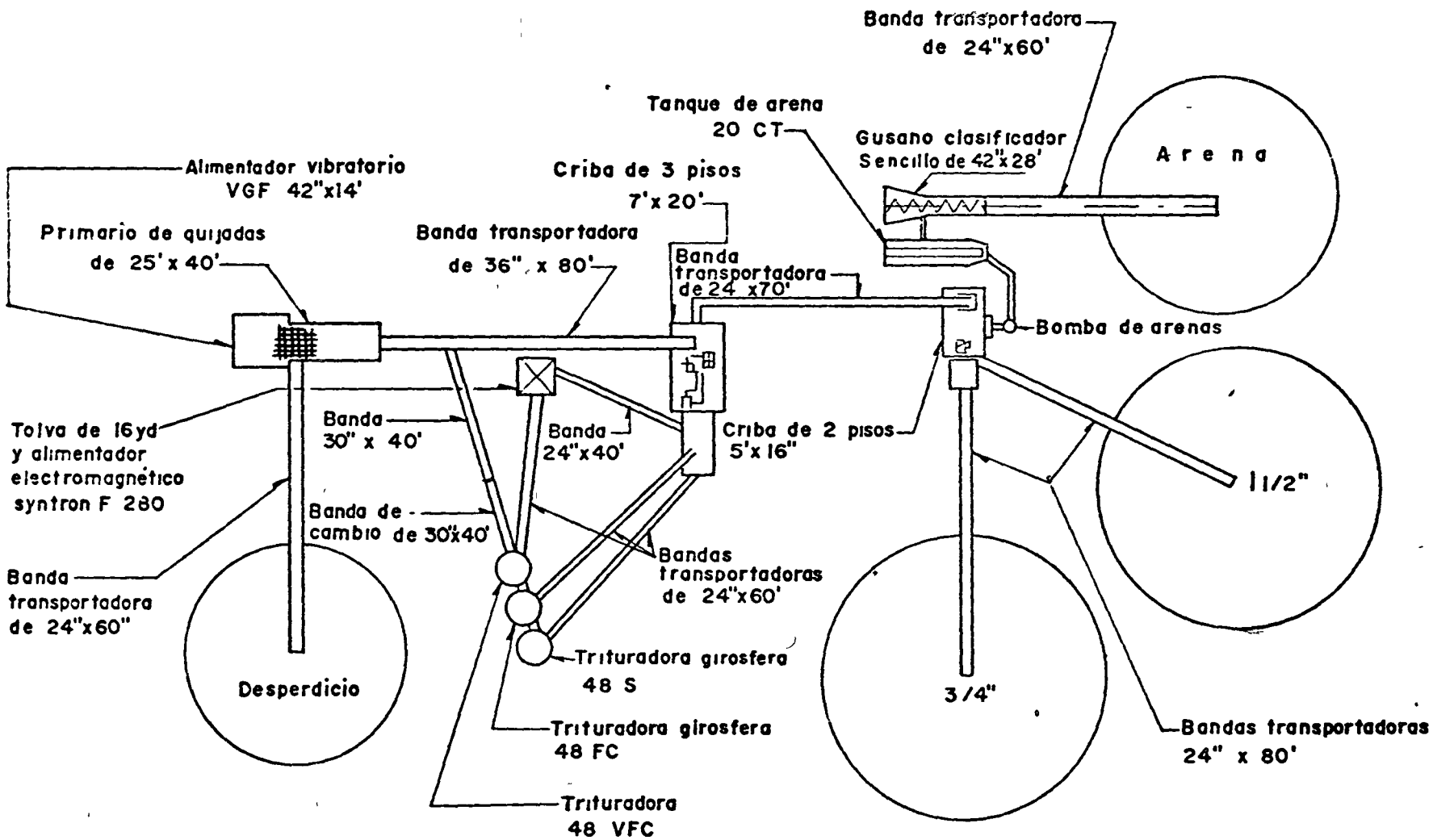


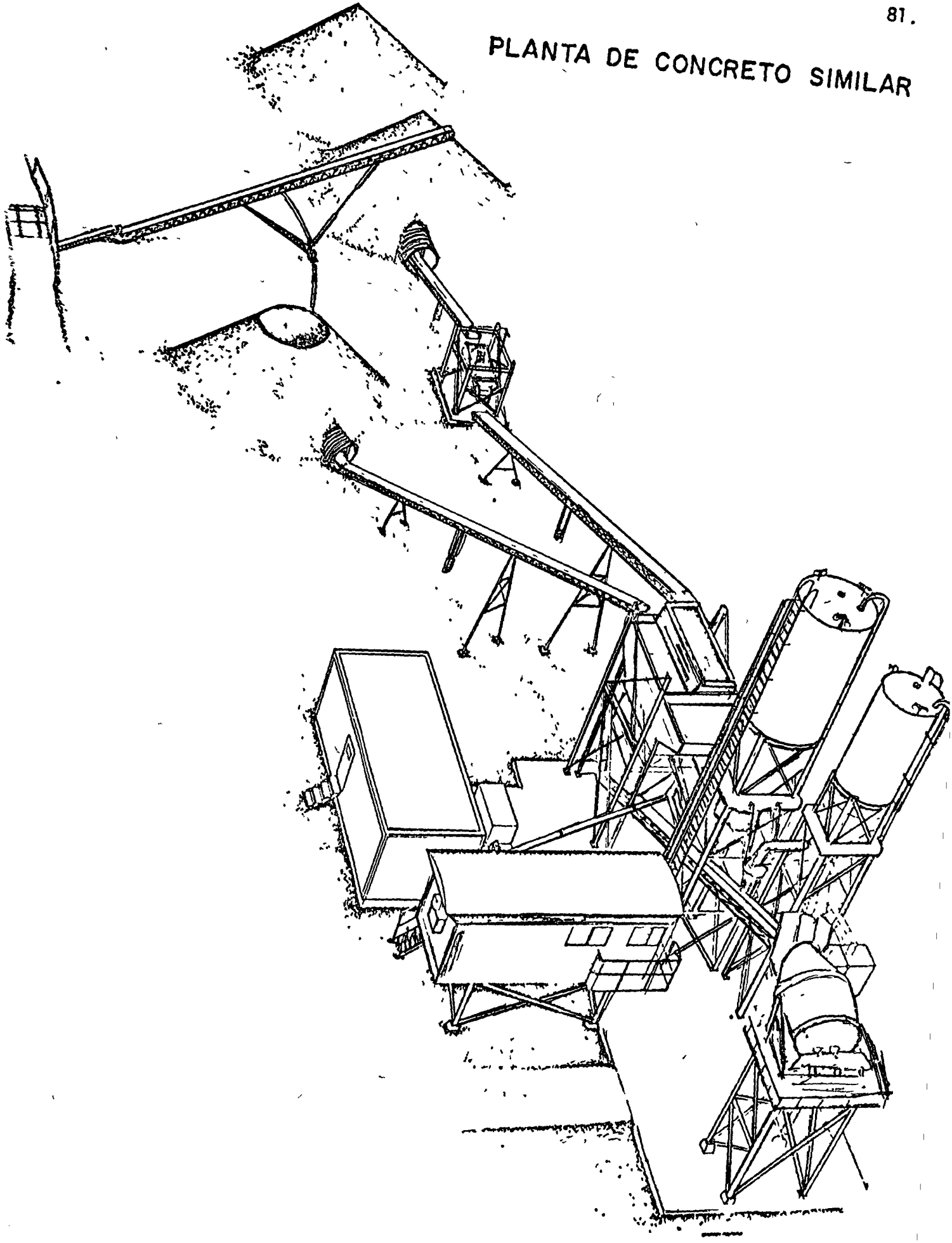
DIAGRAMA DE FUNCIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRITURACION DEFINITIVA



PLANTA DEFINITIVA DE TRITURACION



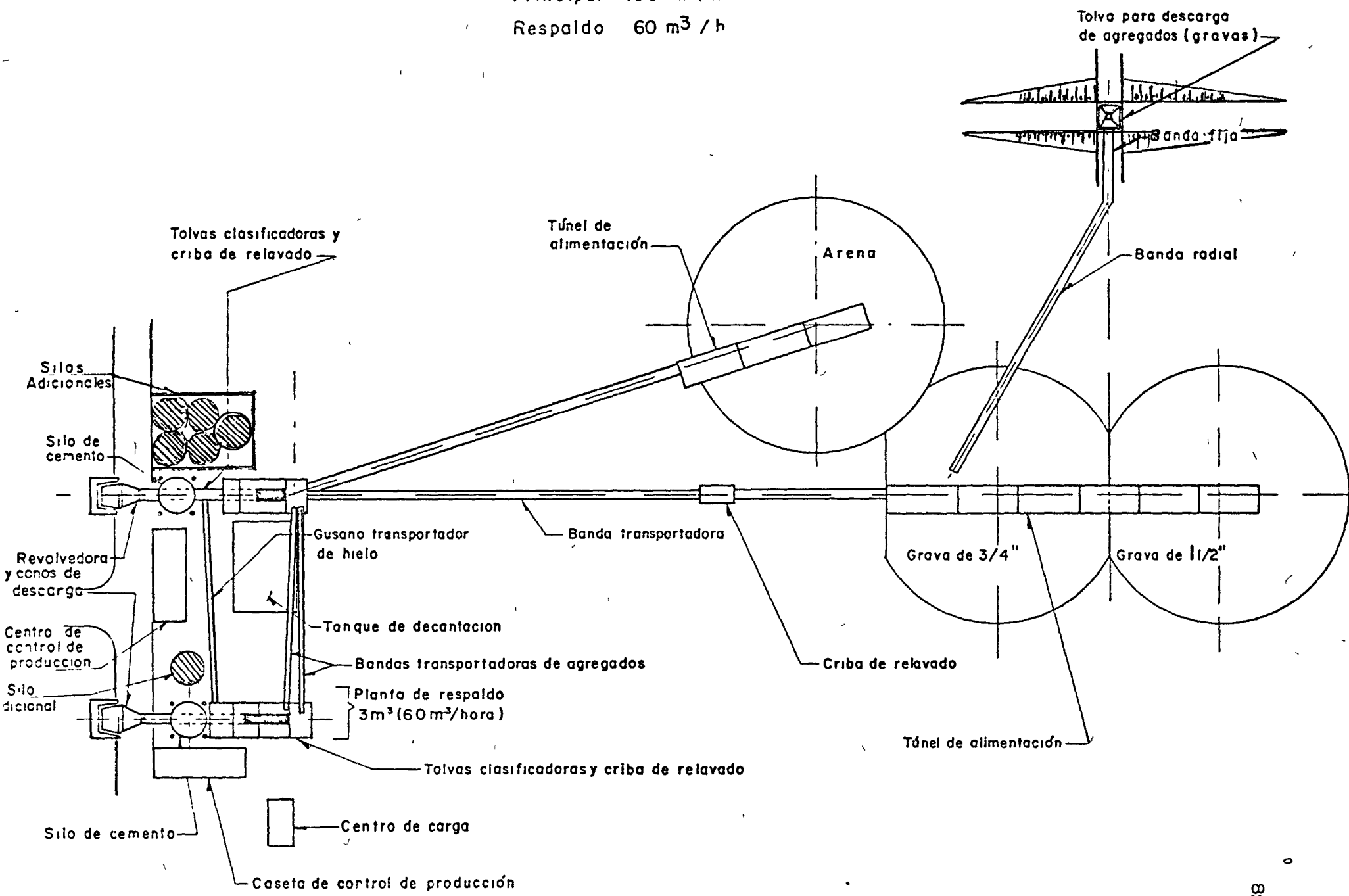
PLANTA DE CONCRETO SIMILAR



PLANTAS DE CONCRETO

Principal 150 m^3/h

Respaldo 60 m^3/h



BIBLIOGRAFIA.

1. D.U. Deere, Design of tunnel liners and support systems. University of Illinois, (1969) National Technical Information Service.

2. R.B. Peck, Some design considerations in the selection of underground - support systems. University of Illinois (1969). National Technical Information Service.

3. F. Széchy, The Art of Tunneling (1966).

4. K. Terzaghi y F.E. Richart Jr.,Stress in rock about cavities. Harvard Soil Mechanics Series. Reprinted form Geotechnique, Volume 3,- 1952, pages 57-60.

5. Zienkiewicz, O.C. (1967), The finite element method in Structural and Continuum Mechanics, Mc. Graw Hill Book Co., London.

6. G. Lombardi, La influencia de las características de la roca en la estabilidad de galerías subterráneas. Sociedad Mexicana de Mecánica de Ro-- cas (1973).

7. G. Lombardi, Dimensionamiento del revestimiento de túneles, tomando en - consideración el método constructivo, Sociedad Mexicana de Mecánica de-- Rocas (1973).

8. G. Lombardi, Nuevos conceptos acerca de la estática de túneles. Socie-- dad Mexicana de Mecánica de Rocas.

9. A. Moreno y F. Ramiro. Sistemas de soporte de excavaciones subterráneas en Roca. Grupo ICA. Información Técnica (1975).

10. F. Ramiro. Ademe en Suelos. Memoria Técnica del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal (inédita)

11. F. Muzás, Contribución al estudio y tratamiento de Galerías. Instituto de Investigaciones en Ingeniería Civil (1971)

12. Pedro Luis B. Fragmentación y conminución de rocas. Centro de Educación Contínua.

13. Revestimiento definitivo del túnel. Memoria Técnica del Sistema de Drenaje Profundo del D.F. (inédita)

14. Topografía para revestimiento. Memoria Técnica del Sistema de Drenaje Profundo del D.F. (inédita)

15. Manejo y transporte de cemento. Memoria Técnica del Sistema de Drenaje Profundo del D.F. (inédita).

EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES

PLANEACION Y ORGANIZACION DE OBRA

ING. ENRIQUE FARJEAT PARAMO
Marzo 1977.

7. PLANEACION Y ORGANIZACION DE OBRA

7.1 Introducción

7.2 Planeación de procesos productivos

7.3 Programación de un proceso productivo

7.4 El progreso del trabajo en la programación sobre ruta crítica

7.5 Definición de los objetivos

7.6 Análisis de las actividades por ejecutar y elaboración de un programa total.

7.7 Guión de actividades para la construcción de un túnel

7.8 Organización.

7.9 Control

7.10 Economía, dirección y estimación de la producción

7.11 Análisis económico.

7.1 INTRODUCCION.

En muchas ocasiones se han tratado de explicar las razones del desarrollo técnico y económico cada vez más rápido de las dos últimas décadas. No cabe duda, es imposible señalar una sola razón dominante. Cada vez tenemos más recursos y más posibilidades que nos dan un crecido-- número de alternativas cuando tratamos de encauzar el desarrollo de una- manera razonable. Por ello la programación a largo y corto plazo se hace cada vez más importante.

Pero ¿No se ha estado programando siempre? Por supuesto, pero cuando las posibilidades de elegir y los costos de los recursos de que-- disponemos aumentan rápidamente, hay que sistematizar la programación y desarrollar la técnica de programación.

Aún cuando sea difícil señalar determinadas razones del desa-- rrollo de la industria de construcción, se puede decir que la mecaniza-- ción desempeñaba uno de los papeles principales durante los 50 y que, por este motivo, los años 60 fueron años de programación y de organiza-- ción. Los nuevos métodos de programación, y sobre todo la técnica de la programación sobre la ruta crítica, contribuyeron de una manera patente- a la sistematización y la perfección de la programación.

La planeación y programación contribuyen, desde muchos puntos- de vista, al desarrollo de la construcción, ya que nos obliga a estudiar bien un proceso y, sobre todo, a volver a estudiarlo. La construcción-- de hoy en día, con sus componentes tanto para materiales como para auxi- liares y con la participación de un número de especialistas cada vez más grande, requiere de una planeación y programación mucho más avanzadas para poder funcionar.

La programación ocupa una posición clave también cuando se trata de factores que no sean netamente técnicos o económicos. Según los-- testimonios de obreros constructores, así como de gerentes técnicos, so- brestantes, maestros de obra, etc., el trabajo es mucho más agradable y estimulante cuando la construcción ha sido programada con esmero y se --

tienen en jaque las interrupciones, o sea cuando el buen mando sustituye a las llamadas improvisaciones.

La buena programación es, desde luego, una condición para poder mantener los costos dentro de un margen fijo. La programación y la técnica de programación son, indudablemente, medios eficientes para lograr un ambiente de trabajo productivo.

Debe considerarse además que la organización también afecta la programación. El objeto de este breve trabajo es servir como referencia al personal de producción.

7.2 PLANEACION DE PROCESOS PRODUCTIVOS.

Se entiende por proceso productivo al conjunto de actividades que es necesario efectuar para producir un objetivo de cualquier naturaleza: industrial, comercial, técnico, artístico,médico, etc.

La planeación de un proceso productivo es el conjunto de decisiones que deben elaborarse para alcanzar, de la manera más eficiente,- los objetivos. La programación de un proceso productivo es el resultado de averiguar tiempos de duración a las actividades que forman el proceso. Es evidente que, además de contar con personal experimentado, para llevar a cabo la planeación y la programación de un proceso, se necesita conocer los métodos posibles de realización de acuerdo a los recursos y las condiciones ambientales.

Un buen inicio en la planeación de un proceso consiste en dividirlo en actividades de primer orden: subdividir estas en actividades de segundo orden, etc. (Fig. 7.2.1)

Evidentemente las actividades de orden superior constituyen - la base del proceso mientras que las de orden inferior representan una- mayor complejidad y, por lo tanto, una mayor responsabilidad del orga-- nismo que la tiene a su cargo.

Una vez concluída esta etapa es necesario analizar el orden - en que deben ejecutarse las actividades que constituyen el proceso. Para ello es recomendable preparar una "tabla de secuencias". En ella se escriben las actividades que constituyen el proceso, como título de los renglones y de las columnas, de manera que a cada actividad corresponda un sólo renglón y una sóla columna. Para formar esta tabla se sigue la siguiente regla:

Se analiza la actividad correspondiente a cada uno de los renglones y se determina qué actividades pueden realizarse inmediatamente- después de terminada la actividad en cuestión, colocando una señal en--

NUMERO DE ORDEN DE LAS ACTIVIDADES	1º	2º	3º	....
PROCESO PRODUCTIVO	A1	A1 1	A1 1.1	
			A1.1 2	
			. ..	
			A1 1 r	
		A1 K	A1.K 1	
			.....	
			A1. K.S	
	A2	A2 1	A2 1. 1.	
			. .	
			A2 1 n	
		.. . .		
		A2. 1	A2 i.1	
			... ..	
			A2 i.n	
	.. . .			
	An	An. 1	An. 1. 1	
			.....	
			An.1.p	
		. .. .	. . . .	
		An.r	An.r 1	
			.....	
			An r.q	

Fig 7·2·1

el casillero correspondiente. Después se puede hacer una verificación analizando la actividad correspondiente a cada columna y determinando que actividades pueden realizarse inmediatamente antes. (Fig. 7.2.2)

Aunque de hecho la tabla de secuencias es una representación delas dos fases de la planeación, es conveniente disponer de una representación gráfica más objetiva.

Si una actividad se representa mediante una flecha, de longitud y dirección arbitrarias y provista de dos círculos numerados, colocados en sus extremos, se obtiene la representación direccional de una actividad. El círculo colocado en el extremo inicial de la flecha se llama evento departida y, el colocado en el extremo terminal, evento de terminación. Podrá haber actividades que se inician o terminan simultáneamente. Así se obtendrá la gráfica de flechas de un proceso productivo. La gráfica de flechas correspondiente a la tabla de secuencias mostrada en la Fig. 7.2.2 se presenta en la Fig. 7.2.3

TABLA DE SECUENCIAS

ACT INMEDIATAS PRECEDENTES \ ACT INMEDIATAS SIGUIENTES	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
A		X	X	X		X					X			
B								X						
C							X							
D					X									
E														X
F							X							
G					X							X		
H													X	
I														X
J														
K												X		
L														X
M									X					
N										X				

Fig 7 2 2

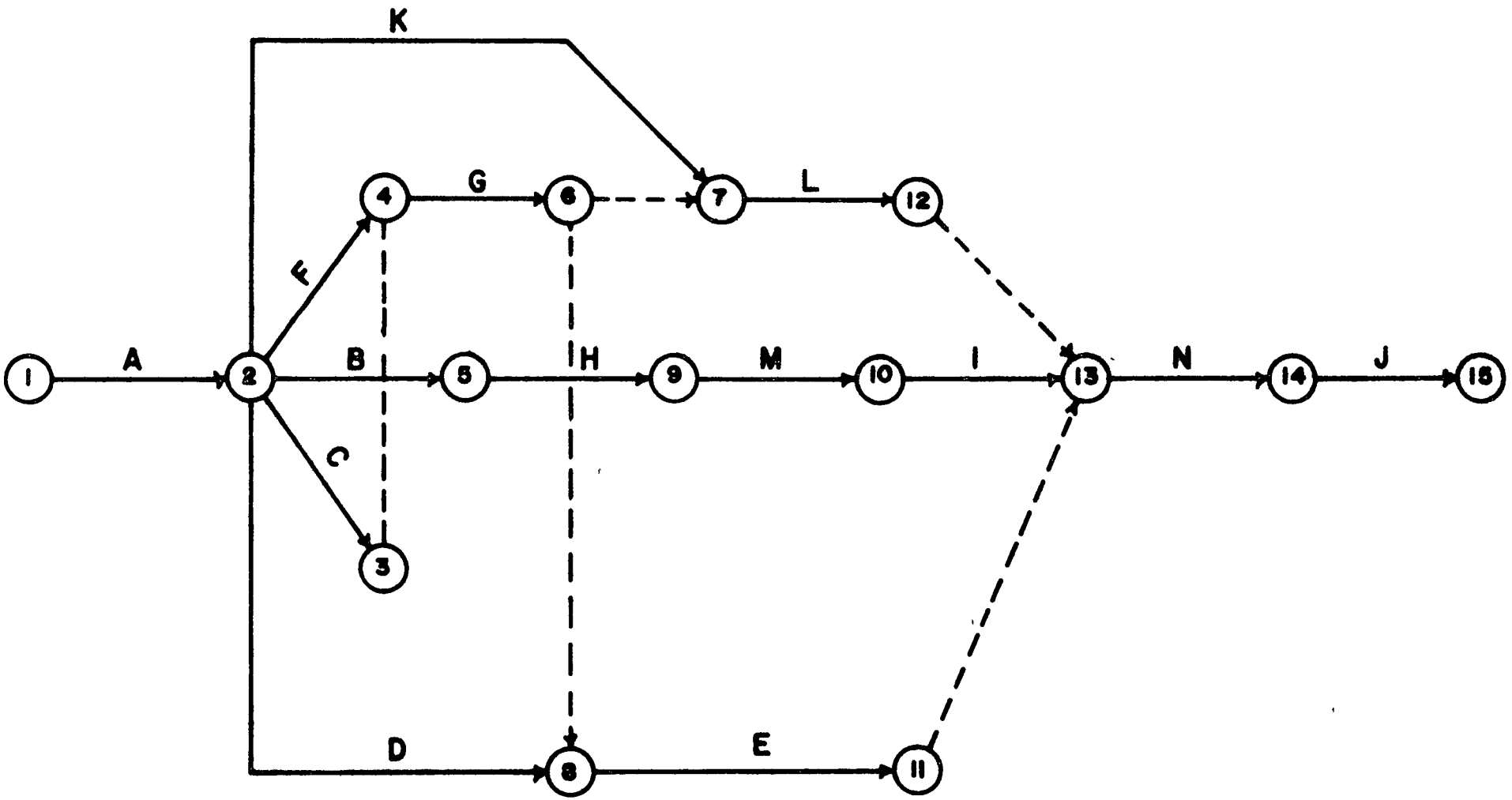


Fig 7 2 3

7.3 PROGRAMACION DE UN PROCESO PRODUCTIVO.

Desde el fin de la Segunda Guerra Mundial la industria de la construcción ha ido dejando, poco a poco, los métodos de artesanía cambiando a-- los métodos industriales. Anteriormente se había introducido cierta estandarización y mecanización.

En los años 50 comenzó una fuerte mecanización permitiendo realizar un mayor número de trabajos en las fábricas. Se podían producir elementos cada vez más pesados a medida que la capacidad de los elevadores y las-- grúas aumentaba. La mecanización no ha parado todavía. Sin embargo, puede-- decirse que el desarrollo ya no está en la mecanización sino en la administración y en organización de la industria de construcción. Por lo tanto,--- la programación es de gran interés para la mayoría de las empresas constructoras. Hoy en día los programadores prestan más atención a los difíciles-- problemas de coordinación que son ocasionados por el hecho de que un número- cada vez mayor de trabajos se realizan fuera del lugar de trabajo. Debido- a esta importante prefabricación resulta indispensable que los trabajos en-- el lugar de construcción fluyan con rapidez. Por lo tanto, es necesario --- que la programación y el mando de la producción sean más firmes.

Los componentes de la programación.

En la programación se trabaja con varios componentes: el hombre,-- la máquina, las herramientas, el equipo, los materiales y los medios de ---- transporte, los cuales deben ser coordinados con el fin de construir una --- casa, una carretera o cualquier otra cosa. Aquí el hombre desempeña el papel decisivo. La oferta de mano de obra en un lugar determinado afecta la-- selección de métodos al igual que las profesiones y las edades de la mano - de obra. Además hay que tener en cuenta que el hombre es el factor indispensable de la programación en el sentido que no se puede contar con cierta- capacidad productora por unidad de tiempo sin tomar en consideración la planeación de los trabajos.

En la programación se debe, por lo tanto, procurar que los traba-- jos no sean demasiado monótonos sino que permitan las iniciativas del indi--

viduo dentro de lo posible y ver que exista un sistema de incentivos.

Al programar, también hay que tener en cuenta los problemas que puedan surgir cuando los grandes y los jóvenes trabajan juntos. El ritmo acelerado de los jóvenes puede ocasionar dificultades para los grandes y crear antagonismo. La habilidad profesional de los grandes puede, por otro lado hacer que los jóvenes se den cuenta de que la velocidad no lo es todo. Las personas encargadas de la programación y de la preparación pueden ya a nivel de programación, crear un equilibrio entre la calidad y la velocidad.

Para que la programación dé los resultados deseados es indispensable que se informe acerca de los programas. Su contenido debe estar al alcance de todas las personas involucradas. La información debe ser " balanceada" en lo que se refiere a los detalles, no hay que presentar demasiados datos. La información correcta para el personal correcto; para -- las personas que próximamente realizarán un trabajo, la información debe, necesariamente, ser más detallada.

Nunca hay que olvidar que los métodos nuevos crean problemas especiales. Las más de las personas se vuelven desconfiadas ante un método nuevo y, si durante la planeación se considera conveniente usar un método nuevo, hay que dar información e instrucciones detalladas al respecto. De esta manera las pérdidas de aprendizaje pueden reducirse y se crea con--- fianza en un método.

Cuando la mecanización empezó a dar su sello a la industria---- constructora las máquinas se consideraban un instrumento útil ya pa-- ra facilitar el trabajo pesado ya para acelerar el proceso de construcción. Muchas veces las máquinas no se incluyeron con exactitud en los programas, a veces las máquinas en las obras constituían un símbolo de riqueza, las-- grúas y otras máquinas no fueron debidamente aprovechadas. Hoy en día la- situación es otra. Las inversiones en maquinaria han aumentado considerablemente y, por lo tanto, nos vemos obligados a incluir las máquinas con--

gran precisión en el proceso de construcción, tomando en consideración no-solamente la fluidez del trabajo sino también los factores económicos. Lo-mismo vale para la programación de materiales. Antes la merma de mate----rial no significaba tanto debido a que éste era relativamente barato, hoy-en día la merma causa importantes pérdidas económicas. Esto se debe a----que los objetos de construcción son mucho más grandes pero, sobre todo, a-que el grado de transformación del material y de los componentes que serán montados en las construcciones, ha aumentado mucho.

Pensar en procesos.

La gran diferencia entre el pasado y la actualidad es, sin em---bargo, que los programadores de la industria han empezado a pensar en procesos. La grúa ya no se utiliza solamente para levantar objetos pesados--del suelo hasta los pisos (como un elevador), sino que se usa también para el mismo montaje. Por lo general hay que programar, minuciosamente, los-plazos de entrega de los diferentes materiales para la construcción, así--como evitar el almacenamiento intermedio y los daños originados por el almacenamiento. Hay ejemplos de que los elementos, que se montan directamente desde el vehículo de transporte, son sellados con la fecha e incluso --con la hora del montaje.

La Fig. 7.3.1 nos da una idea acerca del desarrollo de los cos--tos de salarios,máquinas y material desde 1955. Los costos de material y-de máquinas son totalmente comparables. El índice fue 100 en 1955 y sube-hasta 170 en 1970, o sea un aumento del 3.5% al año con los intereses acumulados. El aumento correspondiente a los costos de salarios fue 8%, o --sea un desarrollo del índice de 100 a 315. Este es uno de los motivos de-la creciente mecanización y de la prefabricación cada vez más importante--que se lleva a cabo con el fin de reducir el número de horas de trabajo en el lugar de trabajo. La finalidad de la programación es la de economizar-lo más posible. Tal vez sea común que se piense solamente en el tiempo al programar, pero esto es solamente un aspecto; también hay que juzgar el resultado total desde el punto de vista económico.

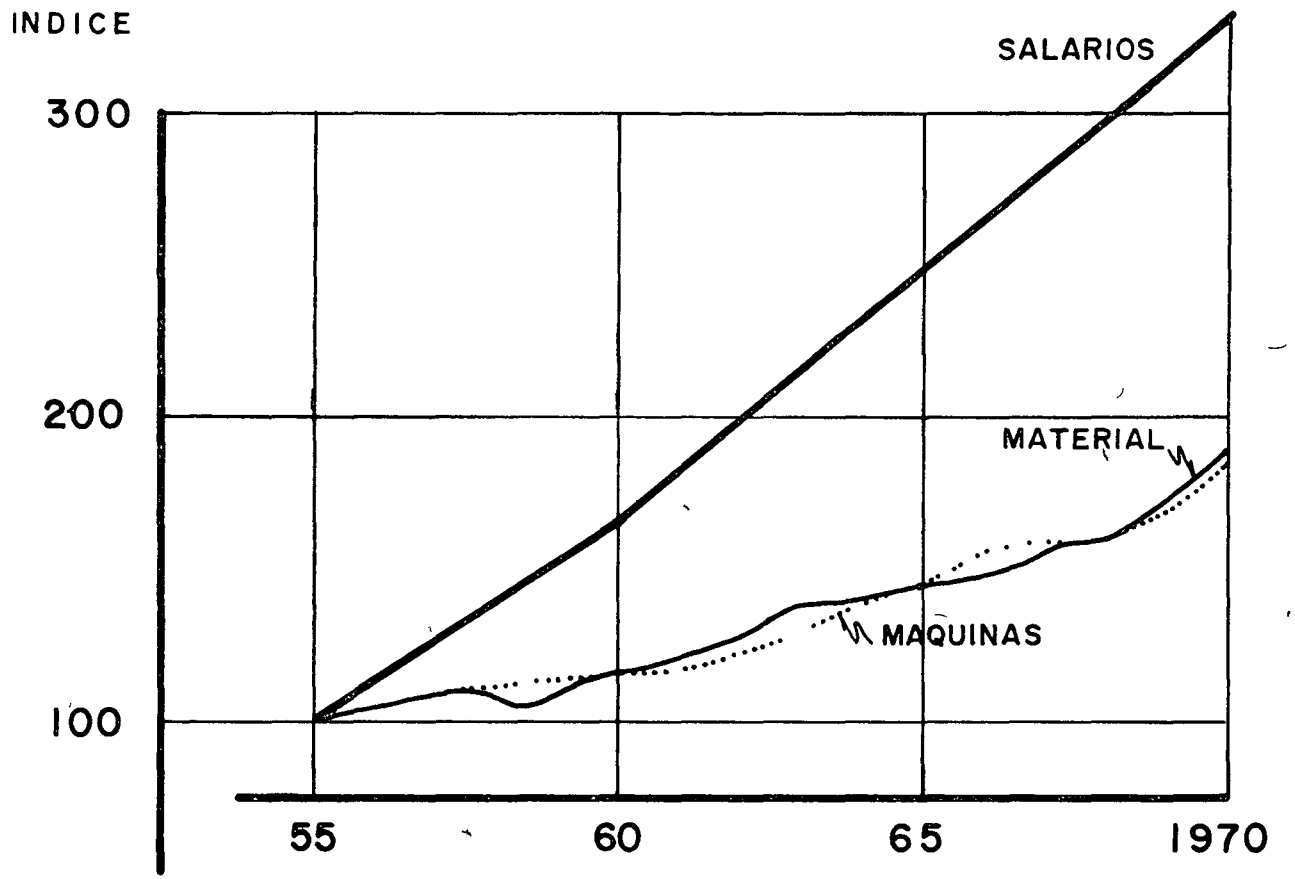


Fig 7·3·1

Resumiendo, la programación de un proceso productivo consta de dos fases:

a) Estudio y selección de la duración de cada actividad.
b) Selección del tiempo de iniciación de cada actividad.

La selección de la duración de cada actividad deberá hacerse teniendo en cuenta su influencia en:

1. La duración del proceso
2. El costo y los recursos requeridos para realizar la actividad.
3. El costo del proceso.

La selección del tiempo de iniciación de cada actividad depende de:

1. Secuencia de actividades
2. Posibilidad de desplazar la terminación de la actividad.
3. Distribución eficiente de los recursos requeridos para efectuar el proceso.

La programación de un proceso no puede hacerse si no se determinan las duraciones posibles de cada actividad y el costo y los recursos requeridos correspondientes a cada duración. Esta determinación se llama cuantificación del proceso.

La cuantificación de un proceso puede representarse en la gráfica de flechas correspondiente anotando la duración, el costo y los recursos requeridos de cada actividad a los lados de la flecha que la representa.

Si A, B y C son las actividades de un proceso y, este es tal que aquellas deben ejecutarse en ese orden, de manera que al terminar A se inicie B y al terminar B se inicie C, se dice que se trata de un proceso en serie en el orden A, B, C.

Supóngase que un proceso ha sido totalmente cuantificado y que las gráficas costo-duración y recursos duración para cada una de las actividades componentes, son las mostradas en la Fig. 7.3.2

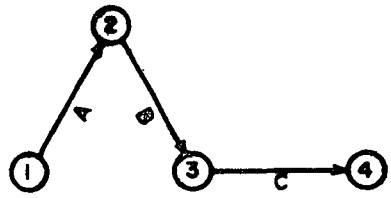
Supóngase que todas las actividades del proceso se realizan en condiciones normales (N), la duración normal del proceso es, entonces, 54 días y se obtiene como la suma de duraciones de las actividades componentes (Fig. 7.3.2)

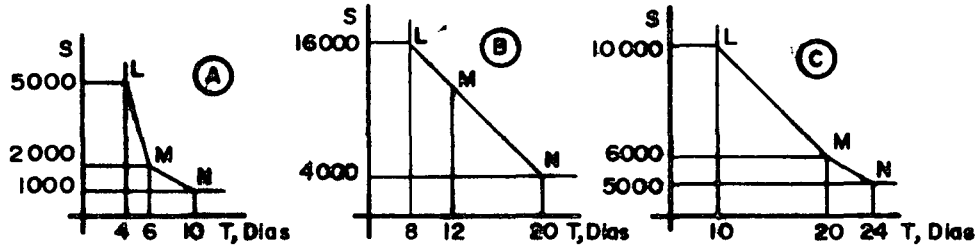
El diagrama de barras correspondiente al análisis mostrado en la Fig. 7.3.2 para el proceso en serie A, B, C, se muestra en la Fig. 7.3.3.- Con este diagrama y las gráficas R-T de la Fig. 7.3.2 se construyó el diagrama de recursos-tiempo para el proceso (Fig. 7.3.4). La Fig. 7.3.5 muestra la cantidad de recursos necesarios por semana.

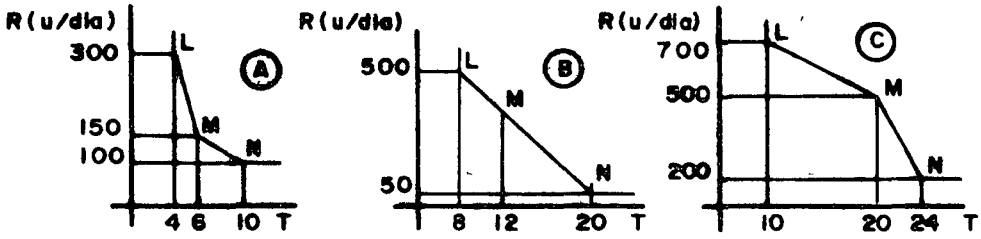
Si las actividades del proceso se realizan en condiciones de límite (tiempo mínimo), utilizando los datos de la Fig. 7.3.2 y procediendo como se explicó anteriormente, se construyeron los diagramas de la Fig. 7.3.6.

Si lo que se desea es lograr una duración intermedia entre la normal y la límite, se pueden considerar los tiempos de cada actividad como variables, debiendo satisfacer las condiciones mostradas en la Fig. 7.3.7. Una duración que satisfaga la condición $22 \leq T \leq 54$ puede dar infinidad de soluciones. En la Fig. 7.3.8 se muestran 3 de ellas con sus gráficas de flechas para cada una de las cuales puede hacerse un análisis como las anteriores.

A pesar de la sencillez del proceso que se estudia, es evidente que si se fija una duración T, no es posible predecir que combinación (t_A, t_B, t_C) es la más conveniente. Será necesario hacer un estudio de optimización que, por razones de tiempo no es posible tratar en este recordatorio de los conceptos fundamentales de la planeación.


2
A
B
1
3
C
4


S
5000
2000
1000
L
M
N
A
4 6 10 T, Dias
S
16000
4000
L
M
N
B
8 12 20 T, Dias
S
10000
6000
5000
L
M
N
C
10 20 24 T, Dias


R (u/dia)
300
150
100
L
M
N
A
4 6 10 T
R (u/dia)
500
50
L
M
N
B
8 12 20 T
R (u/dia)
700
500
200
L
M
N
C
10 20 24 T

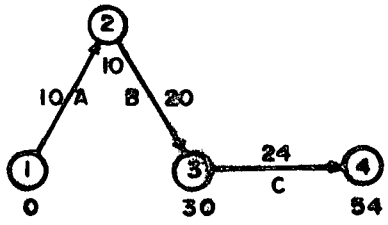

2
10
10 A
B 20
1
3
24
C
4
0
30
54

Fig 7·3 2

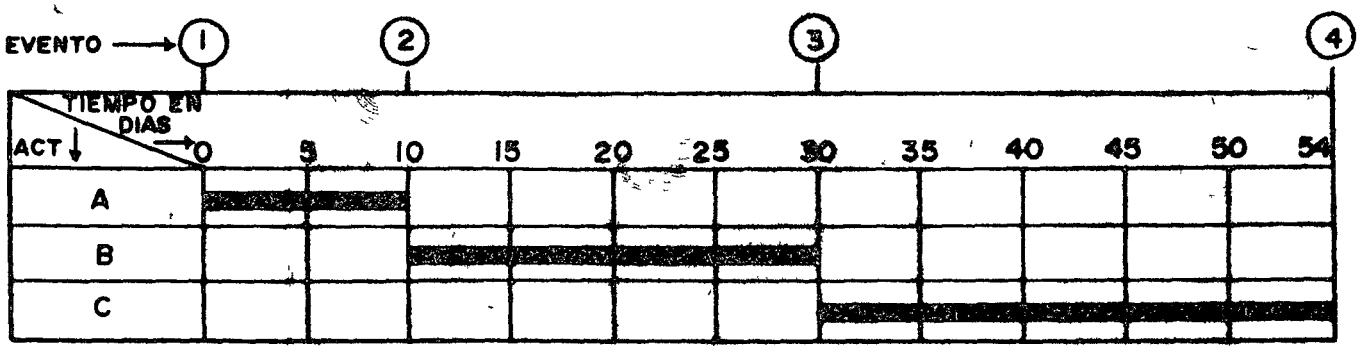


Fig. 7 3 3

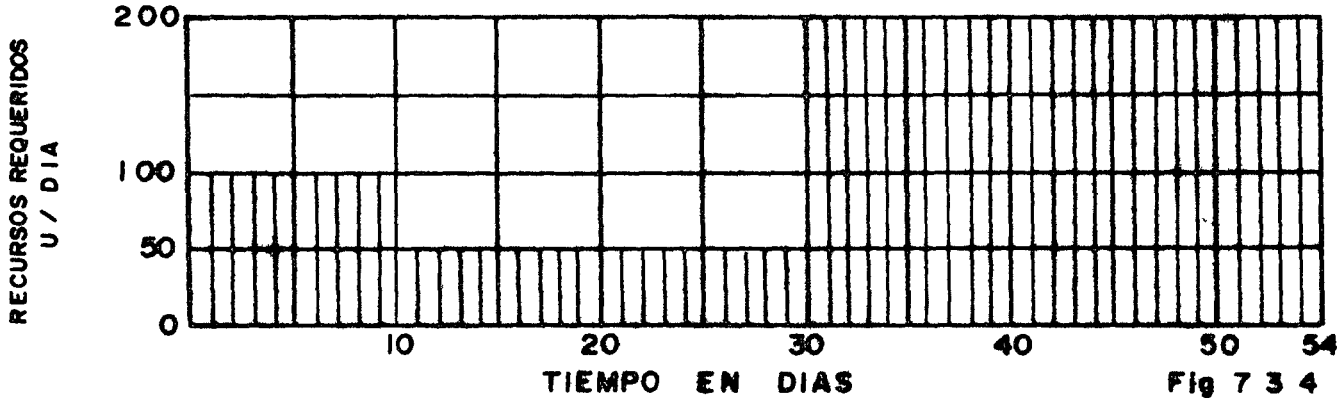


Fig 7 3 4

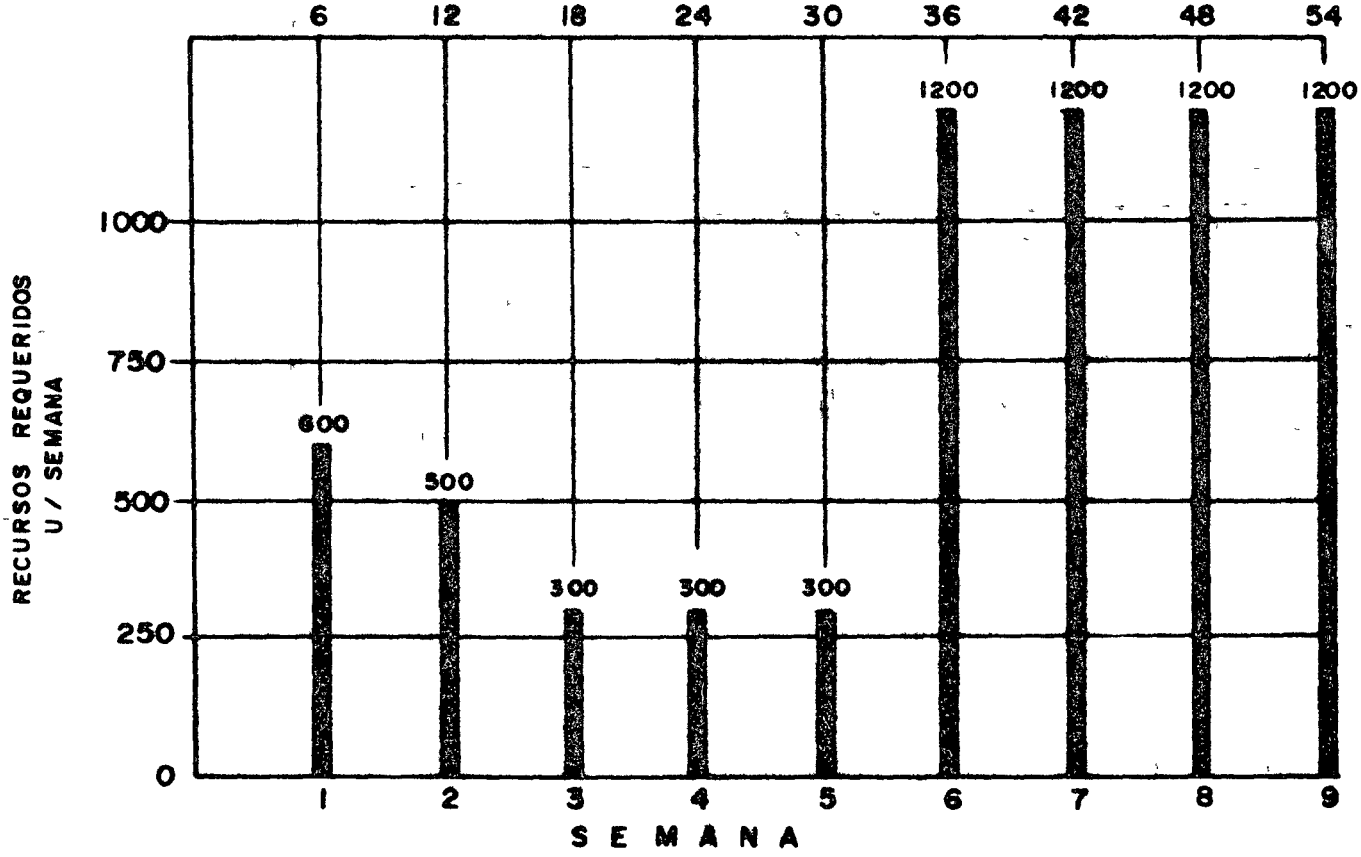


Fig. 7 3·5

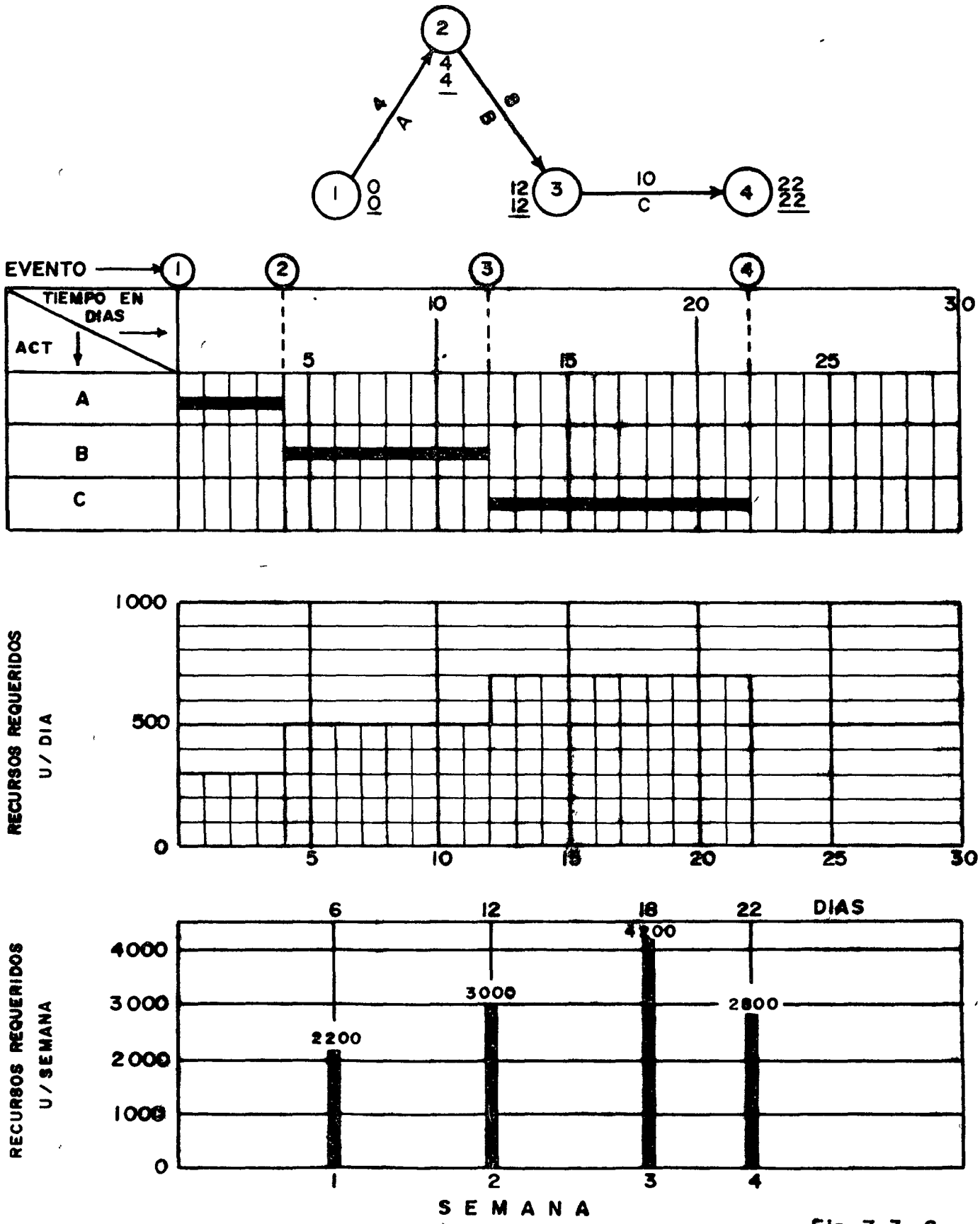

2
4
4
4
A
8
B
1
0
0
12
12
3
10
C
4
22
22
EVENTO
TIEMPO EN DIAS
ACT
A
B
C
5
10
15
20
25
30
RECURSOS REQUERIDOS U/DIA
1000
500
0
RECURSOS REQUERIDOS U/SEMANA
4000
3000
2000
1000
0
6
12
18
22
DIAS
2200
3000
4200
2800
1
2
3
4
SEMANA

Fig. 7·3·6

$$4 \leq t_A \leq 10$$

$$8 \leq t_B \leq 20$$

$$10 \leq t_C \leq 24$$

$$T = t_A + t_B + t_C$$

$$22 \leq T \leq 54$$

Fig 7 · 3 · 7

t_A		t_B		t_C		T
10	+	15	+	10	=	35
6	+	18	+	11	=	35
4	+	15	+	16	=	35

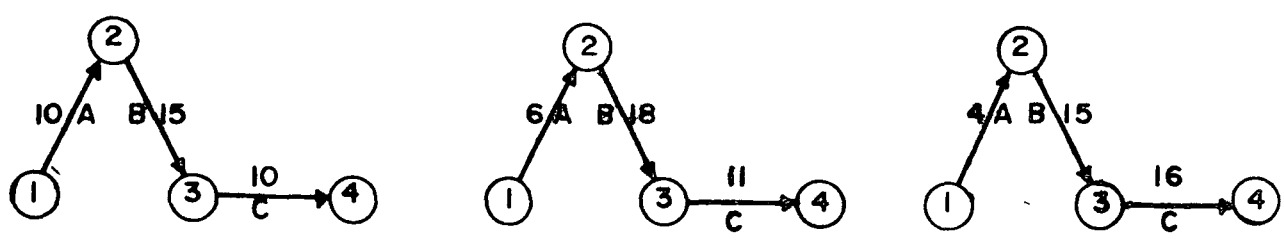


Fig. 7 · 3 · 8

7.4 EL PROGRESO DEL TRABAJO EN LA PROGRAMACION SOBRE RUTA CRITICA.

Cuando se debe desarrollar un determinado trabajo (proceso) se analiza cómo (planeación), con qué (análisis de recursos) y cuándo (programación) se tendrán que ejecutar todas las actividades u operaciones que lo integran, haciendo durante el análisis, la comparación costo-tiempo y efectuando durante la ejecución real una vigilancia muy estrecha (control).

Para poder administrar efectivamente un proyecto, existen distintas herramientas o técnicas a nuestro alcance. Dos de ellas son: el P E R T , Program Evaluation and Review Technique (Evaluación de Programas y Técnicas de Revisión); y el Método de la Ruta Crítica C P M (siglas en inglés de Critical Path Method), que se refieren básicamente a la planeación, programación y control de los procesos productivos.

Estas técnicas, complementadas con la Estadística, Investigación de Operaciones, Cibernética, Ingeniería de Sistemas y en general la ciencia y tecnología, representan los recursos de la Administración de un proyecto.

La base de estos dos métodos de planeación consiste en un diagrama o red de actividades que muestra la dependencia de cada actividad en la que se tiene que desarrollar una función del tiempo, del costo, de los recursos usados o de una combinación de estos elementos. La diferencia más general entre la Ruta Crítica y el PERT estriba en la manera de calcular los tiempos necesarios para completar un proyecto; mientras que en el Método de la Ruta Crítica se determina la duración de una actividad por medio de un tiempo total único el método de PERT usa un enfoque del tiempo distinto, o sea, se da el tiempo más optimista en que se completará el trabajo, el tiempo más pesimista y el tiempo más probable.

La idea básica de la programación sobre ruta crítica es la de aclarar la relación mutua entre los diferentes trabajos. Primero se toma nota de los trabajos que forman parte de una construcción y en qué orden--

éstos deben realizarse. Todo lo demás (tiempo, mano de obra, máquinas, etc.) no se toma en cuenta al principio. Se hace un croquis de un modelo, una estructura, de cómo todos los trabajos están acoplados entre sí.

El efectuar tal programa de flechas significa efectuar una especie de preparación ya que se indica cómo las diferentes actividades están acopladas la una a la otra. En la próxima fase, o sea una vez determinados los métodos y los recursos, se incluye el tiempo requerido para cada trabajo. Actuando de esta manera, primero aclarando las relaciones y después incluyendo el tiempo, se logra un cuadro magnífico del progreso del trabajo aún tratándose de una producción muy complicada.

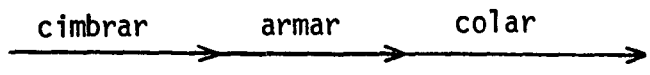
La elaboración de un programa sobre ruta crítica puede dividirse en cuatro puntos:

- Elaborar programa de flechas
- Incluir los tiempos requeridos por diferentes trabajos
- Calcular el tiempo requerido por toda la construcción
- Nivelar la necesidad de mano de obra.

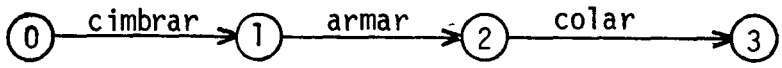
<u>El programa de flechas</u>.

El elaborar un programa de flechas significa, en pocas palabras, que se colocan los trabajos, las actividades, en un orden de dependencia, lógico o técnico describiéndolo por medio de flechas.

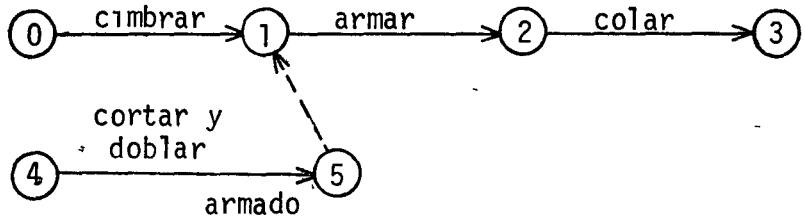
Por lo tanto, si se va a colar una losa, el trabajo se divide a grandes rasgos, en cimbrar, armar y colar. La cimbra debe estar lista antes de que se pueda armar y estos trabajos, a su vez, estar terminados antes de que se pueda colar. Esto puede ilustrarse gráficamente de la siguiente manera:



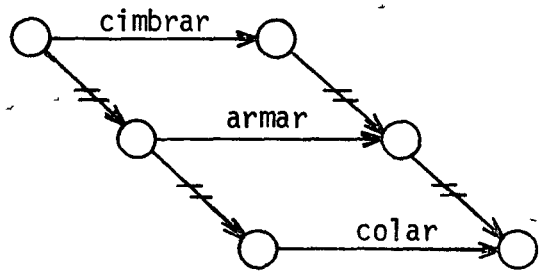
Las flechas indican actividades y pueden acoplarse por medio de círculos que significan el principio o la terminación de una actividad. Se llaman eventos o nudos y pueden ser numerados de manera que se pueda indicar, con facilidad a qué actividad se refieren 0:1, 1:2, etc.



En la mayoría de los casos ciertos trabajos son independientes de unas actividades. El corte y el doblado del armado no dependen de la cimbra, pero deben terminarse antes de que el armado se inicie. En este caso el programa de flechas se dibuja de la siguiente manera:



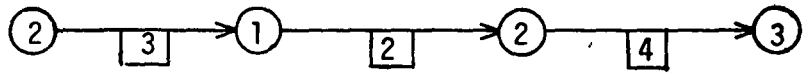
La flecha punteada se llama una flecha de restricción, la cual indica que el corte y el doblado deben terminarse antes de que se pueda iniciar el trabajo del armado Simultáneamente se deduce que los trabajos 0:1 y 4:5 no dependen el uno del otro. En la mayoría de los casos no es necesario que se termine toda la cimbra antes de iniciar el trabajo del armado. Se puede "traslapar" los trabajos. Esto se indica por medio de las llamadas flechas de traslape.



Duración y Estimación del tiempo total.

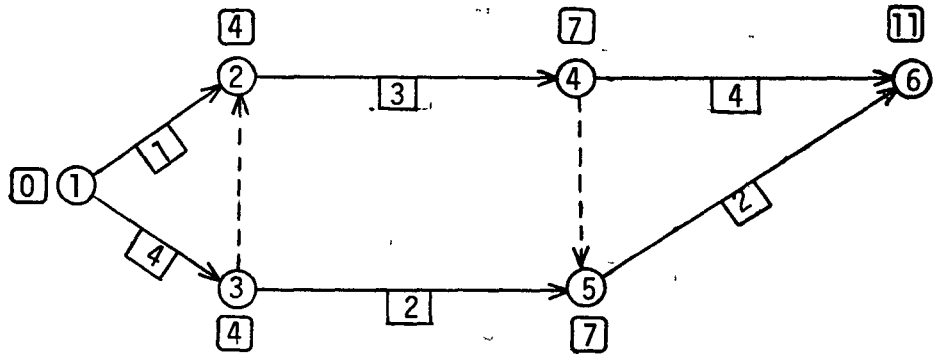
La determinación del tiempo significa que se calcula, a base de datos de producción, el tiempo requerido por cada trabajo anotándolo en las

flechas del programa de la manera siguiente:

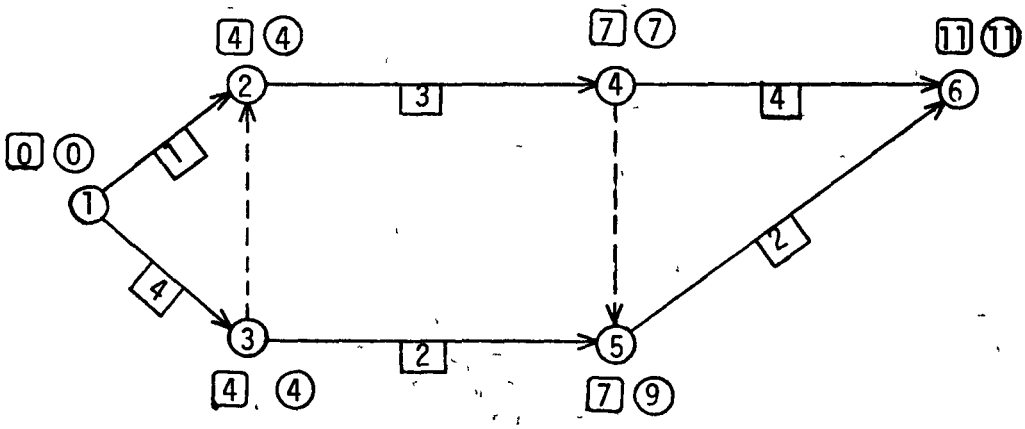


Esto significa que el trabajo 0:1 dura 3 días, el trabajo 1:2 2 días y el trabajo 2:3 4 días.

Por medio del cálculo del tiempo se determinan por un lado, el tiempo de arranque y el tiempo de terminación por cada trabajo y por otro, el total del tiempo requerido.



Ya que ciertos trabajos no pueden comenzar antes de haber terminado otros, hay que tomar en consideración las flechas de restricción al efectuar el cálculo. Para el caso anterior se calcula el tiempo como sigue. El trabajo 1:2 tarda un día pero el trabajo 1:3 tarda 4 días. Consecuentemente el trabajo 2:4 no puede comenzar hasta después de cuatro días.



Se escribe 4 en un rectángulo al lado de los empalmes 2 y 3. De igual manera los trabajos 4:6 y 5:6 no pueden empezar hasta después de tres días. Con esto hemos determinado lo más temprano que puedan iniciarse los trabajos.

El tiempo total requerido es: por lo tanto, 11 días, 4+3+4 días.

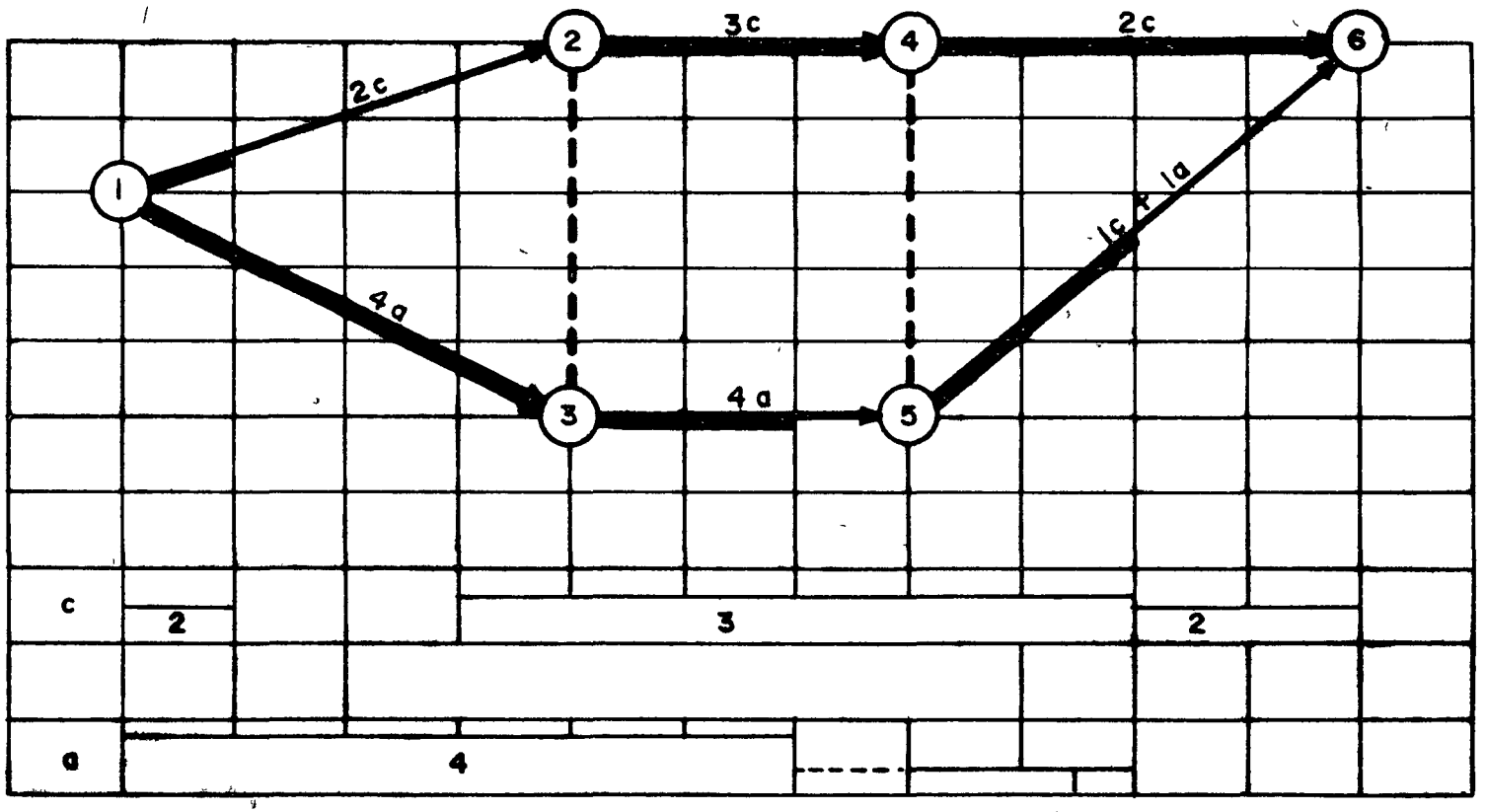
En este sencillo programa se ve inmediatamente que la llamada ruta crítica sigue estos trabajos.

Aparentemente no hay ningún tiempo de reserva si se quiere terminar los trabajos en 11 días. En un programa sobre ruta crítica más complicado hay que ir al revés por el programa y anotar el valor más bajo posible en cada empalme, en un círculo al lado del nudo. Al lado del nudo 5 están anotados 7 y 9, lo cual indica que el trabajo 5:6 no puede comenzar antes del día 7 y a más tardar el día 9. En otras palabras, el trabajo tiene tiempo de reserva o sea holgura. Es el trabajo 4:6 que se encuentra en la ruta crítica. Los nudos que tienen el mismo valor para arranque y terminación señalan los trabajos que se encuentran en la ruta crítica. Estos trabajos son marcados separadamente.

Nivelación de recursos.

Si se adapta el diagrama de flechas a una escala calendario y si se anota la necesidad de personal por cada trabajo, se podrá elaborar un diagrama de barras (stapel) sobre el consumo de mano de obra (Fig. 7.4.1)

En este caso se tiene la posibilidad de nivelar el número de obreros aprovechando la holgura de 3 días que se da en el trabajo 1:2. Se podría por ejemplo comenzar el día 3 para evitar la holgura de dos días de los carpinteros.



CLAVE: C=Carpintero
a=Albañil

Fig. 7·4·1

7.5 DEFINICION DE LOS OBJETIVOS.

¿Qué objeto tiene hacer un programa, mediante un buen sistema de programación?

Objetivos Obvios.

a) Que establece un esquema ordenado de avances y tiempos de la obra.

b) Que obliga a planear en sus diferentes etapas todas las actividades de la obra y establecer sus interrelaciones (para cada actividad, qué actividades son dependientes e independientes y cuáles son precedentes y cuáles siguientes).

c) Que requiere el cálculo de las duraciones de las actividades en una forma racional (basada en experiencias previas, en estadísticas o en observaciones cronometradas en la misma obra).

d) Que permite conocer las fechas de terminación más probables de la obra y los márgenes de compromiso.

e) Conocer las fechas de inicio y terminación (próximas y remotas) de todas las actividades que integran el proceso.

f) Conocer las actividades que forman la duración total del proceso. (trayectorias críticas).

g) Conocer todas las demás actividades, sus holguras.

Objetivos no Obvios.

a) Identificar las causas que alteran las duraciones previstas y medir sus consecuencias, por ejemplo:

- más actividades
- órdenes de la supervisión
- accidentes de la supervisión
- accidentes (por razones imprevisibles)
- falta de recursos
- errores del programa general, etc.

b)Deducir:

- Programas de recursos: compras, financiamientos, equipo,- personal, etc.
- proforma (costos).

Otras cualidades del programa.

- Debe ser un punto de comparación continua de ejecución -- entre lo real y lo teórico para tomar medidas de correc-- ción eficientes.

- Debe servir como información estadística para futuras referencias o para ajustes del mismo programa.

- Debe parcializar la obra y a la vez dividir racionalmente el trabajo y organizarlo con gente responsable.

- Debe ser una referencia básica que permita revisar con -- precisión programas más generales y programas más particulares.

- Debe permitir a los directivos, estudiar la información y decidir cuándo deben intervenir.

- Debe fincar un compromiso Jefes-Ejecutores.

- Debe ser una herramienta básica de control.

Los objetivos y cualidades descritas anteriormente son propiedad intrínseca de un buen sistema de programación; entonces podemos establecer los objetivos particulares y operativos de un programa, es decir, conocido el fin general, la realización del objeto por medio de un proceso productivo, deben proponerse las cualidades que deberán cumplirse teniendo en cuenta la calidad, tiempo y costo para así lograr un análisis de optimización (Fig. 7.5.1)

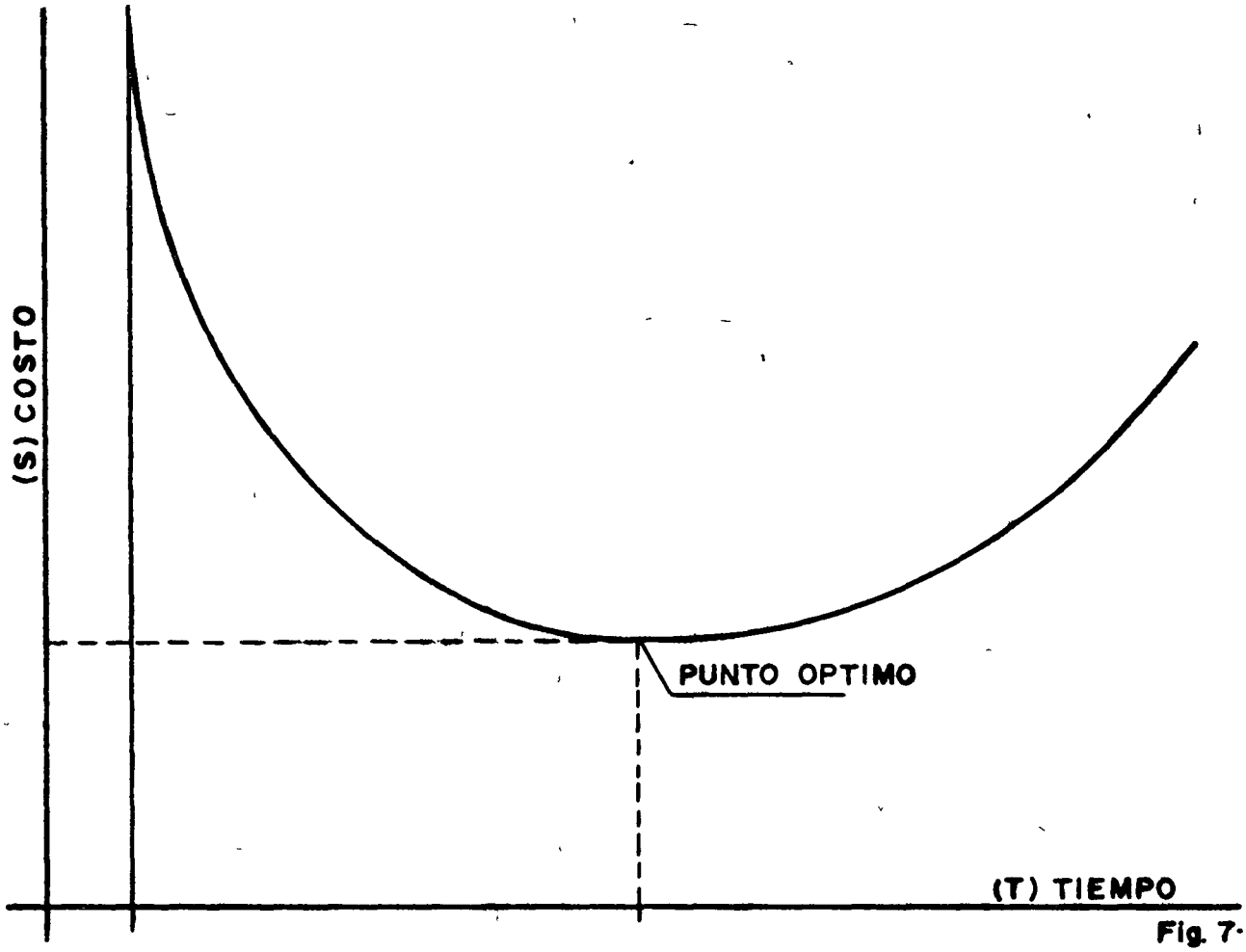


Fig. 7·5·1

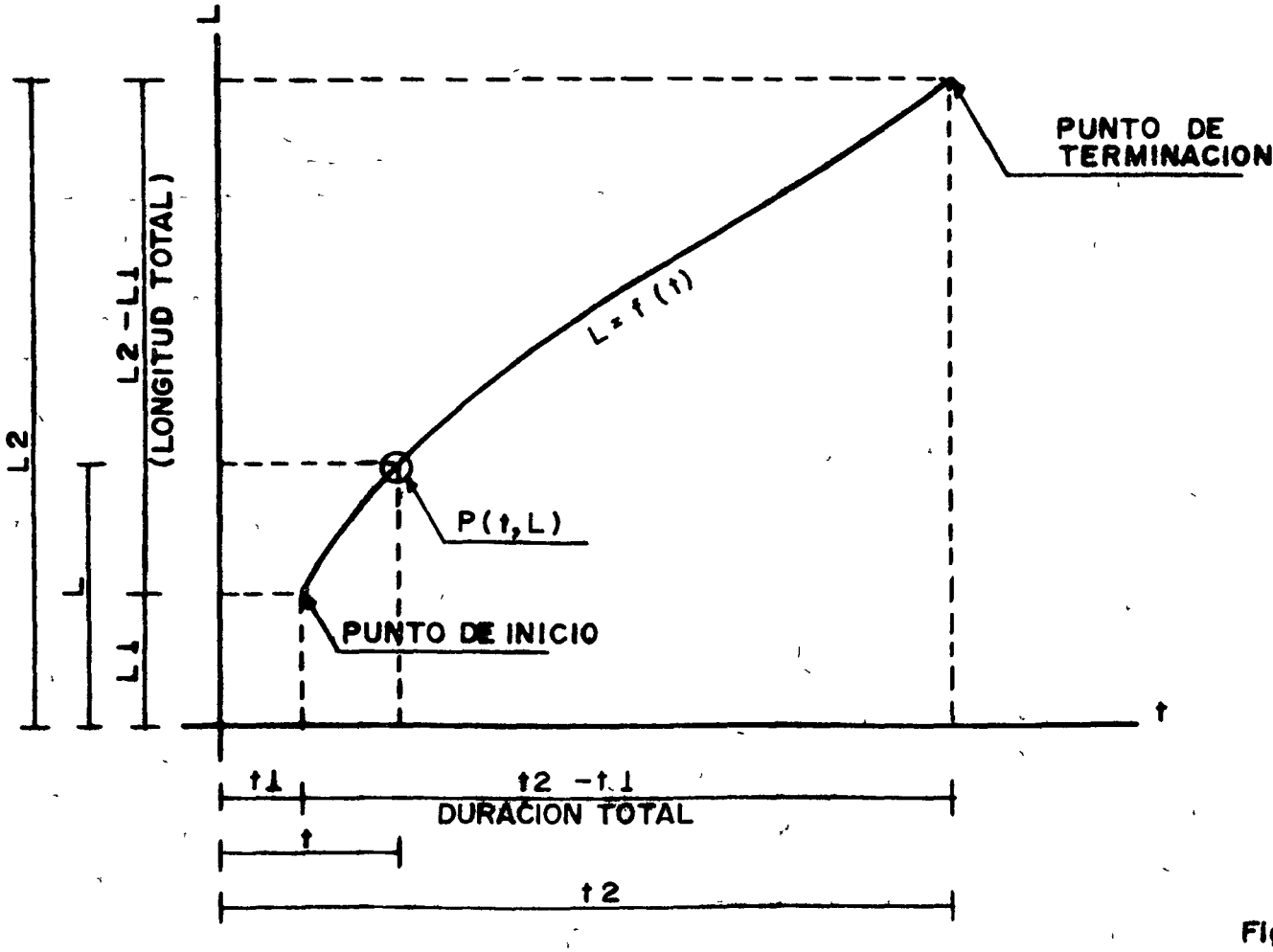


Fig. 7·6·1

7.6. ANALISIS DE LAS ACTIVIDADES POR EJECUTAR Y ELABORACION DE UN PROGRAMA TOTAL.

Un programa es un modelo de la forma en que se quiere ejecutar determinado trabajo o proceso y de los tiempos en que se deberán ir ejecutando las diversas actividades que lo integran.

El programa visto de esta manera consta de dos etapas o fases:

a) La planeación. Se refiere a la "acción de pensar", meditar con anticipación la forma más conveniente de realizar el trabajo (proceso productivo) analizando todos y cada uno de los probables problemas que pudieran surgir durante la ejecución real y tomar las decisiones adecuadas para lograr la mejor solución.

El "plan" se representa entonces mediante un diagrama en la forma más clara posible.

b) En análisis de tiempos. Se refiere a la (s) duración(es) de cada una de las actividades que integran el proceso; el cálculo de las fechas de inicio y terminación, tanto de las actividades, como de todo el proceso; y a la determinación de las actividades críticas y no críticas (si existen holguras o tolerancias).

Este análisis se indica en cuadros o tablas y en el propio diagrama del plan.

De esta forma, el orden lógico para la elaboración de un programa es el siguiente:

- primero, desarrollar e integrar la planeación y

- segundo, analizar las duraciones teniendo como base el propio plan.

Cabe hacer notar que la planeación es la fase más importante, puesto que es el inicio de todo el proceso que representa la programación ya que en ella se apoyan todos los demás estudios; por esta razón, es necesario que su elaboración se efectúe con esmero y con capacidad responsable.

Veamos ahora cómo se elabora un programa total.

a) Establecidos los objetivos, es responsabilidad de cada uno de los superintendentes la formulación del plan de trabajo (planeación) desde su inicio hasta la terminación de la obra.

Con auxilio de personal del Departamento de Programación el superintendente se formulará:

- Un listado de todas aquellas actividades que comprenderán el proceso, indicando cuáles son precedentes y cuáles subsecuentes.

- Cuáles deberán ser las restricciones que alterarán las secuencias de las actividades (p. ej., especificaciones de construcción, época de lluvias, etc.)

- Un análisis que se basará en experiencias, estadística, o investigación, de los rendimientos probables para el cálculo de las duraciones de cada actividad; y un listado de las fechas de compromiso de aquellas actividades que así se haya juzgado pertinente hacerlo.

b) El departamento de Programación:

- Elaborará un diagrama de secuencias, revisando si el análisis, fue correcto y lógico.

- Calculará las duraciones de todas las actividades y de todo el proceso (determinado holguras y ruta crítica) y

- Formará el programa a "escala de tiempos" (este se llamará programa croquis 1).

c) En una copia heliográfica del croquis 1 el superintendente hará la revisión correspondiente y en caso que sea positivo firmará en forma responsable el original, en caso de modificación dará lugar a un nuevo programa que se llamará croquis 2 el cual se someterá al mismo proceso que el croquis 1.

Si el programa ha sido aceptado se eliminará la palabra croquis y deberá autorizarlo el Superintendente General como respuesta de compromiso mutuo.

Elaboración de un programa bimestral.

Basado en un programa total; el programa bimestral como su nombre lo indica, representa el desarrollo con más detalle del mismo programa durante un lapso de tiempo equivalente a 8 1/2 semanas. Su elaboración consta también de las mismas fases que el programa total, por ejemplo:

- El programa total indica que deberá construirse una galería de bombeo capaz de extraer 600 l/seg. y para ello contamos con 7 semanas.

Deberá planearse con detalle el método constructivo más adecuado para las condiciones existentes con auxilio de la experiencia adquirida en la construcción de otras galerías.

Entonces el listado de actividades podría ser:

- excavación de la galería (si esta es perpendicular al -- eje de trazo, indicar rendimiento diario incluyendo el ademe).

- excavación del cárcamo de bombeo, indicar rendimiento -- diario.

- construcción de los muros del cárcamo de bombeo

- construcción del desarenador.

- instalación del manifold.

- instalación de las bombas.

Como podemos ver es posible detallar actividades hasta con - un día de duración.

Programas mensuales para cumplimiento de exigencia, elaborados por cada superintendente.

Estos programas están basados en el programa bimestral y calculados por los superintendentes de manera tal que sea posible su cumplimiento, previendo que de no ser así, el avance que se llegue a lograr sea-- cuando menos el indicado en el programa total.

Esto quiere decir, que el rendimiento considerado en el programa total es un rendimiento promedio y que siempre deberá tenderse a superarlo. Es responsabilidad del ejecutor directo (superintendente) el criterio que deberá considerar para establecer un índice de eficiencia y exigir a sus subordinados el cumplimiento del programa.

Estos programas mensuales de exigencia deberán entregarse al departamento de Programación 5 días antes del inicio del mes, con el objeto

de determinar la gráfica de avance general y elaborarse particularmente por cada concepto de obra y por cada frente de trabajo.

Se debe colocar a la vista en el lugar de reunión de los superintendentes por el Departamento de Programación, con el objeto de actualizarse diariamente y observar el comportamiento del avance comparado con--el programa. Deben ser firmados por los responsables directos de la pro---ducción.

Elaboración del programa general de obra y sus variaciones--de acuerdo a su realización más inmediata.

Hemos visto anteriormente las formas más eficientes de representar un plan; sin embargo existe también otra forma que a su vez resulta-objetiva, se trata de la gráfica longitud-tiempo.

Esta gráfica se presenta en un sistema de ejes cartesianos;--en uno de ellos se indica la longitud de la obra expresada en cadenamientos y en el otro se indica el tiempo. Este tipo de representación es muy útil-para todas aquellas obras que se desarrollan longitudinalmente, como son: carreteras, ferrocarriles, canales y túneles (fig. 7.6.1)

La curva que muestra el programa estará dibujada con los valores acumulativos conforme transcurra t (tiempo).

Es posible definir la función que se representa por la curva y en todo caso la primera derivada $\frac{dl}{dt}=r$; en donde r, así definida, indica--el rendimiento, o sea, la variación de longitud por unidad de tiempo; p. --ej: $\frac{m}{día}$; $\frac{m}{mes}$; etc.

Tomando en cuenta todos y cada uno de los programas totales-ya descritos con anterioridad, se obtienen los rendimientos mensuales pro--medio para cada frente de trabajo.

Cabe hacer notar que en este programa general, como su nombre lo indica, se representan únicamente las actividades generales, que en este caso son:

1. Excavación
2. Revestimiento de concreto
3. Inyección de contacto.

Como este programa es sólo el compendio de todos los programas básicos ("totales"), es de suponer que el progreso o atraso resultante en cada una de las actividades generales dará lugar a una reprogramación, la que debería analizarse en forma general y de esta manera establecer las nuevas metas para el cumplimiento del programa.

7.7. GUION DE ACTIVIDADES PARA LA CONSTRUCCION DE UN TUNEL.

De lo comentado hasta ahora se desprende que el problema de la planeación de cualquier proceso en general y de túneles en particular, queda reducido al desglose de todas las actividades que lo componen. Mientras más minucioso sea el estudio de las actividades, mayor será la precisión de la programación y se presentarán menos imprevistos. Cada una de estas actividades ligadas de manera conveniente integran un proceso, que a su vez se convierte en actividad de orden superior para formar parte de otro proceso, también de orden superior.

En el caso de túneles, las actividades son determinadas y periódicas y si la obra es muy extensa, el número de repeticiones de estas actividades es muy grande, por lo tanto es muy conveniente analizar hasta donde sea posible los tiempos de ejecución con el objeto de precisar la duración de la obra.

A continuación se citan los principales componentes a estudiar para la construcción de un túnel.

A) ANTEPROYECTO.

a) Investigación topográfica y geológica.

1.- S.R.H.
2.- S.D.N.
3.- S.O.P.
4.- S.P.N.

b) Investigación estadística.

1.- Publicaciones
2.- Memorias
3.- Información oral.

c) Estudios sobre demanda.

1.- S.O.P.
2.- S.C.T.
3.- S.R.H.
4.- F.C.N.M.
5.- S.A.G.
6.- Aforos.

d) Geometría.

1.- Trazo preliminar
2.- Gálibos
3.- Sección propuesta.

e) Factibilidad técnica.

1.- Excavación
2.- Ademe
3.- Revestimiento
4.- Inyección de contacto

f) Factibilidad económica.

1.- Presupuesto
2.- Velocidad de inversión
3.- Costos de operación
4.- Amortización.

g) Decisiones y tiempo de ejecución.

B) PROYECTO GENERAL.

a) Estudios topográficos.

1.- Topografía de superficie
2.- Trazo

b) Estudios geológicos.

1.- Elección del tipo y número de sondeos
2.- Estudios geofísicos y geosísmicos
3.- Fotogrametría
4.- Perfil geológico

c) Número de frentes y lumbreras

d) Programa preliminar

e) Presupuesto y programa de erogaciones.

C) EJECUCION

a) Excavación
1.- Selección de equipo para la construcción de las lumbreras.
2.- Selección de equipo para la construcción del túnel.
3.- Instalaciones en lumbreras.
4.- Geometría de las lumbreras.
5.- Instalaciones en el túnel.
6.- Ampliación en zona de lumbreras.

b) Revestimiento.
1.- Selección de equipo para revestimiento de las lumbreras y túnel (cimbra, plantas, etc.)
2.- Determinación de bancos para la explotación de agregados pétreos.
3.- Selección del equipo para acarreos en superficie (cemento y agregados).

c) Inyección de contacto.
1.- Selección de equipo para la inyección de contacto.

2.- Tratamientos de impermeabilización y consolidación.

D) INSTALACIONES PARA EXCAVACION POR LUMBRERA.

a) Instalaciones en superficie

1.- Banco de compresores
2.- Torre
3.- Malacates
4.- Almacenes
5.- Talleres
6.- Colectivos
7.- Agua
8.- Subestación eléctrica
9.- Vertedores y canales
10.- Oficinas
11.- Comedores
12.- Primeros auxilios
13.- Comunicaciones

b) Instalaciones en lumbrera.

1.- Tubería para agua
2.- Tubería para aire
3.- Tubería para agregados
4.- Tubería para bombeo
5.- Elevador de personal
6.- Botes para rezaga
7.- Escaleras
8.- Cables
9.- Tubería de ventilación
10.- Guías
11.- Espacio para maniobras

c) Instalaciones en ampliación

1.- Zona de carga de rezaga
2.- "Alcancía"
3.- Teléfonos
4.- Cambios de vía
5.- Tolvas
6.- Señales luminosas y sonoras
7.- Tuberías

d) Instalaciones en el túnel.

1.- Vías
2.- Drenes
3.- Cambios fijos o móviles
4.- Galerías de bombeo
5.- Transformadores
6.- Alumbrado.
7.- Ventilación
8.- Tuberías

E) INSTALACIONES PARA REVESTIMIENTO POR LUMBRERA.

a) Instalaciones en superficie.

1.- Todas las de excavación
2.- Planta de concreto
3.- Bodega o silos para cemento
4.- Patio de agregados
5.- Laboratorio
6.- Bodega para acero de refuerzo

b) Instalaciones en lumbrera.

1.- Todas las de excavación
2.- Tuberías para descenso del concreto

c) Instalaciones en ampliación

1 - Todas las de excavación

2 - Estación de carga

3 - Estación de lavado

d) Instalaciones en el túnel.

1.- Todas las de excavación.

F) EQUIPO PARA EXCAVACION

a) Equipo en superficie.

1.- Compresores

2.- Malacates

3.- Ventiladores

4.- Poleas

b) Equipo en ampliación.

1.- Gatos

2.- Polipastos

3.- Malacates chicos

c) Equipo en túnel.

1.- Locomotoras

2.- Vagonetas

3.- Plataforma de barrenación

4.- Rezagadoras

5.- Perforadores y rompedoras

6.- Bombas

7.- Ventiladores

8.- Lanzadoras de concreto

9.- Malacates neumáticos

10 - Polipastos

G) EQUIPO PARA REVESTIMIENTO.

a) Equipo en superficie.

1.- Todo el de excavación
2.- Bandas transportadoras
3.- Planta de concreto.

b) Equipo en ampliación.

1 - Todo el de excavación
2 - Tolvas
3.- Tanques amortiguadores

c) Equipo en túnel.

1.- Todo el de excavación, excepto rezagadora y lanzadora.
2.- Carros transportadores de concreto
3 - Cimbra
4.- Trenes de colado
5.- Bombas de concreto.

7 8 ORGANIZACION

Organizar es una de las funciones administrativas de un Gerente Comprende dos procesos básicos. el desarrollo del marco estructural para la empresa y la definición de las relaciones administrativas y operativas La organización es un aspecto importante de la gerencia de producción, ya que una vez que se han establecido las relaciones orgánicas, el personal de la empresa debe operar dentro de ellas Si las estructuras y relaciones están malamente concebidas, incluso los mejores esfuerzos de los empleados no producirán operaciones eficientes.

Existen varias ventajas de dedicar mucho tiempo y esfuerzo al desarrollo de una buena organización. Una de éstas es que la buena organización proporciona un marco en el cual el personal pueda actuar unido en vez de hacerlo unos contra otros. Una vez que han sido determinados los objetivos de la empresa, el tipo de organización que se use puede facilitar u obstaculizar el logro de estos objetivos

Otra ventaja es que la buena organización proporciona comunicaciones eficientes y efectivas. Como cualquier gerente admitirá, los problemas de las comunicaciones representan una de las obstrucciones más grandes para una administración efectiva. Si las líneas de comunicación son claras y cortas, estos problemas pueden reducirse al mínimo.

La duplicación de trabajo puede reducirse al mínimo o eliminarse con una buena organización. En algunas empresas, es bastante común encontrar a varios grupos haciendo el mismo trabajo independientemente sin siquiera saber que otros están haciendo la misma cosa. Una buena organización proporciona la interacción de estos grupos cuando es necesario o eliminar la duplicación de esfuerzos por completo definiendo distintas tareas para determinados grupos.

Otro de las ventajas de una cuidadosa organización es que los empleados conocen las rutas o redes de mando en la organización. Conocer quién trabaja para quién es esencial para una cooperación y comunicación efectivas El conocer los tipos de puestos en la organización y la

escala de promociones, también ayuda a los empleados a determinar sus posibilidades de ascenso. Si se emplean descripciones de puestos, los empleados están enterados de las calificaciones que son necesarias para progresar y para ocupar puestos elevados en la estructura de la organización.

Dirección de los objetivos.

El modelo de organización puede ser de tipos diferentes. Puede que todavía hoy en día el llamado modelo hierático (muchas veces presentado en forma de pirámide, Fig. 7.8.1) sea el más común. En este tipo de organigrama todas las órdenes van de arriba hacia abajo y la comunicación en la dirección opuesta es insignificante. Este tipo de organigrama funciona bien cuando una persona tiene todos los conocimientos. Pero hoy en día no hay quien lo sepa todo, y para que un programa funcione hay que buscar una organización en la cual los conocimientos de todos los niveles puedan contribuir a un ambiente de trabajo productivo.

Un ejemplo conocido para lograr tal organización es el que se llama "dirección de los objetivos" Esto significa que se organizan, para cada problema de trabajo que debe solucionarse, grupos de trabajo formados por especialistas y personal de las diferentes categorías profesionales a niveles diferentes dentro de la empresa, quienes trabajan dentro de un programa de tiempo y costos dado. Una fructífera colaboración puede ser el resultado de tal grupo, ya que las ideas y las sugerencias de todos los integrantes pueden ser aprovechadas.

Como la industria constructora viene trabajando según estas ideas desde hace mucho tiempo, es probable que el método pueda ser adoptado con más facilidad por ella que por muchas otras industrias.

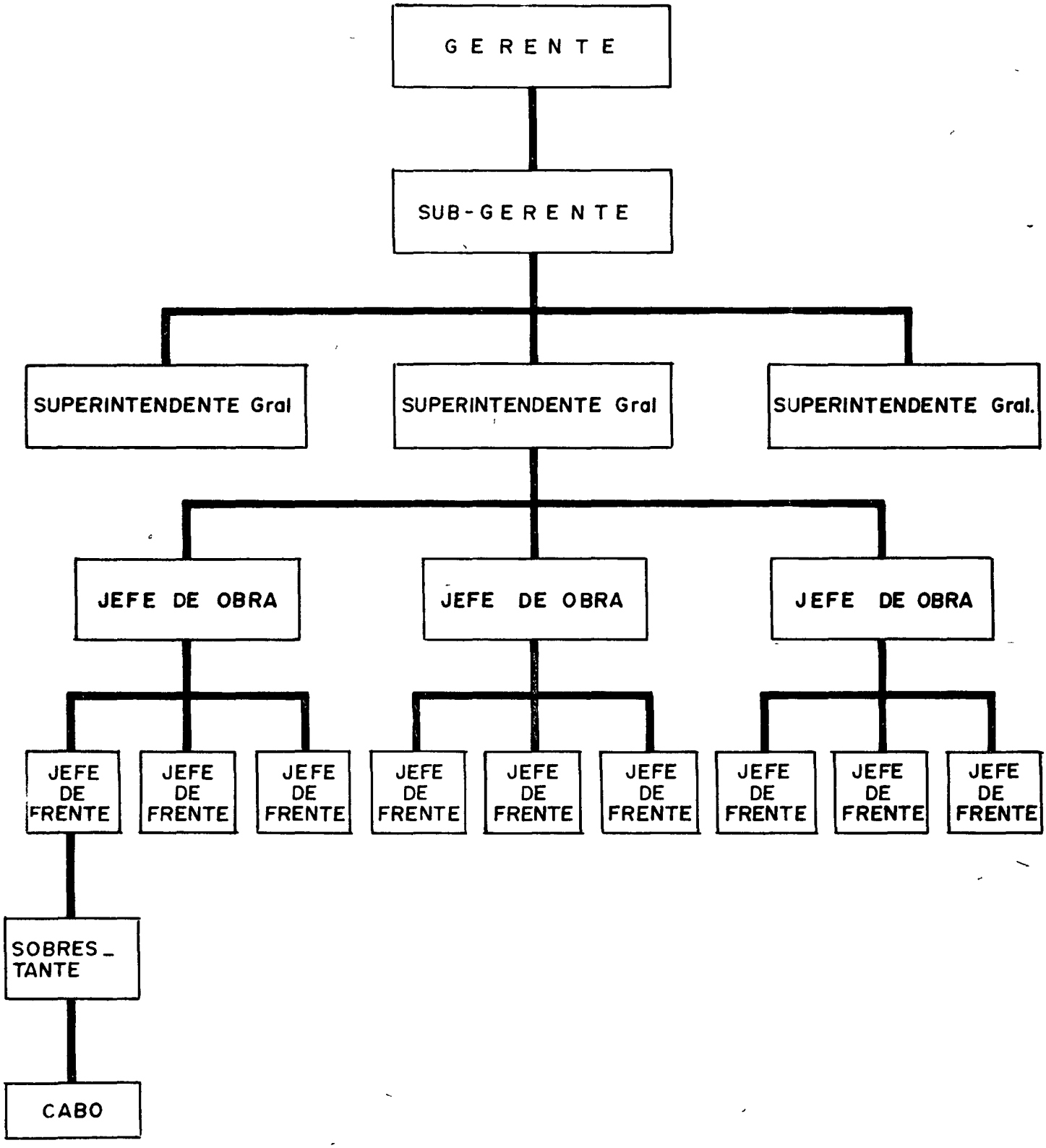

GERENTE
SUB-GERENTE
SUPERINTENDENTE Gral
SUPERINTENDENTE Gral
SUPERINTENDENTE Gral.
JEFE DE OBRA
JEFE DE OBRA
JEFE DE OBRA
JEFE DE FRENTE
JEFE DE FRENTE
JEFE DE FRENTE
JEFE DE FRENTE
JEFE DE FRENTE
JEFE DE FRENTE
JEFE DE FRENTE
JEFE DE FRENTE
JEFE DE FRENTE
SOBRES_ TANTE
CABO

Fig 7 8 1

7.9 CONTROL

La finalidad de todo el trabajo de programación es la de elaborar un programa de producción con el cual se puede llevar a cabo la construcción dentro del margen establecido de tiempo y de costos. Al hablar de la producción nos hemos referido al medio con el cual se puede lograr la meta fijada. Puede que sea difícil observar el tiempo establecido, por ejemplo, debido a interferencias climatológicas. Las desviaciones de los programas pueden también ser causadas por métodos mal aplicados uno incorrecto de los recursos así como datos incompletos. Desde luego, también sucede que se han logrado mejores resultados de lo que se había esperado debido por ejemplo a que las condiciones eran mejores de lo que se suponía al programar o que la preparación y la programación rodante facilitan la dirección mucho más de lo que se había calculado.

La persona que dirige un trabajo debe, por lo tanto, controlar que los programas y las instrucciones se observen y que los trabajos se realicen según el método correcto y el tiempo fijado. El control no es ninguna finalidad implícita y tampoco es signo de desconfianza. Es importante que todos estén conscientes de ello y que consideren el control como una parte natural y necesaria del proceso de construcción. Con un control bien llevado se puede rápidamente corregir las cosas que rompen la economía de la construcción. Con un control continuo se puede también mejorar la economía de la construcción superando los programas.

Control continuo.

El instrumento de control más importante es el control continuo rutinario. Consta de dos puntos; recoger los datos y compararlos con los datos calculados en los programas. El recogimiento de datos que se lleva a cabo durante el progreso de la construcción (incluyendo el control de avance) significa que los datos de la producción se recogen por personal de control especializado, o por jefes de trabajo, o mediante reportes referentes al tiempo elaborados por el personal, o mediante una elaboración estadística (cálculo posterior). Si los datos son recogidos por personas especializadas éstas acostumbran hacer controles varias veces al edía, anotando el progreso-

de los trabajos. Si el jefe de trabajo efectúa el control, anotará a diario el tiempo requerido y la cantidad de trabajo respecto a los trabajos-- efectuados

El control continuo tiene por objeto registrar cómo se ob-- servan los programas de producción. Señala las desviaciones de manera que se puedan tomar las medidas necesarias para poner la producción bajo con-- trol Si se lleva a cabo correctamente, también indica cuáles son las medidas que deben tomarse durante el progreso de la construcción, por ejem-- plo, redisponer el personal, ajustar los métodos y mover una grúa

El control continuo significa también que se consiguen da-- tos cada vez mejores para la programación y la preparación de nuevos objetos. Esto se refiere sobre todo a los trabajos en que se prueban métodos, máquinas y material nuevos, etc.

Si se trata de trabajos con una frecuencia alta o de trabajos que son interesantes por alguna otra razón, el control continuo puede-- llevarse a cabo más detalladamente por medio de mediciones especiales de-- trabajo

Basándose en los datos conseguidos mediante el control continuo de la producción se puede, checando los tiempos y los costos, controlar cómo está la producción en comparación con los programas

Control de avance.

El control de avance tiene dos finalidades.

Una es la de demostrar cuánto han avanzado los diferentes -- trabajos en comparación con los programas en lo que se refiere al tiempo.

La otra es la de indicar cuánto tiempo (generalmente expresado en horas persona) se ha consumido en comparación con lo que se había programado para la cantidad de trabajo realizado.

Tanto el tiempo calendario como el tiempo de persona consumido son, desde luego, importantes para que la construcción pueda desarrollarse de acuerdo con los programas y también son de importancia para la programación semanal.

Al llevar a cabo el control de avance se procede de la siguiente manera:

El programa a nivel de obra (o el programa general) indica cuánto trabajo debe haberse llevado a cabo hasta cierta fecha así como cuánto tiempo ha requerido cada grupo profesional. Al anotar el avance en el programa se señala la situación real de cada trabajo; se unen los diferentes puntos con lo cual se ve el llamado "frente de trabajo". ("raya de avance"), muchas veces parece una línea zigzag, puesto que muchos trabajos se han adelantado y otros se han retrasado. (Fig. 7.9.1)

El frente de trabajo en la figura 7.9.1 demuestra, de una manera directa, qué tanto han avanzado los trabajos en lo que se refiere al tiempo calendario. Sin embargo, esto no es suficiente para demostrar la situación de la construcción total. Supongamos que 10 hombres están trabajando en la actividad 2, pero tan sólo dos en la actividad 3. El número de horas/Persona necesario para emparejar la actividad 2 es mucho más grande que la ventaja de horas/persona lograda en la actividad 3. Por lo tanto, para conocer la situación real también hay que controlar cuál es la relación entre el tiempo requerido hasta el día del control de avance y el tiempo que se debería haber requerido según los programas y el diagrama de mano para llevar a cabo la cantidad de trabajo realizado hasta el día del control de avance.

El procedimiento más común es el de calcular las desviaciones actividad por actividad, del número de horas/persona entre el frente de trabajo zigzagueado y la línea vertical del control de avance y después sumarlas La suma puede resultar positiva o negativa y se agrega o se resta del tiempo que según los programas y el diagrama de mano de obra debería haber sido requerido hasta el día del control de avance. Al comparar este tiempo con el tiempo real se puede ver si se han empleado más o menos horas de trabajo de las calculadas para alcanzar la situación real en el lugar de trabajo. También hay que tener presente si ha habido trabajos adicionales o eliminados.

Ahora se conoce la llamada situación del día de cada actividad y de la construcción en su totalidad. Partiendo de esa situación se elaboran los programas semanales, en los cuales se toman en consideración posibles desviaciones. Las desviaciones pueden ser causadas por capacidades incorrectas, por haber aplicado métodos erróneos, por interferencias y porque ciertos trabajos han salido mejor de lo que se había planeado. Es importante que se analicen las causas de las desviaciones, porque la buena situación de una actividad no siempre significa algo positivo y viceversa. La situación afecta las actividades futuras en ambos casos y esto hay que tenerlo en cuenta al elaborar los programas semanales.

Basándose en el tiempo empleado y los costos por hora se puede hacer un control de los costos de trabajo.

El cálculo puede efectuarse de diferentes maneras dependientes del ti de sistema presupuestario y del tipo de salarios que se escojan.

Un diagrama de costos de trabajo se parece, fundamentalmente, al diagrama del tiempo empleado.

Todas las verificaciones de los costos (costos de trabajo, material y máquinas así como otros costos) se hacen con el fin de poder controlar que el desarrollo de los costos de la construcción siga la programación y para dirigir la producción económicamente.

7.10 ECONOMIA, DIRECCION Y ESTIMACION DE LA PRODUCCION.

Se ha dicho que la finalidad de la programación es la de lograr la mejor economía de producción posible. El concepto de economía tiene varios significados Desde el punto de vista de la empresa, lo más importante de su economía es el resultado total y las posibilidades de la empresa de invertir, de consolidar y de obtener un buen rendimiento de su capital invertido, etc. Lo principal desde el punto de vista de la construcción particular es saber cómo hacer uso de los recursos, cómo disponer del material y cómo cumplir con los programas. Los resultados de la empresa dependen desde luego, de los resultados de las construcciones particulares, pero el resultado total de la empresa depende también de la situación de la competencia, de las coyonturas y de qué tipo de trabajo de desarrollo se ha realizado en la empresa En otras palabras, siempre hay que ver el resultado de una construcción particular en relación a la meta de la empresa. Por lo tanto, si se ha decidido probar métodos nuevos en una construcción, se debe contar con resultados económicos inferiores debido a las posibles ventajas que ofrecerán los métodos nuevos en el futuro.

La programación de producción.

Esta ofrece otra posibilidad de ejercer influencia sobre la economía de producción Aunque muchas cosas ya han sido determinadas por dibujos y otro tipo de documentos, existe la posibilidad de buscar un método de construcción más adecuado, de hacer una mejor selección de métodos para cada punto de trabajo y una combinación mejor planeada de los diferentes trabajos.

También al iniciarse la construcción existen muchas posibilidades de lograr una mejor economía a través de una preparación de trabajo, la cual permite cumplir o, tal vez, superar el programa. No se debe considerar el programa como algo inflexible, siempre hay que tomar en cuenta que habrá acontecimientos que no puedan preverse. Esto puede observarse en la programación semanal, que tal vez sea el instrumento más importante para dirigir la construcción, ya que en ella siempre se pueden tomar en consideración las señales que se obtienen a través del control continuo.

Dirección de la Producción

A través del control continuo obtenemos datos importantes, no solamente para saber cuánto tiempo requieren los diferentes métodos y conseguir datos de producción que serán usados en el futuro, sino también para poder controlar los trabajos en la obra Precisamente a base de esto se ha -- creado el término "dirección de la producción" En éste se incluyen todas-- las medidas que deben tomarse para que la producción tenga el menor número-- posible de interferencias O sea, a través de la dirección de la producción se pretende lograr que la cosa correcta esté en el lugar correcto en el mo-- mento correcto y que se consiga el costo correcto Esto no es específico solamente de la construcción sino es válido también para cada clase de producción, donde diferentes recursos deben ser coordinados y dirigidos. Los re-- cursos son los siguientes

material
máquinas
equipo
herramientas
medios de transporte
personas

Cuando hay interferencias el control continuo lo señala, de - inmediato, a la dirección de trabajo y, de ser necesario, a la función de -- programación

Cuánto más pronto y más claramente este sistema (Fig 7.10 1) informe acerca de desviaciones de los programas, más posibilidades habrá para tomar las medidas necesarias.

El control continuo nos proporciona una base para las decisiones que deberán tomarse, tal vez habrá que cambiar de método, modificar o aumentar los recursos o modificar el programa según las nuevas condiciones.

La idea fundamental del concepto dirección de la producción,- que significa que se dirigen todos los recursos de producción con cierto fin supone desde luego una economía en el sentido más amplio de la palabra una administración eficiente de los recursos, el material y los costos Estos--

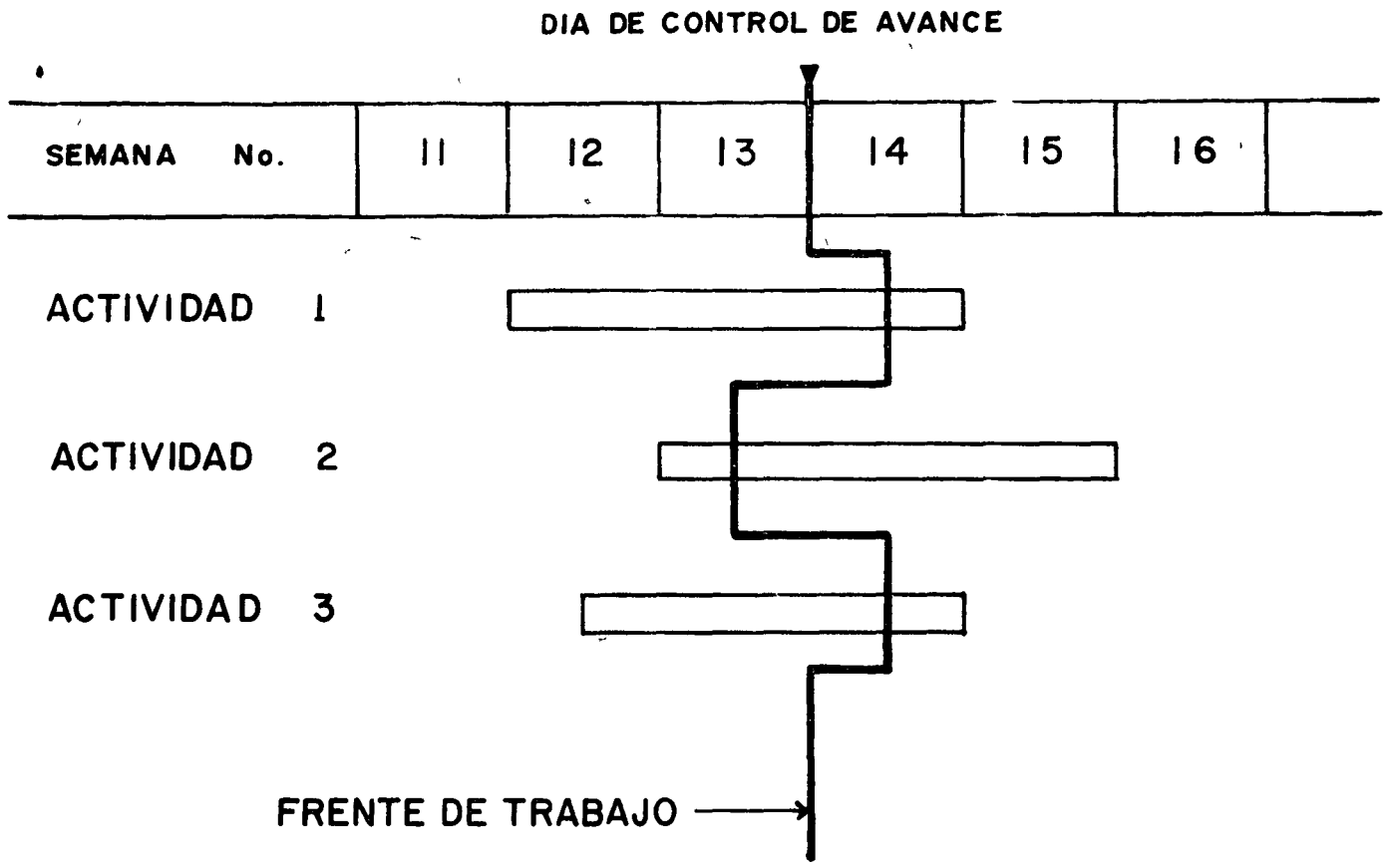


Fig 7 9 I

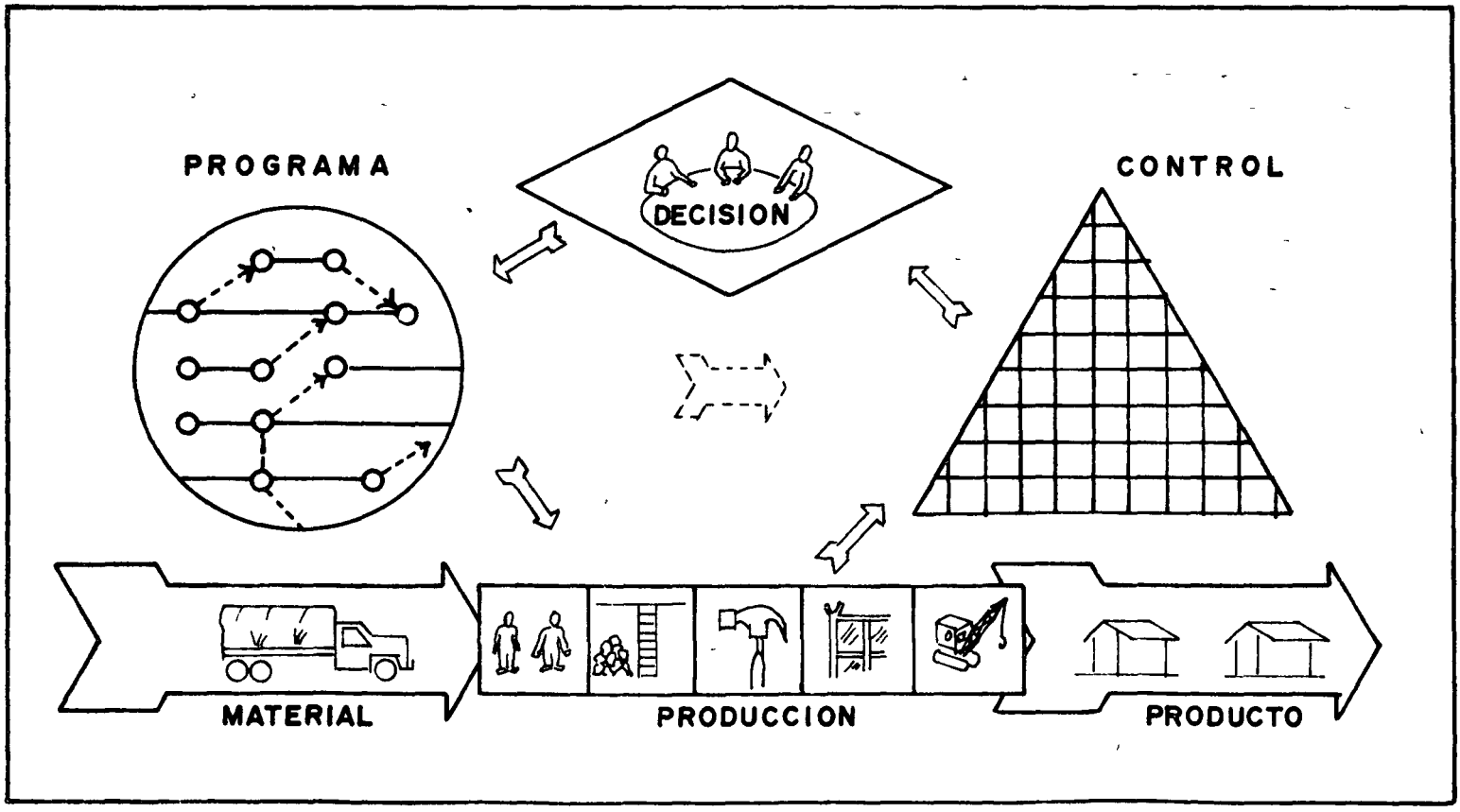


Fig 7 10 I

objetivos se incluyen también en las exigencias de efectividad y de un ambiente de trabajo agradable y no se refieren solamente a la construcción en general, sino también a cada trabajo Son muchos los que exigen economía: la sociedad, el cliente, el arquitecto, la empresa constructora con todos sus colaboradores, los proveedores de materiales y, como último de la cadena desde -- luego, los futuros inquilinos Hay , por lo tanto, muchas personas involucradas desde el punto de vista de los costos; y por todas ellas tienen exigen--- cias diferentes, las cuales deben ser consideradas y coordinadas en el programa de producción Si se quiere lograr una dirección eficiente de la produc-- ción, es importante que la colaboración se inicie lo más pronto posible, de-- proferencia durante la planeación (que ofrece una libertad bastante grande--- en lo que se refiere a la selección de alternativas) para que los diferentes- costos de producción puedan estudiarse y considerarse. De esta manera se podrá hacer, durante la etapa de ideas, un intercambio de experiencias entre--- los encargados de la producción y la planeación respectivamente. Además se-- logra no solamente una solución económica favorable, tomando en consideración las funciones de la edificación, sino también las condiciones para que la producción se desarrolle según los programas y los planes elaborados y dentro de los márgenes de costos dados.

El concepto dirección de producción, implica también que no se tiene a la vista tan sólo la producción de una construcción actual, sino que- se la considera una parte de todos los recursos y toda la economía de la em-- presa. El problema de coordinación se hace notar, de una manera pronunciada, al programar los recursos de máquinas, el equipo, las compras de material, -- los medios de transporte y la mano de obra. Por lo tanto, la dirección de la producción no es una función aislada, sino que debe considerarse, todo el tiempo, en relación al total de las actividades de la empresa.

Estimación de producción

Muchas empresas constructoras presentan sistemas diferentes -- para poder controlar la producción mejor El objetivo principal de estos sistemas es el de mejorar la dirección y el control, coordinando las rutinas económicas y administrativas y desarrollando las técnicas y los auxiliares de la programación, los cálculos y el control continuo. Es de gran importancia que cada empresa saque el mayor provecho posible de sus recursos para poder defenderse de la competencia cada vez más fuerte.

La estimulación de producción es un sistema para la coordinación de cálculos y programación También es un auxiliar para lograr una dirección de costo eficientes La diferencia más importante entre la estimulación de producción y la estimulación tradicional es que el primero se basa en la secuencia de producción que se ha fijado en la programación

7.11 ANALISIS ECONOMICO.

La planeación de todo trazo de un túnel debe estar precedida de un análisis económico y no puede prepararse un diseño a menos que la construcción del trazo se justifique económicamente. Esto es de particular significado en el caso de túneles, que son las estructuras más caras en ingeniería civil, siendo sus costos por unidad de longitud la mayoría de las veces más altos que los de una línea abierta.

El análisis económico previo a la construcción debe ser muy cuidadoso y puede procederse como sigue: Primero debe determinarse el gasto o volumen de tráfico que requiere manejarse en el túnel Una vez conocido dicho dato y los costos de operación por unidad longitud junto con el costo de la inversión por unidad de longitud, la economía de la construcción puede analizarse por varios métodos.

Sea B_1 el costo de construcción de la línea que involucra el túnel, expresada como $B_1 = La\ Ka + L_{v_1}\ K_v$, y B_2 los costos de construcción de la alternativa sin túnel, expresada como $B_2 = L_{v2}\ K_v$, donde La, L_{v1} y L_{v2} son la longitud del túnel, la línea abierta hacia el túnel y después del túnel, y la línea abierta de la alternativa sin túnel respectivamente, y K_a y K_v son los costos totales por metro lineal de túnel y línea abierta, respectivamente. Con U_1 representando los costos de operación totales anuales del túnel y U_2 los costos correspondientes de la alternativa sin túnel, el exceso de capital invertido en el túnel se recupera después de un período

$$t = \frac{B_1 - B_2}{U_2 - U_1}$$

La construcción de un túnel parece justificarse donde t es menor que un cierto período de amortización comunmente aceptado de 10 años.

Se puede analizar no sólo el período de amortización sino también el mínimo costo anual de construcción y de operación, la relación básica para esto puede escribirse como sigue

$$U\ min = \Delta B + U,$$

donde: Δ = eficiencia estandar o coeficiente de capa idad de demanda

B = costo de la inversión inicial

U = costo de operación anual.

De acuerdo con datos soviéticos, el valor de Δ puede variar de 0.05 a 0.10.

El análisis económico debe extenderse a aspectos de desarrollo regional y también de defensa, el cual en muchos casos puede dominar a aquellos de naturaleza puramente económica.

OPERACIONES EN EL CICLO DE EXCAVACION DE UN TUNEL POR EL --- PROCEDIMIENTO CONVENCIONAL DE BARRENACION Y VOLADURA.

La excavación en un túnel está compuesta de una serie de operaciones repetitivas, en forma sucesiva (algunas de ellas simultáneas o --- traslapadas en un período conveniente), de tal manera que se forma un ciclo para dar un avance longitudinal determinado: las operaciones que forman el ciclo de trabajo en la excavación de un túnel con el sistema convencional - de barrenación y voladura son:

A) Barrenación
B) Limpia de barrenación
C) Carga de explosivos
D) Conexiones eléctricas
E) Retiro y voladura
F) Ventilación
G) Rezaga
H) Protección de la excavación (ademe)
I) Topografía y movimiento de equipo.

Para fines prácticos, al analizar el tiempo del ciclo, las - operaciones se resumen como sigue:

A) Barrenación
B) Carga explosiva y conexión eléctrica

b) Limpieza de la barrenación.

Se considera desde que termina la barrenación, hasta que se inicia la carga de explosivos y artificios

c) Carga de explosivos y artificios.

Se considera desde que termina la limpieza de la barrenación- hasta que se carga el último barreno

d) Conexiones eléctricas

Se considera desde que se termina de cargar el último barreno hasta que se hace la conexión a la línea de disparo, habiendo conectado previamente en tantas series en paralelo como sea necesario, para asegurar la - voladura

e) Retiro de personal y equipo y voladura

Se considera desde que quedó terminada la conexión eléctrica- y se haya retirado el personal y equipo, hasta el momento en que se hace la- voladura, ya sea con un explosor o bien con corriente eléctrica, por medio-- de un interruptor que liga la línea de disparo con la fuente de energía eléctrica

f) Ventilación

Se considera desde el momento de la voladura, hasta que se -- inicia la rezaga

El sistema de ventilación inyecta aire fresco únicamente. Por otra parte, durante la ventilación queda incluido el tiempo de reposición -- del alumbrado. En el frente, las conexiones eléctricas o neumáticas del --- equipo que rezaga y el riego con agua a la pila de material antes de iniciar la operación de rezaga.

g) Rezaga

Se considera desde el momento en que inicia su trabajo la rezagadora, cargador o pala, hasta que se queda completamente limpio el frente En el caso de las rezagadoras o palas de vía la duración de esta actividad -

puede reducirse con el auxilio de un piso Navajo y un cambio California; en el caso de los cargadores sobre orugas puede usarse un sistema de cambiador de carros vertical (cherry picker)

h) Protección de la excavación (ademe)

a) Cuando se utilizan marcos metálicos, esta operación se considera como parte del ciclo y su duración está definida por el intervalo de tiempo comprendido desde el momento en que termina la rezaga y se retira el equipo, hasta que empieza a trabajar la primera perforadora.

b) Cuando la protección se realiza con concreto lanzado, el tiempo de esta operación queda totalmente (o por lo menos a esto debe tenderse) traslapado con el tiempo de rezaga, dejando la parte inferior si el terreno lo permite, para ir protegiéndolo atrás

c) Por lo que respecta a la protección con pernos de soporte, esta operación también debe hacerse en el tiempo de rezagado

i) Movimiento de equipo.

Se considera desde que termina la rezaga del frente hasta que la primera perforadora inicia su trabajo. Este tiempo incluye la desconexión del equipo de rezaga y retiro del mismo al cambio California, incluye también la conexión del equipo de barrenación a las tuberías de aire comprimido, agua y conexión eléctrica para el alumbrado propio de la plataforma de barrenación, como puede verse, esta actividad consta de dos partes

Retiro de la rezagadora, cargador o pala.

Aproximación del equipo de barrenación al frente.

Conclusiones y recomendaciones

a) Para llevar a cabo la excavación de un túnel, o túneles, son necesarias operaciones de carácter repetitivo y secuencial; lo cual establece un ciclo

b) Cada ciclo completo de trabajo produce un avance determinado, y el número de éstos realizados en 24 h, determina un avance diario que-

se acostumbra a medirlo en metros de túnel.

c) Siendo las operaciones del ciclo repetitivas, el control adecuado de ellas tiende a optimizarlas y el resultado será una reducción en su duración, y consecuentemente, un número mayor de ciclos realizados en las 24 horas del día se traduce en un avance mayor

d) El control de los tiempos perdidos durante la realización de un ciclo es importantísimo, ya que con ésto es posible corregir las causas que los originan oportuna y convenientemente.

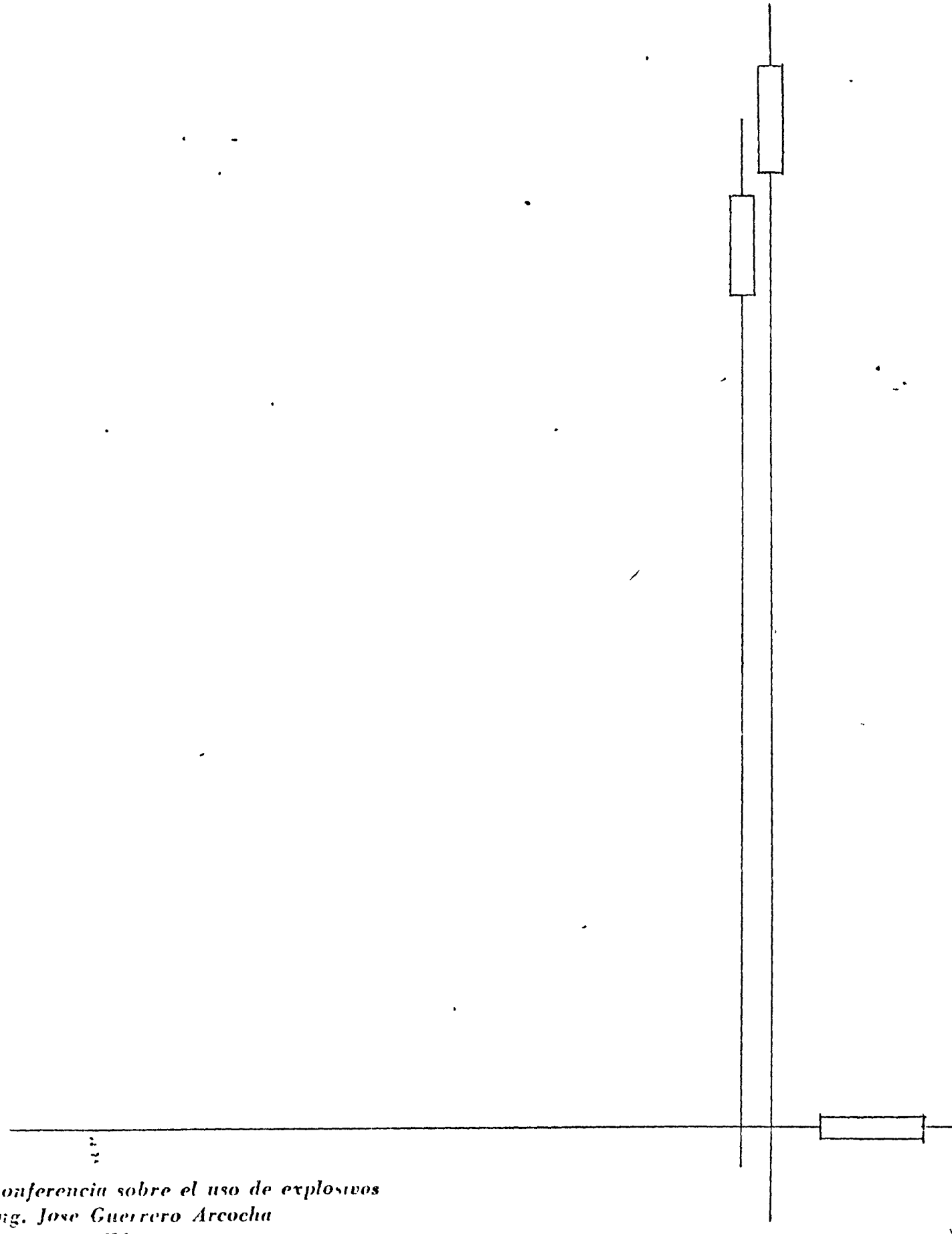
e) El origen repetitivo de las causas de los tiempos perdidos debe quedar de manifiesto en una hoja o diagrama analítico y serán éstas las que mayor atención deba dárseles para evitar que se produzcan.

f) El exámen de una hoja o diagrama analítico en cuanto a consumos de explosivos y sobreexcavación se refiere, nos puede prevenir con respecto a la protección que deba hacerse a la excavación en el caso del procedimiento convencional

g) El control del ciclo mediante el reporte veraz, su concentración oportuna, el examen de la hoja o diagrama analítica por parte del jefe de obra o Superintendente y complementado todo esto con una concentración o informe semanal o decenal, darán una idea perfectamente clara del progreso o dificultades con que se efectúa la excavación de un túnel.

h) El Jefe de la Obra o Superindentente no debe considerar el control del ciclo como de aprovechamiento futuro, sino de carácter inmediato.

El llevar este control únicamente como un requisito establecido, pero sin examinarlo, es lo que origina que los errores se multipliquen y el resultado se traduzca en un avance mediocre



Conferencia sobre el uso de explosivos
Ing. Jose Guerrero Arcocha
Supervisor Técnico
Du Pont, S. A. de C. V.

SINTESIS DEL TRABAJO "COMO ELEGIR EL EXPLOSIVO ADECUADO" PRESENTADO POR EL ING GUERRERO ARCOCHA AL VII CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Las necesidades de los tiempos modernos, aunadas al alza creciente del costo de la mano de obra, del equipo y los materiales, nos ha empujado a realizar constantemente investigaciones para encontrar nuevas Tecnologias que nos ayuden a aprovechar mejor los medios de produccion con que contamos para aumentar su productividad y reducir su costo

En las obras de Ingenieria Civil, sobre todo en las de infraestructura, cada vez cobra mayor importancia la produccion de grandes volmenes de roca por voladuras en operaciones de cielo abierto (en canteras, carreteras, ferrocarriles, obras hidroelectricas, etc), ya que un porcentaje considerable de los fondos disponibles para llevar a cabo las obras, se va a este renglón

La necesidad de utilizar el grado maximo las modernas tecnologias —consistentes en aprovechar tambien al maximo la barrenacion de voladuras de grandes diametros— nos ha impulsado a establecer unas reglas basicas y sencillas

Estas reglas se relacionan con la seleccion de la carga adecuada dentro del barreno, la seleccion y distribucion de los explosivos tomando en consideracion la funcion de la "carga de fondo" y de la "carga de columna"

Considerando que la falta de aplicacion de reglas tecnicas repercute directamente en el costo total de las obras a realizar, es a todas luces recomendable su difusion asi como una guia de costos de acuerdo con los explosivos utilizados y las circunstancias probables en que se trabaje

SUMARIO

Se establecen y ejemplifican reglas fundamentales para elegir adecuadamente los explosivos a utilizar en la barrenación de grandes diametros para la produccion por voladura de mayores volúmenes de roca en operaciones a cielo abierto, necesarias en la construccion, canteras, ferrocarriles, presas, etc., con la consiguiente reduccion del costo total de la obra

Las operaciones mineras a tajo abierto, han tenido un incremento muy notable en los últimos años A la vez, el campo de accion del Ingeniero Minero y del Ingeniero Civil, ha aumentado grandemente al requerirse sus servicios en operaciones a cielo abierto tales como Tajos abiertos, Canteras, Construccion, Presas, Caminos, Puertos, etc

Para estas operaciones, el uso de barrenacion de gran diametro, en lo usual y recomendable (se entiende por diametros grandes, los barrenos de 2 ½" — 9" o mayores)

Al hacer un analisis de estas operaciones, resaltan las siguientes necesidades

a) Utilizar al maximo la energia explosiva que se coloque en el hueco util del barreno

b) Producir el mayor numero posible de metros cubicos o toneladas de roca por metro lineal de barreno, para reducir los costos de barrenacion

c) Obtener la máxima fragmentacion del producto de la voladura, para que el equipo de carga de la rezaga, transporte y trituracion trabaje con la mayor eficiencia

De acuerdo con la mas moderna tecnologia que sobre explosivos se ha desarrollado en el mundo entero, el barreno de gran diametro en canteras, minas a tajo abierto y construccion, debe llenar las condiciones siguientes

Sub Perforacion (Perforacion bajo el piso)

Siempre es necesario llevarse a cabo, para evitar que la pala encuentre el piso levantado, por la falta de accion del explosivo

La carga explosiva del barreno, debe de estar constituida por dos cargas principales

a) La carga de fondo

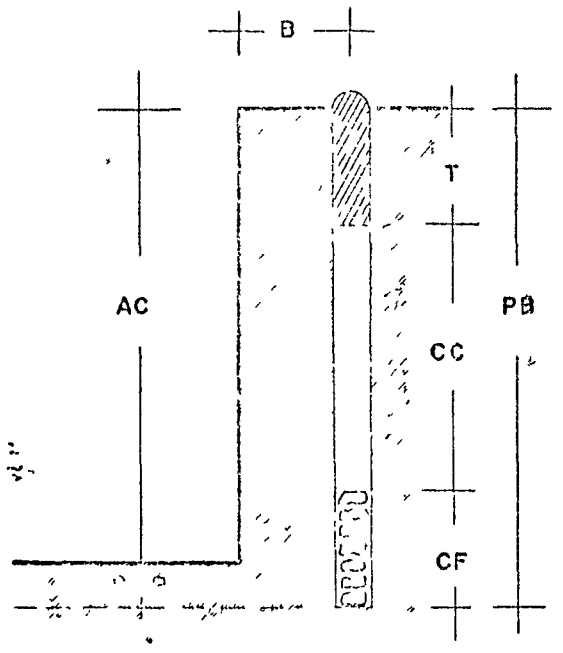
b) La carga de columna

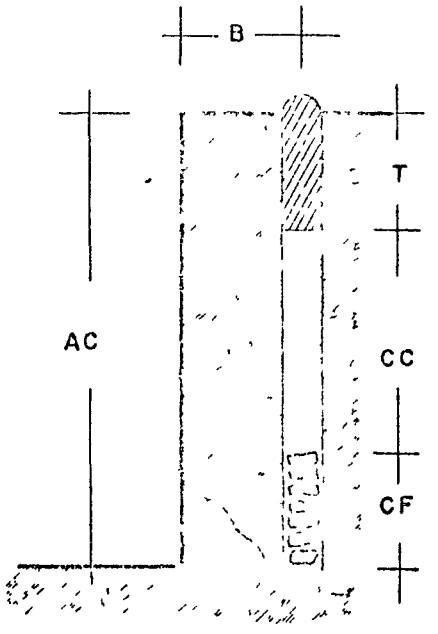
La carga de fondo cuya labor principal es la de vencer el esfuerzo cortante en la pata del barreno, debe de estar constituida por un explosivo potente denso y en la mayoria de los casos resistente al agua

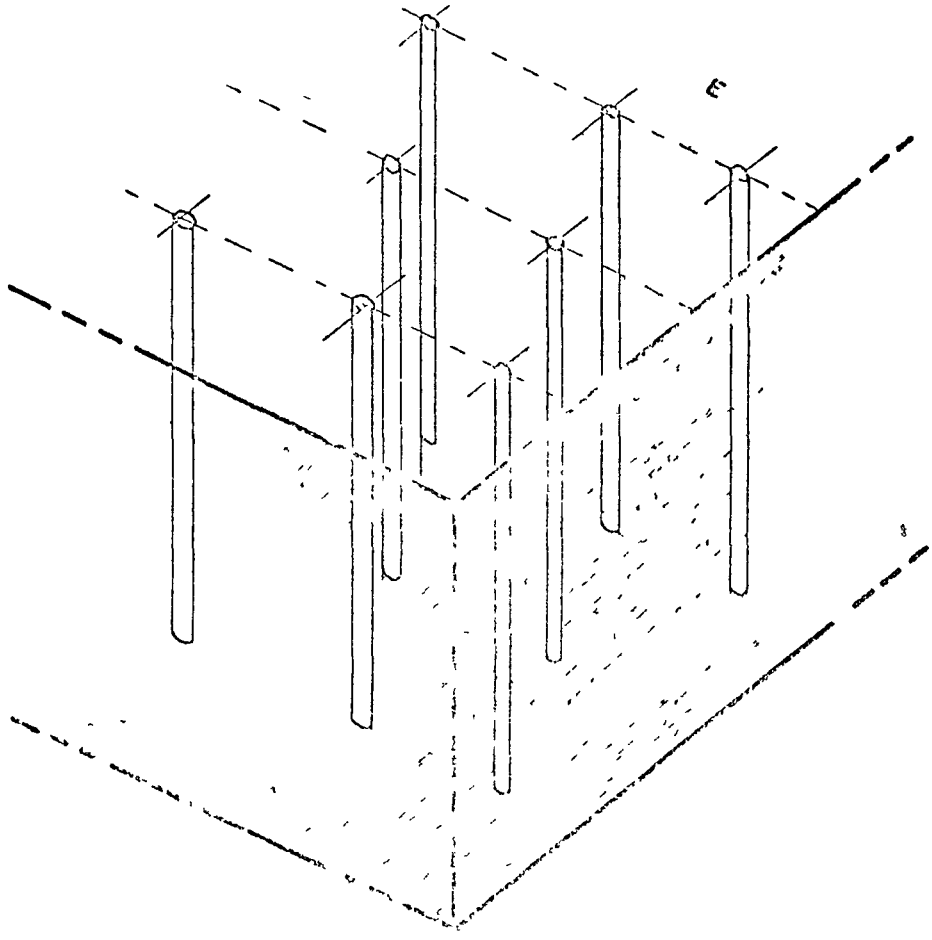
La carga de columna cuya su funcion es la de cooperacion con la carga de fondo en la explosion, voltear y fragmentar la roca en la parte superior del barreno, debe estar constituida por un agente explosivo de baja densidad

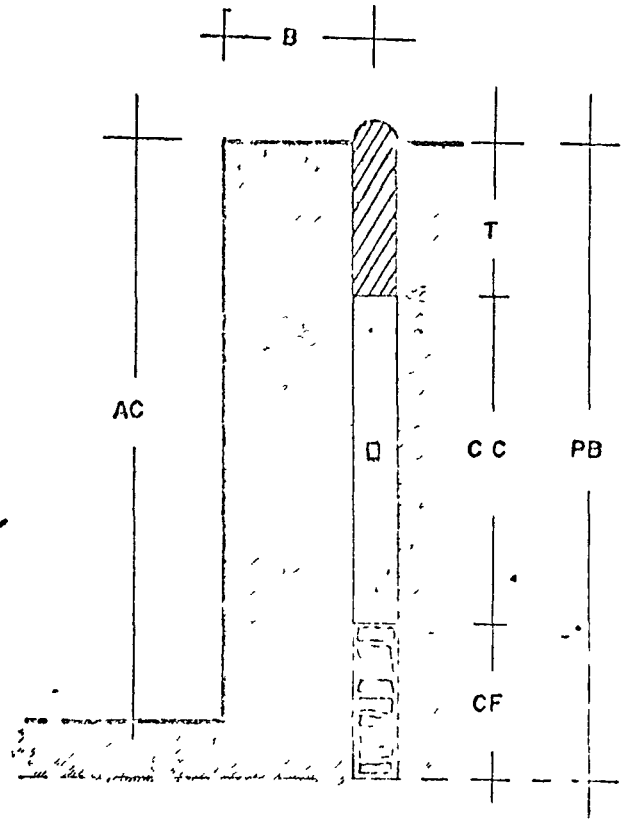
Ahora encontramos, que los principales problemas por resolver con la mas moderna tecnologia que sobre explosivos se ha desarrollado en el mundo entero para explotaciones a cielo abierto con barrenaciones de gran diametro y que Du Pont ha contribuido con investigaciones exhaustivas en sus laboratorios, plantas y especialmente en el campo son

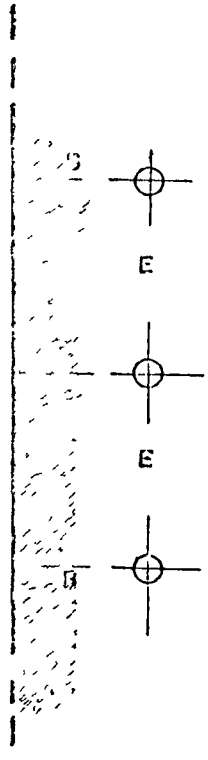
1°—Que con los explosivos convencionales encartuchados tanto en papel como en carton, dejaban un espacio anular vacio al colocarlos dentro del barreno si no se atacaban debidamente impidiendo aprovechar todo el hueco del barreno











BARRENACION EN BANQUEO CONJUNTO DE REGLAS UTILES

B = Constante Variable por el Diametro del Barreno
= 31 ϕ (3 — 9) o 40 ϕ (2 1/2' — 6")
= Bordo = a la Distancia entre el barreno y la cara libre y entre linea y linea de Barrenos

T = Taco = Retaque (Tapon)
= B

E = Espaciamiento
= 1 2 x B

SP = Sub Perforacion (Perforacion bajo el piso)
= 0 3 x B

AC = Altura de la Cara (frente al barreno)
= Depende del equipo

PB = Profundidad del Barreno (longitud de barreno)
= Depende del equipo

CF = Carga de Fondo
= 1 3 x B

CC = Carga de Columna
= PB — 2 3 x B

DB = Diametro de la Barrenacion

V = VOLUMEN
= B X E X AC

2°—Que a medida que el barreno aumenta de diametro, el costo de barrenacion logicamente tambien aumenta Por lo tanto, las barrenaciones de gran diametro deben ser aprovechadas a su maximo, poniendo la mayor cantidad de explosivo por metro lineal de barrenacion donde lo necesite Esto se logra seleccionando mejor los productos explosivos que se coloquen en dichos barrenos

3°—Generalmente en las barrenaciones de gran diametro y a grandes profundidades, se encuentra casi siempre agua en el fondo del barreno Por lo tanto, los explosivos que se usen en el fondo, deben ser resistentes al agua y de mayor densidad que ella, para que no floten

4°—La carga de fondo del barreno debe ser de un explosivo muy denso y potente para vencer el esfuerzo cortante en la pata de dicho barreno

5°—La carga de columna debe de estar constituida por un agente explosivo de baja densidad, ya que su función principal es coperar con la carga de fondo en la explosion y voltear y fragmentar la roca en la parte superior del barreno

6°—Ampliar al maximo la plantilla de barrenacion para reducir el coeficiente de barrenacion por metro cubico o tonelada

7°—Reducir los costos totales por tonelada tumbada

Consciente de las necesidades de los clientes de productos explosivos de alta densidad, gelatinosos, resistentes al agua y de gran potencia para usarse como carga de fondo en barrenaciones a cielo abierto, el Depto de Explosivos de Du Pont, desarrollo en su laboratorios, probo en su planta y comprobo desde hace mas de 5 años (junio de 1966), con los clientes consumidores en sus diversas operaciones en México, el nuevo tipo de gelatina acuosa resistente al agua, muy potente y de bajo precio

TOVAL° Y TOVEX° EXTRA

"TOVAL°" —Es la dinamita gelatinosa de mas alta desidad que se fabrica, diseñada especialmente para voladuras en roca muy dura, ya sea en Obras de Construccion, Canteras y Minas de tajo abierto Esta dinamita se empaca en tubos de polietileno (Salchichas)

Toval es equivalente a Gelatina-Extra 75%, tiene una resistencia al agua mayor de 3 dias a 15 Lbs (1 05 kgs) de presion

DENSIDAD = 1 60 gm/cc

VELOCIDAD = 13,000 pies/seg = 3,965 Mts/seg en Cart de 1 1/8" x 8" mayores velocidades se desarrollan en diametros mayores

GASES° = Clasificacion No 1 del Instituto de Fabricantes de Explosivos de los EE UU

Para su carga, se raza a lo largo el cartucho 2 ó 3 veces y se envia al barreno el "Toval" encartuchado en polietileno Como esta gelatina es muy plastica, al caer el cartucho, llena muy bien el hueco del barreno, consiguiendose así una mayor densidad que con cualquier otro tipo de explosivo encartuchado

"Toval" es sensible al Fulminante y al Cordon Detonante (Primacord) Por lo tanto, no necesita de cebos o iniciadores

"Toval" se puede combinar con gelatina de alta velocidad, para aumentar su velocidad, y por lo tanto su poder fragmentador

"Toval" resuelve los problemas antes mencionados

a) Concentrando por su alta densidad de carga, la mayor cantidad de Kgs /Ml de barreno, que con cualquier otro tipo de explosivo encartuchado

b) Tiene gran potencia (75%)

c) Es la dinamita gelatinosa de mas bajo precio

d) Al concentrar su alta densidad en la carga del fondo del barreno, logra vencer el esfuerzo cortante en la pata del barreno

e) Logra ampliar la barrenacion

f) Puede combinarse con "Mexamon" CCC d = 0 75 0 85 grms /cmt) si la dureza de la roca lo amerita, tambien puede combinarse con NA-AC (sin aprovechar la alta densidad del "Mexamon" CCC)

g) Con Super "Mexamon" D (d = 0 65 grms / cmt) cuando la roca es de mediana dureza, tambien puede combinarse con NA AC, sin aprovechar la baja densidad del Super "Mexamón" D

TOVEX° EXTRA —Es un producto explosivo gelatinoso que se fabrica en Mexico exento de nitroglicerina, de alta densidad y con la mayor energia explosiva por kilo Es el producto ideal para cargas de fondo en las voladuras de tipo más dificil y cuando se pretende ampliar la plantilla

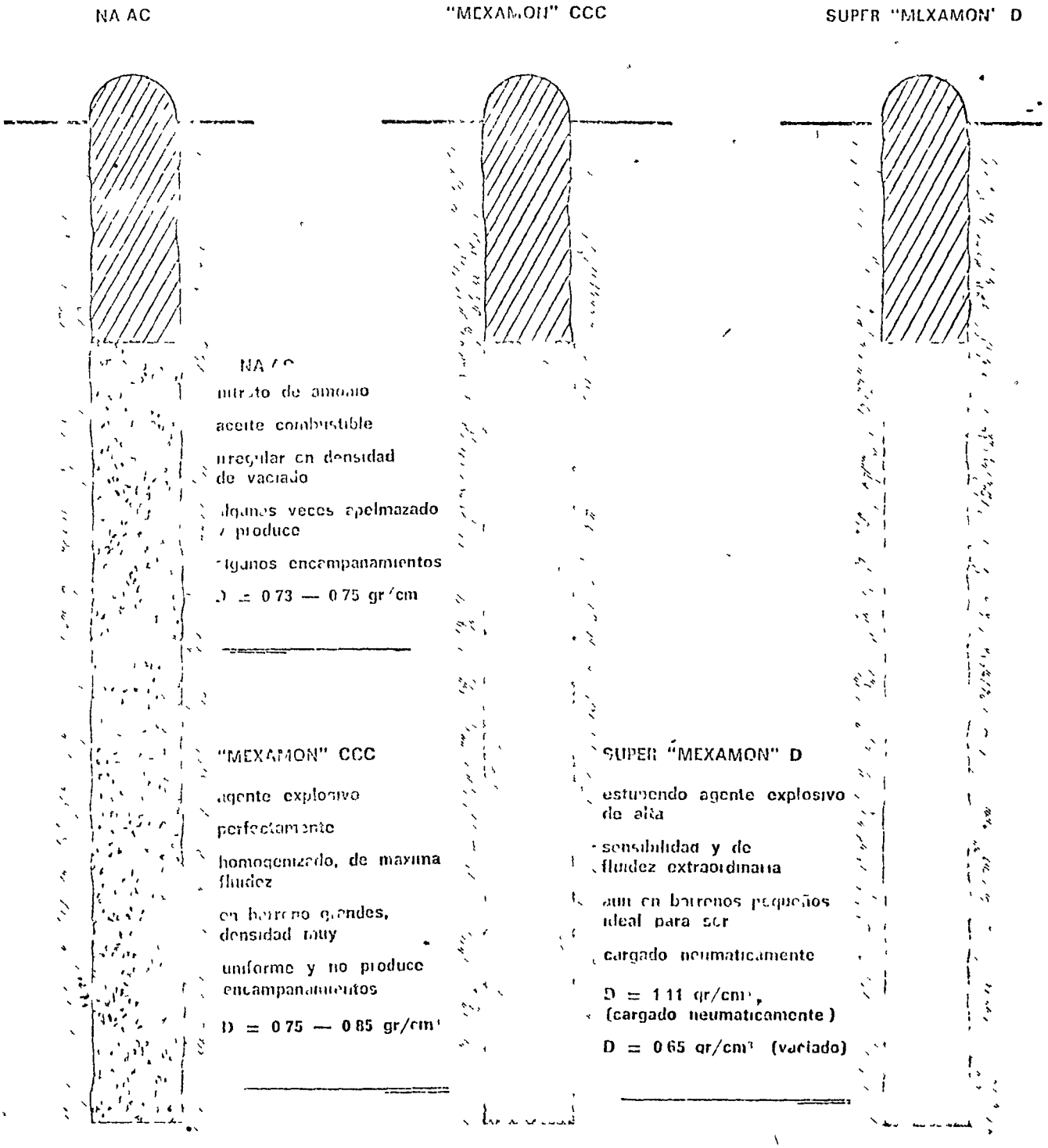
TOVEX° EXTRA es equivalente a la Gelatina Extra 70%, tiene resistencia al agua de 7 dias minima en agua estatica

Densidad 1 35 gms /c c
Velocidad 5 486 Mts / seg en 5" de ϕ en aire

Viene empacado en tubos de polietileno de 5" y 6' de diametro Se carga rasgando la bolsa o tubo de polietileno y dejando caer el producto gelatinoso libremente al barreno

Llena perfectamente el hueco del barreno sin dejar espacios anulares vacios consiguiendose asi la mayor densidad posible por metro lineal de barrenacion comparada con cualquier otro producto

El cebo recomendado es un cebo de alta presion de detonacion DETOMEX°



COMO RESUELVE TOVEX® EXTRA LOS PROBLEMAS

TOVEX® EXTRA al vaciarse directamente sobre el barreno y llenar el hueco de este completamente sin dejar espacios anulares vacios, cumple lo siguiente

a) Concentra la mayor energia disponible en la carga de fondo

b) Tiene una gran potencia (70%)

c) Se vende a un precio muy inferior al de otros productos que puedan competirlo

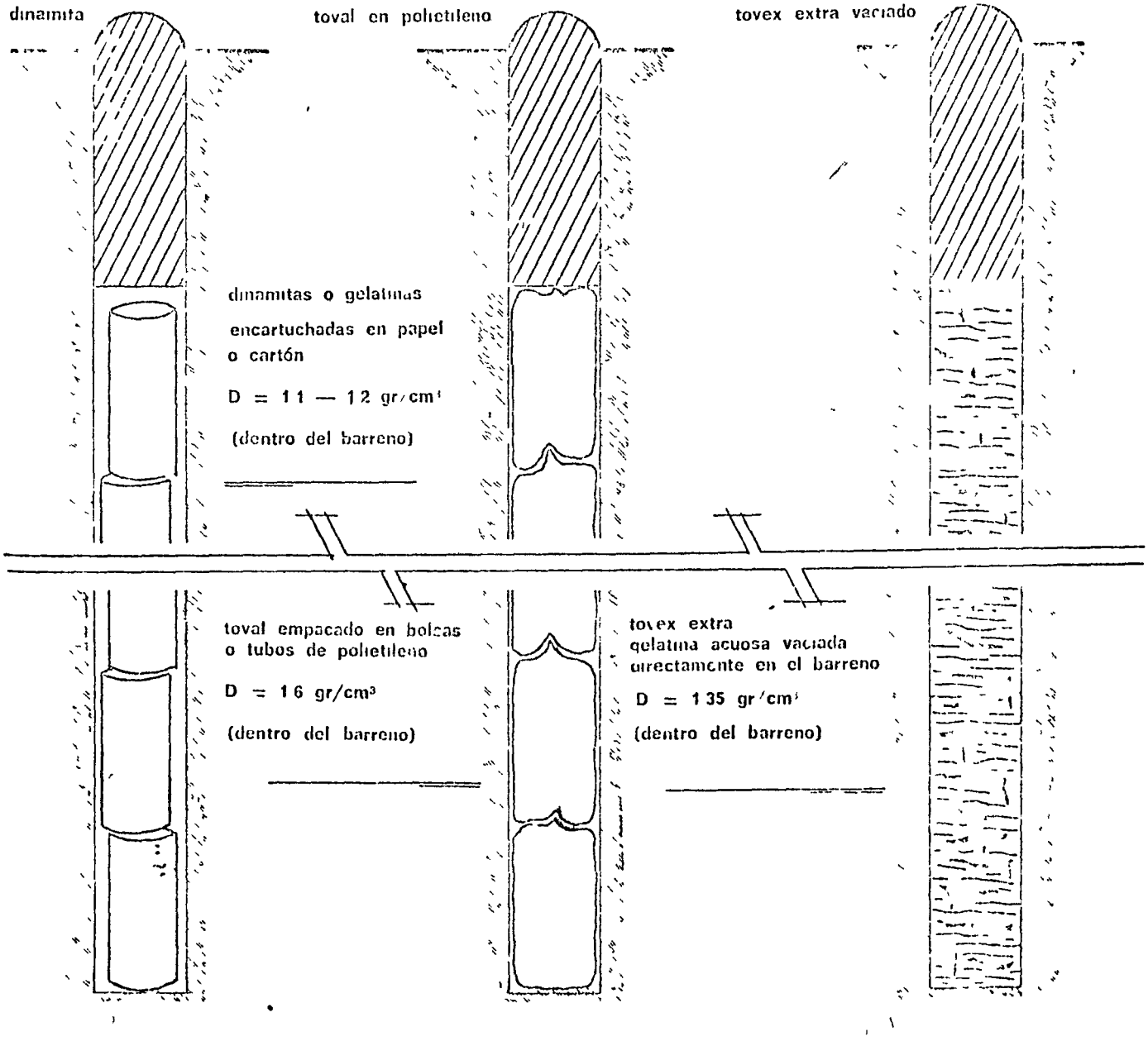
d) Al combinar la alta densidad de carga por M L de barreno, con la vigorosa accion explosiva de este producto, se logra vencer el esfuerzo cortante en la pata en las condiciones mas adversas

e) Se puede combinar al usarse TOVEX® EXTRA en la carga de fondo y "Mexamon" en la carga de columna

1 —Con "Mexamón" CCC (D=0 75 0 85 gms /c c) si la dureza de la roca y la expansion maxima de plantilla lo ameritan

2 —Con Super "Mexamon" D, (D=0 65 gms /c c) cuando la roca es de mediana dureza o si se necesita por condiciones especiales de la roca y de la barrenacion que el producto explosivo en la carga de columna ocupe mayor volumen y asi deje menor taco

Tambien puede combinarse con NA AC, pero sin aprovechar la baja densidad del Super "Mexamon" D, ni la alta densidad del "Mexamon" CCC



EJEMPLO

En una explotacion a cielo abierto estan haciendo un banqueo con las siguientes caracteristicas

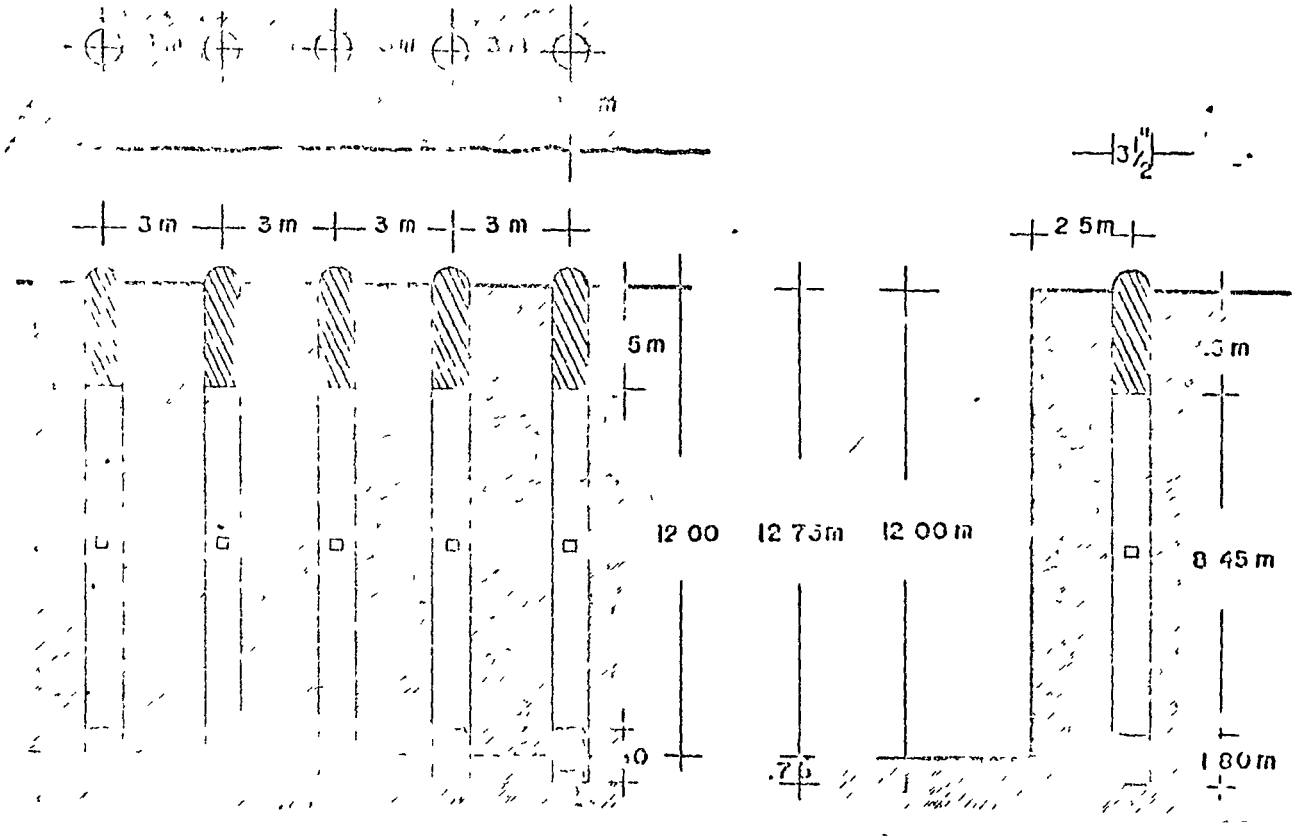
ϕ DE la BARRENACION = 3 1/2 = 8 9 CMS

ALTURA DEL BANCO = ALTURA DE LA CARA = AC = 12 00 MTS

B = 2 50 MTS
PB = 12 75 MTS.
T = 2 50 MTS

E = 3 00 MTS
SP = 0 75 MTS
V = 2 50 x 3 00 x 12 00 = 90M³

FACTOR DE CARGA = 0 5 KG/M³ 90M X 0 5 KG/M³ = 45 KG DE EXPLOSIVOS/BARRENO



COSTOS $ 7 00/KG = GELATINA EXTRA 60% = 20% DE 45 KG = 9 00 KGS
$ 1 50/KG = NA — AC = 80% DE 45 KG = 36 00 KGS
$ 25 00/ML = BARRENACION — 12 75 M L

Costos a) $\frac{9 \text{ Kg} \times \$\ 7\ 00/\text{Kgs}}{90\ \text{M}^3}$ = Coeficiente CeboM³ = $ 0 700

b) $\frac{36 \text{ Kg} \times \$\ 1\ 5/\text{Kgs}}{90\ \text{M}^3}$ = Coeficiente de A Explosivo/M³ = $ 0 600

c) $\frac{12\ 75 \text{ ML} \times \$25\ 00/\text{ML}}{90\ \text{M}^3}$ = Coeficiente de Barrenación/M³ = $ 3 542

d) Costo Total por M³ = $ 4 842

e) $\frac{\text{Costo Total/M}^3}{\text{Tons /M}}$ = Costo Total/Tonelada = $ 1 86/Ton

Los 9 Kgs de G E 60% Caben en 1 80 Mts , los 36 Kgs de NA AC caben en 8 45 Mts

EJEMPLO·

Otra explotacion también a cielo abierto sigue las reglas fundamentales de barrenacion en banqueo y con ellas obtiene las siguientes caracteristicas

Usa el mismo diametro que el ejemplo anterior y la misma altura de cara y usa el bordo Correcto B = 40 X ϕ del barreno

ϕ DE LA BARRENACION = 3 1/2 = 8 9 Cmts.

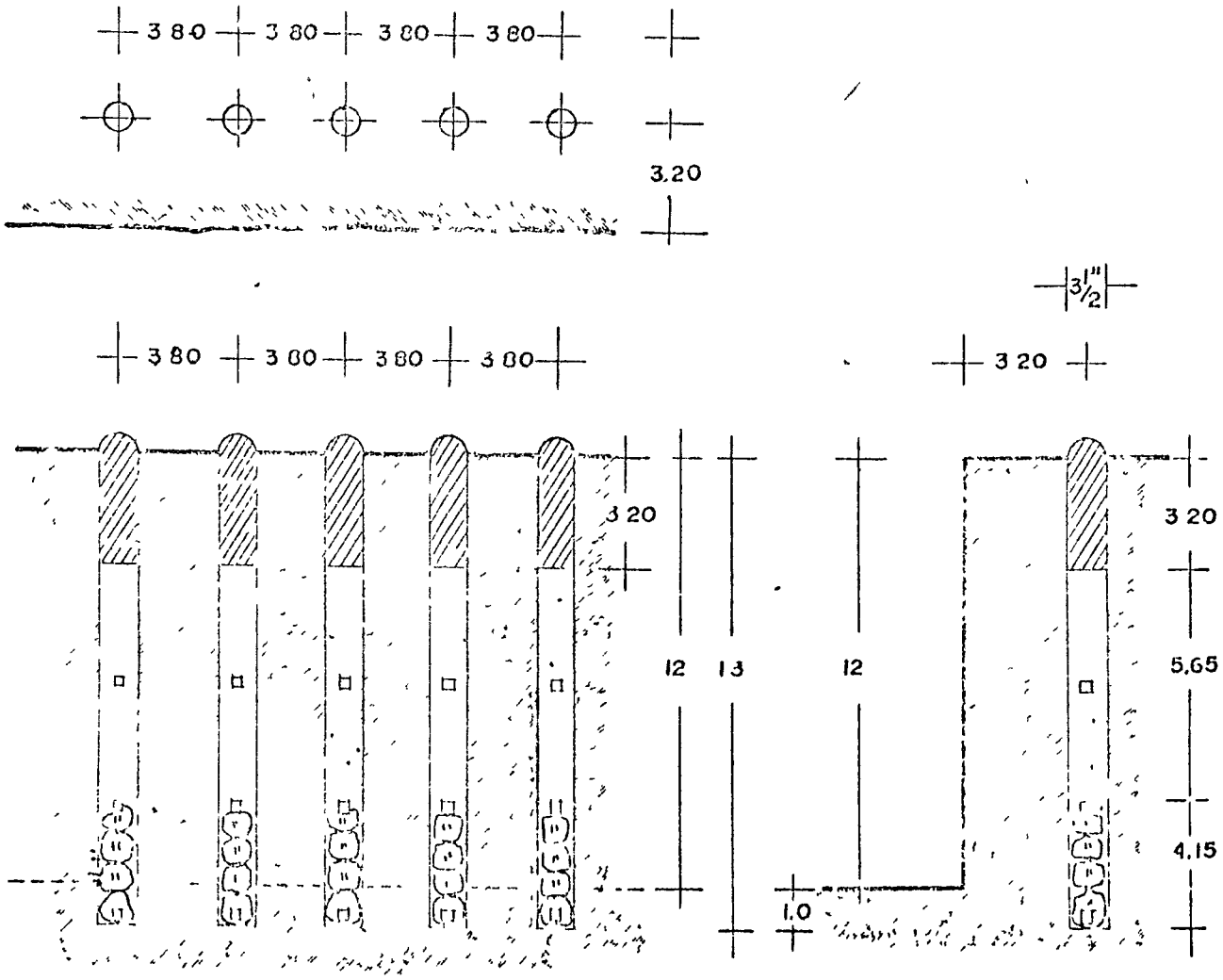
Altura del Banco = Altura de la Cara = AC = 12 00 Mts

B =	3 20 Mts	E =	3 80 Mts
PB =	13 00 Mts	SP =	1 00 Mts.
T =	3 20 Mts	CF =	4 16 Mts

V = 3 20 X 3 80 X 12 00 = 145 92 M³
= 146 M³

Factor de Carga = 0 5 Kgs / M³

CF = 4 16 Mts = 40 Kgs de "TOVAL" (CF)= 6 65 = 33 Kgs de "MEXAMON" CCC (CC)



Costos	146' X 0 5 Kgs / M'	= 73 Kgs de Explosivo/Barreno		
$ 6 5 /Kg	= "Toval" 75%	= 4 16 Mts. de C F.	= 40 00 Kgs de "Toval"	
$ 1 95/Kg	= "Mexamon" CCC	= 6.65 Mts de C C.	= 33 00 Kgs. de "Mexamon" CCC	
$ 25 00/ML	= Barrenación	= 13 00 Mts de P B	= 13 00 M L de Barrenacion	

a) $\frac{40 \text{ Kgs} \times \$\ 6\ 5/\text{Kg}}{146\ M^3}$ = Coeficiente de Cebo/M' = $ 1 78

b) $\frac{33 \text{ Kgs} \times \$\ 1\ 95/\text{Kg}}{146\ M'}$ = Coeficiente de A Explosivo/M' = $ 0 44

c) $\frac{13\ 00\ \text{ML} \times \$25\ 00}{146\ M'}$ = Coeficiente de Barrenación/M' = $ 2 22

d) Costo otal por Metro Cúbico = $ 4 44

e) $\frac{\text{Costo Total}/M'}{\text{Tons}/M^3}$ = Costo Total/Tonelada = $ 1.70/Ton

COMO HACER USO DEL CUADRO DE COSTO DE VOLADURA

Por su flexibilidad se le puede adaptar a cualquier clase de operacion de voladura Esta libreta servira de suplemento a sus instrucciones y de guia de referencia cuando se necesite

Hay que seguir los siguientes pasos:

Llénense todos los espacios para identificar la voladura, la fecha, el por que, y los demas datos pertinentes Despues de hacer unos cuantos trabajos, esta informacion vendra a tener mucho más significado que los resultados de una sola voladura Una confrontacion de todos los hechos con todos los costos puede sugerir cambios en lo que se refiere al ahorro y a la utilidad

EN LAS PAGINAS SIGUIENTES.

Estan paso a paso el registro de los costos agrupados bajo los rubros principales de PERFORACION, VOLADURA PRIMARIA, MONEO SECUNDARIO Y EXCAVACION, CARGA, ACARREO Y QUEBRADO DE PIEDRA, mas un encabezado por separado para VARIOS

Bajo los rubros principales, los costos se subdividen en COSTOS DE OPERACION, MATERIALES Y ACCESORIOS Y MANTENIMIENTO Y REPARACIONES Se ha hecho esto para ayudarle a efectuar un análisis de los costos individuales.

CUADRO DE COSTO DE VOLADURA*

Nombre de la Compañía .

Fecha de voladura - Lugar . .

El por que de la voladura . .. .

Proyecto . . .

Número de barrenos . -

Profundidad promedio de atacadura .

Profundidad promedio de barreno

Altura promedio de frente

Extensión completa del tiro

Distancia de la linea de atras de los barrenos a media altura del frente (carga total promedio)

Cantidad de piedra (u otro material) producida por la voladura

Cantidad y clase de iniciadores empleados .

Cantidad total, potencia y tamaño de explosivos empleados . . .

Factor Carga (Kgs /M³ y Kgs /ton)

Cebo Carga de fondo .

Carga de Columna

Explosivos empleados

Comentarios (evaluacion del quebrado)

A) Costo de Barrenacion/ML X Metros Lineales/Barreno / Volumen en M /Barreno — $ ———/M³ = Coeficiente de barrenación/M³

B) Costo Explosivo (Iniciador)/Kg X Kgs Usados/Barreno / Volumen en M³/Barreno — $ ———/M = Coeficiente de Iniciador/M³

C) Costo Explosivo (Carga de Fondo)/kg X Kgs Usados/Barreno / Volumen en M³/Barreno — $ ———/M³ = Coeficiente de Explosivo/M³

D) Costo Agente Explosivo/Kg X Kgs Usados/Barreno / Volumen en M /Barreno — $ ———/M³ = Coeficiente de A Explosivo/M³

ACCESORIOS·

E) Costo de Primacord/ML X Metros Lineales Usados/Barreno / Volumen en M /Barreno — $ ———/M³ = Coeficiente de Primacord/M³

F) Costo de Conector/Pieza X Numero de Conectores/Barreno / Volumen en M /Barreno — $ ———/M³ = Coeficiente de Conectores/M³

G) Costo Fulminantes/Pieza X Num de Fulminantes/Barreno / Volumen en M³/Barreno — $ ———/M³ = Coeficiente de Fulminantes/M³

H) Costo Estopin/Pieza X Num de Piezas Usadas/Barreno / Volumen en M³/Barreno — $ ———/M = Coeficiente de Estopin/M

I) Costo de Mecha/ML X Metros Lineales/Barreno / Volumen en M /Barreno — $ ———/M = Coeficiente de Mecha/M³

* Datos tomados del Instituto de Fabricantes de explosivos de los Estados Unidos

GUIA DE COSTOS

A) BARRENACION (Costo por Metro Lineal) = $ _____/Metro Lineal

B) EXPLOSIVO (Iniciador de Alta Velocidad Geomex) = $ _____/Kilogramo

C) EXPLOSIVO (Cebo, Carga de fondo) = $ _____/Kilogramo

D) AGENTE EXPLOSIVO (Carga de columna) = $ _____/Kilogramo

ACCESORIOS

E) PRIMACORD = $ _____/Metro Lineal

F) CONECTORES MS PARA PRIMACORD = $ _____/Pieza

G) FULMINANTES $ _____/Pieza

I) MECHA = $ _____/Metro Lineal

A) COEFICIENTE DE BARRENACION/M^3 = $ _____

B) COEFICIENTE DE INICIADOR/M^3 = $ _____

C) COEFICIENTE DE EXPLOSIVO/M^3 = $ _____

D) COEFICIENTE DE AGENTE EXPLOSIVO/M^3 = $ _____

E) COEFICIENTE DE PRIMACORD/M^3 = $ _____

F) COEFICIENTE DE CONECTORES/M^3 = $ _____

G) COEFICIENTE DE FULMINANTES/M^3 = $ _____

H) COEFICIENTE DE ESTOPIN/M^3 = $ _____

I) COEFICIENTE DE MECHA/M^3 = $ _____

COSTO TOTAL POR M^3 = $ _____

COSTO TOTAL POR M^3

TONS DE ROCA POR M^3 (Densidad de la roca) = $ = COSTO TOTAL POR TONELADA

VOLADURA _____

PERFORACION

Si el costo por metro es conocido, no se tomen en cuenta los pasos u operaciones intermedias que abajo se indican Solamente multiplíquese el costo por metro $, por la profundidad total de perforacion Mts y muestrese el resultado como COSTO TOTAL DE PERFORACION Debe tenerse en cuenta que el Costo total de Perforacion debe reflejar todos los factores de costo que abajo se listan

COSTOS DE OPERACION

1) Mano de obra y supervisión (perforacion y limpieza de barrenación) _____
2) Costo del equipo (amortización depreciacion asignada o costo del alquiler) _____
3) Costo de fuerza motriz o combustible para el equipo _____

MATERIALES Y ACCESORIOS

1) Costo de barrenas (zancos) y brocas (pastillas) (precio real o prorrateado) _____

MANTENIMIENTO Y REPARACION

(Costo real o prorrateado) _____

1) Mano de obra _____
2) Accesorios y Refacciones _____

COSTO TOTAL DE PERFORACION _____

Divídase entre el total de toneladas o metros cubicos (.)*

Costo de Perforación por tonelada o metro cúbico _____

VOLADURA PRIMARIA

COSTO DE OPERACION

1) Mano de obra y supervision (incluyendo manejo y carga de explosivos y poblado de barrenaciones — mas cualquier trabajo de limpieza que se necesite despues de la voladura) _____
2) Costo del equipo (úsese amortizacion — depreciacion asignada) _____
3) Fuerza motriz y combustible (para camiones y equipo usados en el manejo y limpieza) _____

MATERIALES Y ACCESORIOS

1) Explosivos primarios de alta potencia para carga de fondo y para carga de columna _____
2) Accesorios para la voladura (fulminantes, estopines, cebo, dinamita, mecha, primacord y otros materiales empleados) _____

MANTENIMIENTO, REPARACION Y REPUESTOS (Costos reales o prorrateados)

1) Mano de obra _____
2) Refacciones y accesorios (incluyendo articulos de repuestos) _____

COSTO TOTAL DE VOLADURA PRIMARIA _____

Dividase entre el total de toneladas o metros cubicos ( )*

Costo de Voladura Primaria por tonelada o metro cubico _____

* Muestrese aquí el total de metros cubicos o toneladas de piedra disponible producido por la voladura o durante el periodo que se está midiendo El tonelaje o volumen puede ser computado al tiempo de ir pasando por la quebradora o "sobre la piedra" que se entrega a la quebradora Úsese ya sea metros cubicos o toneladas, pero no ambas medidas

FECHA DE VOLADURA O PERIODO ABARCADO _____ LUGAR _____

MONEO SECUNDARIO DE PIEDRA

COSTOS DE OPERACION

1) Mano de obra y supervision _____

2) Costo del equipo (usese porcentaje asignado de amortizacion-depreciacion) _____

3) Costo de fuerza motriz o combustible para el equipo (para pistolas, compresoras, etc.) _____

MATERIALES Y ACCESORIOS

1) Costo de explosivos secundarios (Dinamita, "Mexamon") _____

2) Accesorios para tronada (moneo) (Fulminantes, Primacord, Mecha alambre o cualquier otro material empleado) _____

3) Pastillas de taladro (brocas) _____

MANTENIMIENTO, REPARACION Y REPUESTOS (efectivo o prorrateado)

1) Mano de obra _____

2) Refacciones y accesorios (incluyendo articulos de repuesto) _____

COSTO TOTAL DE MONEADO SECUNDARIO DE PIEDRA _____

Dividase entre el total de toneladas o metros cubicos ( )*

Costo de Moneado Secundario por tonelada o metro cubico _____

EXCAVACION, CARGA, ACARREO Y QUEBRADO DE PIEDRA

COSTO DE OPERACION

1) Mano de obra y supervisión _____

2) Costo del equipo (palas, camiones y quebradora primaria solamente) (usese porcentaje asignado de amortizacion-depreciacion) _____

3) Fuerza motriz o combustible _____

MANTENIMIENTO Y REPARACION (Ya sea el efectivo o prorrateado)

1) Mano de obra _____

2) Refacciones y accesorios _____

COSTO TOTAL DE LA EXCAVACION CARGA, ACARREO Y QUEBRADO DE PIEDRA _____

Dividase entre el total de toneladas o metros cubicos ( )*

Costo de Excavacion, Carga, Acarreo y Quebrado por tonelada o metro cúbico _____

VARIOS

(Se incluiran aqui todos los demas gastos, como son seguro por la voladura o periodo comprendido, y otros gastos no incluidos antes)

COSTO TOTAL DE VARIOS _____

Dividase entre el total de toneladas o metros cubicos ( )*

Costo de Varios por tonelada o metro cubico _____

* Muestrese aqui el total de metros cubicos o toneladas de piedra disponible producido por la voladura o durante el periodo que se está moneado. El tonelaje o volumen puede ser computado al tiempo de ir pasando por la quebradora o sobre la piedra que se entrega a la quebradora. Usese ya sea metros cubicos o toneladas, pero no ambas medidas.

REVISE USTED ESTAS PREGUNTAS — INFLUYEN DE MANERA DIRECTA SOBRE SU CUADRO DE UTILIDAD Y COSTOS.

PERFORACION

¿Se esta usando para la piedra una perforadora adecuada en cuanto a distancia y carga, lo mejor posible? _____

¿Seria posible ahorrar dinero acortando la distancia entre barrenos y haciendo uso de explosivos de mas baja potencia? _____

¿Seria posible ahorrar mas, aumentando la distancia entre barrenos y haciendo uso de explosivos de mas alta potencia? _____

¿Seria posible efectuar ahorros perforando a base de un contrato, más bien que amortizar nuestro equipo de perforacion? _____

EXPLOSIVOS

¿Es la potencia de los explosivos primarios la mas economica para la piedra? (Vease los costos de perforación) _____

¿Se puede ahorrar dinero en trabajos secundarios, excavacion, carga y trituracion si la voladura primaria es más efectiva? _____

¿Es el costo de la mano de obra excesivo para una voladura de tales dimensiones? _____

¿Es el costo de la tronada secundaria mas alto que lo que debe ser tomando en cuenta la cantidad de piedra producida? _____

¿Estorbo a otras actividades la voladura o la carga? _____

¿Se estan empleando los medios más eficaces para iniciar las voladuras? _____

¿Es el punto de iniciación correcto? _____

EXCAVACION, CARGA, ACARREO Y QUEBRADO

¿Seria posible acortar el tiempo de mano de obra o de mantenimiento de la pala mediante un quebrado mejor de la piedra o sea un monton de rezaga mas reducido? ¿Se puede lograr esto, modificando el plan de perforacion, potencia de explosivos o sea metodo de volar? _____

¿Se cancelaran algunos pedidos, o se pagaran multas debido a que la produccion se quedo atras de lo proyectado o sea la demanda? _____

¿Se está volando la cantidad maxima de piedra aprovechable? ¿Reducen las utilidades los finos o piedras grandes? _____

OTRAS PREGUNTAS

¿Existe algún paso en la operacion de manejo o voladura el que nos expone a quejas por vibracion, litigios costosos, o accidentes, los cuales pueden acabar con los ahorros? _____

¿Estamos haciendo todo lo posible a fin de promover tanto la seguridad como buenas relaciones publicas? _____

COSTOS DE OPERACION

Algunas compañias han establecido un costo por metro Si se tiene este costo por metro, solamente multipliquese por la profundidad total de perforacion, mostrando el resultado como costo total de perforacion Sin embargo, hay que tener en cuenta que su costo por metro debe reflejar todos los factores de costo que abajo se listan didad total de perforacion, mostrando el resultado como costo total de perforacion Sin embargo, hay que tener en cuenta que su costo por metro debe reflejar todos los factores de costo que abajo se listan

1) Mano de obra y supervisión—Este debe incluir el costo del personal que se necesita para examinar y localizar los barrenos, operar las perforadoras y limpiar los barrenos El salario por hora por trabajador se puede obtener de los registros del Departamento de Personal Hay que calcular aproximadamente cuantas horas-hombre se ocuparon en este trabajo Multipliquese por su cuota por hora Muestrese el costo del total de horas-hombre de esta operacion en el renglon de enfrente de esta partida

2) Costo del equipo—Si se alquila el equipo de perforacion para un trabajo, o si se hace un contrato con alguien para hacer la perforacion, el costo es conocido y se puede asentar Sin embargo, si se está haciendo uso de su propio equipo con porcentajes de amortizacion-depreciacion, ya asignados para cubrir su costo, hay que calcular que parte de la vida útil del equipo debe aplicarse a este trabajo en particular Por ejemplo, si un trabajo de perforacion tarda tres meses y su perforadora tiene una vida util estimada en diez años, el costo de la perforadora para solamente este trabajo debe representar el 2 5 por ciento de su precio total Ya calculado el costo del equipo muestrelo en el renglon de enfrente de esta partida

3) Costo de fuerza motriz o combustible para el equipo—Por experiencia puede ser que se conozca el consumo de combustible o energia electrica de su equipo, de modo que se puede estimar dicho consumo en relacion con el tiempo que se pase haciendo la perforacion En su defecto, hay que obtener a alguien para vigilar el consumo de fuerza motriz o combustible y el se encargara de reportar los resultados Asientese el resultado en el renglon de enfrente de esta partida

MATERIALES Y ACCESORIOS

1) El costo de brocas y barrenas formara aquí la partida principal Si se puede extender el uso de estos materiales por mas de una voladura, conviene prorratear su costo entre el numero de voladuras para las que sirvieron La experiencia le indicara la mejor aproximacion en este caso Asientese el costo en el reglon de enfrente de esta partida

MANTENIMIENTO Y REPARACIONES

1) Mano de obra—Calculese el número de "horas hombre" para el personal de reparaciones o mantenimiento, las cuales son aplicables a la voladura Si existe un grupo permanente para mantenimiento, de tiempo completo, hay que prorratear el tiempo dedicado a la voladura en cuestion, ya sea que fuera efectivamente para hacer reparaciones o no Desde luego, si este grupo hace otro tanto en otro trabajo, no se debe cargar en cuenta su tiempo mas de una vez Hagase el computo del salario por hora de todo el personal en cuestion Sumese esto Pongase el costo en el renglon de enfrente de esta partida

2) Refacciones y accesorios—Hagase el calculo de las refacciones y accesorios de perforación los cuales se utilizaron en la voladura Si no se agotaron en esta sola voladura, cárgese en cuenta la parte de su costo que es aplicable Pongase el costo en el renglon de enfrente de esta partida

Ahora bien, sumense todas las partidas de costo arriba anotadas

Pongase el total en el renglón doble de enfrente de COSTO TOTAL DE PERFORACION

Dividase el costo total de perforacion entre el total de toneladas (o metros cubicos) de material producido

Ponga esta cifra en el renglon de COSTO DE PERFORACION POR TONELADA O METRO CUBICO

——— ::: ———

VOLADURA PRIMARIA

COSTOS DE OPERACION

1) Mano de obra y supervision —Es e debe incluir el costo de todo el personal que se necesita para el manejo, carga y supervision de la voladura, mas cualquier limpieza general posterior a la misma Se puede obtener el salario por hora por trabajador, del Departamento de Personal Calculese cuantas horas hombre se ocuparon en este trabajo Multipliquese por su cuota por hora Muestrese el costo del total de horas para todos los trabajadores de esta operacion, en el renglon de enfrente de esta partida

2) Costo del equipo — Este normalmente consistira en camiones de carga de los explosivos, o sean dispositivos de carga o rezaga Si se esta haciendo uso de sus propios camiones, hay que calcular la depreciacion, aun cuando poca, aplicable a este trabajo en particular Si se esta empleando algun equipo en especial como es el que se usa para preparar nitrato de amonio como aditivo auxiliar para las voladuras, hay que incluir la parte proporcional de su costo Pongase el costo de todo el equipo en el renglon de enfrente de esta partida

3) Costo de fuerza motriz o combustible para el equipo —Principalmente este es el costo de gasolina y combustible para el equipo dedicado al manejo o carga de explosivos Colóquese el costo total de fuerza motriz o combustible en el renglon de enfrente de esta partida

MATERIALES Y ACCESORIOS.

1) Explosivos primarios de alta potencia y/o agentes explosivos ("Mexamon") (NA-AC).— Esta resultara ser la partida principal de costo en una voladura grande Hay que incluir el costo de los explosivos basicos y/o de los auxiliares (así como combustible si se usa)

2) Accesorios para la voladura —Se incluira aqui el costo de las capsulas detonantes, fulminantes y estopines, mecha, primacord, alambrado electrico y cualesquiera otros materiales consumidos por esta voladura, o sea, durante el periodo cubierto por el cuadro

MANTENIMIENTO, REPARACION Y REPUESTOS

1) Mano de obra —Calcúlese el número de horas hombres para trabajos de reparacion o mantenimiento que se necesitaron para el equipo usado directamente en la voladura si asi es el caso Hagase el computo del salario por hora de todo el personal en cuestion Sumese esto, poniendo el costo en el renglon de enfrente de esta partida

2) Refacciones y accesorios —Aquí se tomaran en cuenta refacciones para camiones y trabajos de engrase, sin embargo, si el costo abarca mas de una sola voladura, se debe prorratear Tambien se recomienda que bajo esta clasificacion se incluyan la reparacion y el repuesto de accesorios especiales, tales como cintas para medir, varillas atacadoras, pinzas de capsulas y cosas por el estilo Sumense los costos, colocando el total en el renglon de enfrente de esta partida

Ahora bien, sumense todas las partidas de costo arriba anotadas

Pongase el total en el renglon doble de enfrente de COSTO TOTAL DE VOLADURA PRIMARIA

Dividase el costo total de voladura primaria entre el total de toneladas (o metros cubicos) de material producido

Pongase esta cifra en el renglón de COSTO DE VOLADURA PRIMARIA POR TONELADA O METRO CUBICO

MONEO SECUNDARIO DE PIEDRA

Como cosa ideal el costo del moneo secundario debe resultar en cero si la voladura primaria se efectua con todo exito Por desgracia éste no es siempre el caso La tronada secundaria siempre sale costosa en relacion a la cantidad de material que efectivamente se quiebra Los costos que apareceran abajo dependeran de si se hace la tronada secundaria por voladura o marro

COSTOS DE OPERACION.

1) Mano de obra y supervisión.—Hay que incluir el costo de todo el personal que interviene en la operacion del equipo, el manejo o carga de los explosivos y en la atacadura si se hace, así como todo el tiempo de los sobrestantes Sera necesario obtener la cuota por hora-hombre de cada trabajador Sumese el costo colectivo del trabajo y pongase el costo total tiempo en el renglón de enfrente de esta partida

2) Costo del equipo —Se incluirá aquí una parte proporcional del costo del equipo pesado que se ocupa en esta voladura en particular El metodo de depreciacion sera igual al que se emplearia para cualquier otro equipo, precio total dividido entre esa parte de su vida util, la cual es aplicable a este trabajo Tambien se debe incluir la depreciacion sobre compresoras y equipo de perforacion si se usa Muestrese el costo total en el renglon de enfrente de esta partida

3) **Costo de fuerza motriz o combustible** — Sumese el costo de gasolina y combustible para compresoras y perforadoras Si el consumo no es conocido hay que averiguarlo Coloquese el costo total de fuerza motriz o combustible en el renglon de enfrente de esta partida

MATERIALES Y ACCESORIOS.

1) **Costo de explosivos secundarios** —Asientese el costo de todos los explosivos usados en el moneo secundario en el renglon de enfrente de esta partida

2) **Accesorios para moneo** —Se incluye aqui el costo de las capsulas mecha, dinamita, "Mexamon", fulminantes alambre electrico y cualesquiera otros materiales consumidos por el moneo secundario Pongase el total en el renglon de enfrente de esta partida

3) **Pastillas de Barrenas (brocas)** —Cuando sea necesaria la perforacion para la tronada secundaria, hagase un computo del costo de las brocas y pastillas usadas, o sea, de esa parte de su costo si sirvieron por mas de una voladura Pongase este costo en el renglon de enfrente de esta partida

MANTENIMIENTO, REPARACION Y REPUESTOS

1) **Mano de obra** —Calculese el numero de horas-hombres para trabajos de reparacion o mantenimiento en la tronada secundaria Si existe un grupo permanente para mantenimiento, hay que prorratear el tiempo dedicado a la tronada ya sea que se hicieran reparaciones o no Por supuesto si el grupo se ocupo en otro trabajo, no se debe cargar en cuenta su tiempo mas de una vez Hágase el calculo del salario por hora de todo el personal trabajando Sumese esto poniendo el costo en el renglon de enfrente de esta partida

2) **Refacciones y accesorios** —El costo de las refacciones de compresoras, perforadoras y otro equipo se puede calcular aqui debiendose prorratear si dicho costo cubre mas de una voladura Pongase el total en el renglon de enfrente de esta partida

Sumense todas las partidas de costo arriba anotadas

Pongase el total en el renglon doble de enfrente de COSTO TOTAL DE MONEO SECUNDARIO DE PIEDRA

Dividase el costo total de moneo secundario entre el total de toneladas (o metros cubicos) de material producido

Pongase esta cifra en el renglon de COSTO DE MONEO SECUNDARIO POR TONELADA O METRO CUBICO

EXCAVACION, CARGA, ACARREO Y QUEBRADO DE PIEDRA

COSTO DE OPERACION

1) **Mano de obra y supervisión** — Hay que calcular el numero de horas-hombres de todo el personal trabajando en excavacion, carga, acarreo y quebrado de piedra Obtenido el salario por hora de cada trabajador, sumese el costo colectivo para el trabajo y pongalo en el renglon de enfrente de esta partida Por primera vez resulta ser una cosa bastante dificil, no obstante, la cifra por hora quedara constante por un largo periodo

2) **Costo del equipo** —Aqui, tomese en cuenta la depreciacion de todos los camiones y palas, asi como de la quebradora primaria A esta voladura se asignara la parte de su vida util y de su costo Pongase el importe en el renglon de enfrente a de esta partida Como en el caso anterior, este calculo resulta ser algo dificil por primera vez, sin embargo no cambiara por mucho tiempo

3) **Fuerza motriz o combustible** —Por experiencia puede ser que sabra el consumo de combustible o energia electrica necesario para la operacion de camiones, palas, quebradoras, etc Si éste no es el caso, hay que averiguarlo para ponerlo en el renglon de enfrente de esta partida

MANTENIMIENTO Y REPARACION

1) **Mano de obra** —Calculese el numero de horas-hombres para trabajos de reparacion o mantenimiento, necesarios para tener en buen estado los camiones, palas y quebradora primaria durante el periodo en que se trabajaba la piedra de esta voladura Si se tiene un grupo de mantenimiento permanente, hay que prorratear una parte de su tiempo a esta voladura aun cuando no se hicieran reparaciones Por supuesto, si el grupo se ocupo en otro trabajo, no se debe cargar en cuenta su tiempo mas de una vez

Hagase el calculo del salario por hora de todo el personal trabajando, sumelo y pongalo en el renglon de enfrente de esta partida Tambien hay que tratar de identificar cualquier reparacion que se origine de esta voladura para cargarla en cuenta directamente

2) **Refacciones y accesorios** —Pongase aquí el costo total de refacciones para las palas, camiones y otro equipo que se haya usado en la excavacion, carga, acarreo y quebrado de piedra Hay que prorratear el costo si cubre mas de una voladura, asentando el total en el renglon de enfrente de esta partida

Sumense todas las partidas de costo arriba anotadas

Pongase el total en el renglon doble de enfrente de COSTO TOTAL DE EXCAVACION, CARGA, ACARREO Y QUEBRADO DE PIEDRA

Dividase el costo total de excavacion, carga, acarreo y quebrado entre el total de toneladas (o metros cubicos)

Pongase esta cifra en el renglon de COSTO DE EXCAVACION, CARGA, ACARREO Y QUEBRADO DE PIEDRA POR TONELADA O METRO CUBICO

COSTOS VARIOS

Bajo esta clasificacion se incluiran todos los demas gastos que no se puedan poner comodamente bajo los encabezados que anteceden Por ejemplo, el seguro es un gasto que se puede prorratear entre voladuras individuales a fin de obtener un costo real por voladura También cuando sea posible, se aplicaran aqui otras partidas de gastos generales y de administracion El criterio que se debe seguir para esta clasificacion es el de considerar todo lo que se gasta en la operacion Si no se puede poner bajo Perforacion, Voladura Primaria o Secundaria o Excavacion, Carga, Acarreo y Quebrado, quizas se pueda desglosar para incluir una parte proporcional en los costos varios de la voladura en cuestion

Sumense todos los costos varios de este trabajo

Pongase el total en el renglon de enfrente de COSTO TOTAL DE VARIOS.

Dividase el costo total de varios entre el total de toneladas (o metros cubicos) de material producido

Pongase esta cifra en el renglon de COSTO DE VARIOS POR TONELADA O METRO CUBICO

De interes especial sera una comparacion de todas las cifras en el cuadro de una voladura dada, con las de voladuras anteriores Los cambios en ciertos procedimientos pueden reflejar un cambio en costos que pueden llevarlo hacia metodos de operacion mas economicos y completamente distintos

Hay un espacio para apuntes o comentarios por lo que se refiere a la voladura, cosas que se desea recordar

Una evaluacion de lo quebrado es importante, puesto que los resultados y no solamente los costos reducidos, forman la meta principal

Despues revise las preguntas en la lista para la comprobacion de las diversas operaciones para ver si esta en posibilidad de contestarlas Muchas veces las contestaciones, mas la acumulacion de los costos en las paginas 28, 29, 30 31 y 32, le serviran para mejorar su cuadro de utilidades

Ahora bien, como paso final, sumense todas las cantidades que aparecen en el renglon de COSTO POR TONELADA O METRO CUBICO

La cantidad que se arroje sera el COSTO TOTAL DE PIEDRA POR TONELADA O METRO CUBICO

Esta es la cantidad clave que da el resultado final de todos los costos acumulados Sin embargo, al calcularla, se ha anotado un numero de subtotales de costos que pueden tener mucho interes si se analizan

El Cuadro de Costo de Voladura en sí mismo no va a reducir los costos automaticamente, pero le facilita la informacion que puede aprovecharse tomando en cuenta su experiencia y conocimiento del asunto

CONCLUSIONES

Tomando en consideracion lo expuesto en el trabajo, siguiendo las reglas basicas de barrenacion y aprovechando al maximo la capacidad del barreno, mediante la utilización de explosivos adecuados en las cargas de fondo y de columna, se concluye que

1) Es posible aumentar la plantilla de barrenacion

2) Es posible aumentar el volumen de roca producida.

3) Es posible reducir los costos totales

——— :. ———

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

EXCAVACION Y REVESTIMIENTO DE TUNELES

APUNTES ENTRAGADOS POR EL ING. JOSE GUERRERO ARCOCHA

Abril de 1977.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F. Tels: 521-40-23 521-73-35 5123-123

E/MJ

ENGINEERING AND MINING JOURNAL

Printed in U S A

E/MJ
Reprinted from ENGINEERING AND MINING JOURNAL

Model rock blasting measures effect of delays and hole patterns on rock fragmentation

O. R. Bergmann, F C Wu, and J W Edl,
Experimental Station Laboratory, Polymer Intermediate Dept
E I. Du Pont de Nemours & Co , Wilmington, Del

Model rock blasting measures effect of delays and hole patterns on rock fragmentation

O. R. Bergmann, F C Wu, and J W Edl,
Experimental Station Laboratory, Polymer Intermediate Dept
E I Du Pont de Nemours & Co Wilmington, Del

IN INSTRUMENTED MODEL ROCK BLASTING EXPERIMENTS in granite blocks, best fragmentation results were obtained when delays between holes were 1 to 2 milliseconds per ft of burden and when a rectangular shothole pattern was used with spacings larger than the burden Effective fragmentation in multiple hole blasts seemed to depend primarily on the full development of the crack network around each hole before the charge in the next hole was detonated The test results showed that simultaneous or almost simultaneous initiation of shotholes in bench blasting resulted in poor fragmentation

Over the past 20 years, practice in all types of rock blasting operations has firmly established the technique of delayed blasting using millisecond delay intervals between holes and rows of holes The main advantages of millisecond delay blasting are improved rock fragmentation and reduced ground vibrations

Numerous reports on this subject have appeared in the literature over the years and a selection of references in this field is included at the end of this article However, most of the reports have been qualitative with regard to fragmentation In particular, there is a lack of information about the effects of very short and precisely controlled delay times on fragmentation in rock blasting and about the effects of different hole patterns

Recently Langefors reported results of blasting experiments on a very small scale in Lucite' acrylic resin [9] and his work indicated that rectangular borehole patterns having larger spacings than burdens produced considerably better fragmentation than square patterns in which spacings and burdens were equal However, the properties of Lucite acrylic resin are considerably different from those of typical rocks, and it was highly uncertain whether the results obtained in a plastic such as Lucite could be applied to blasting in natural rock formations

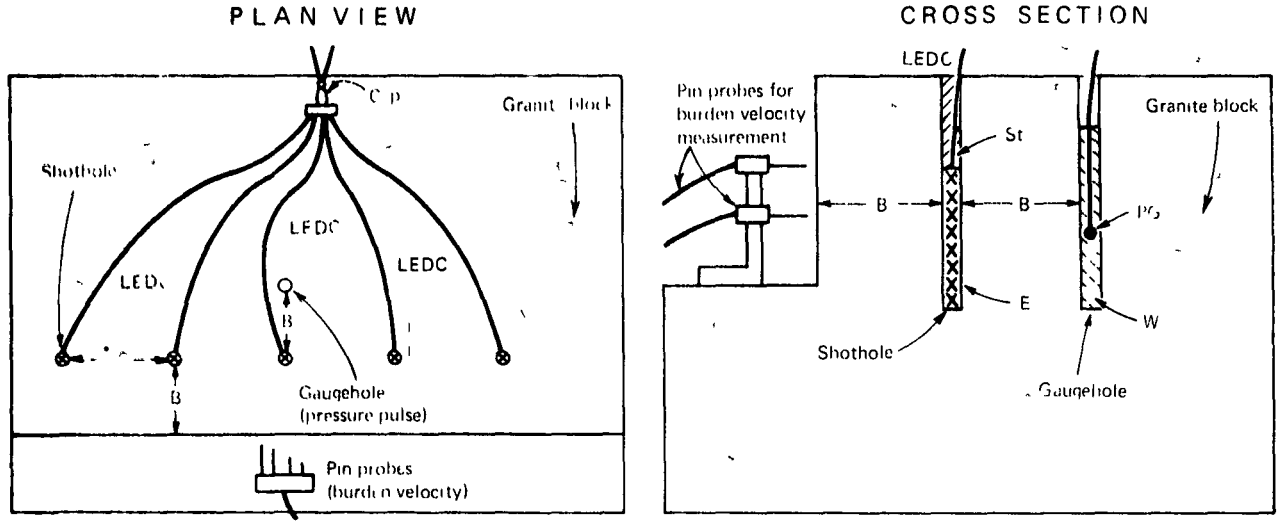
The work described here attempted to determine quantitatively the effect of very short delay times and of different shothole patterns on fragmentation in rock blasting The information was obtained from relatively large scale model blasting experiments in homogeneous blocks of granite This approach was taken in preference to field tests in quarries in order to obtain quantitative determination of fragment size distributions resulting from the blasts, which would have been very difficult in field tests

Using crack-free homogeneous blocks of granite also provided a better basis for comparing results from separate experiments made under different shooting conditions, because the unpredictable effects of preexisting cracks in normal rock formations were eliminated Granite was chosen because it is a typical representative of hard rocks encountered in many operations in the field and it was reasonable to expect that results obtained in granite could realistically be applied to many actual blasting situations

Tests shot in Vermont granite

The model blasting experiments were carried out as single-row bench blasting shots on homogeneous granite blocks obtained from the E L Smith Quarry in Barre, Vt The granite used had a compressive strength of about 30,000 psi, a tensile strength of about 1,200 psi, a density of 2 66 g per cc, and a sonic velocity of 5 200 m per sec Some of the experimental techniques used in the work were similar to those developed

FIG. 1—SCHEMATIC OF BOREHOLE ARRANGEMENT AND CHARGE INITIATION



B = Burden distance
S = Spacing between shotholes
ST = Stemming
E = Explosive
W = Water
PG = Pressure gauge
LEDC = Low energy detonating cord

in a previous model rock blasting study by the authors [20]

A critical consideration in the design of the experiments was to make the significant geometric ratios comparable to those used in field blasting operations Therefore, all experiments used columnar explosive charges in boreholes that had a reasonably high length-to-diameter ratio (about 40) and burden-to-borehole-radius ratios between 50 and 70, corresponding to typical field blasting conditions

The shots were made in rock blocks of sufficient size to simulate reasonably well the presence of a semi-infinite rock mass in back of the shotholes and to the sides To meet all of these requirements, it was necessary to work with relatively large blocks of rock, measuring in most cases about 80 in x 80 in x 50 in and weighing about 15 tons each Each block was used only once to make certain that results from a second test were not influenced by the presence of cracks produced in preceding shots

On all shots, measurements were made of 1) the fragment size distribution of the broken rock resulting from the blast, 2) burden velocity at the free face opposite the shothole, and 3) "gauge-hole pressure" produced in water-filled boreholes at one burden distance behind the shothole

The blasting technique simply consisted of using a single cap to simultaneously initiate lines of "low energy" detonating cord (1 1 DC" from Ensign Bickford Co detonation velocity 7,100 m per sec) leading to each shothole (Fig 1) By adjusting the length of cord to each hole, timing of the detonations in the holes could be controlled very accurately

The explosive used in the shotholes was in all cases EL-506C, a plastic PETN-base explosive having a density of 1 48 g per cc and a detonation velocity of about 6,900 m per sec

Two sets of pin probes, separated by a small distance from two grounded metal plates that were cemented to the rock on the vertical bench face opposite the center shothole face, were used in conjunction with an oscilloscope circuit to determine burden velocity from distance-time records

At one burden distance behind one of the shotholes, the rock contained a water-filled gaugehole " and a piezoelectric Tourmaline pressure gauge (from Crystal Research Corp) was placed halfway down the hole and connected to an amplifier-oscilloscope system to measure the pressure pulse produced in the water-filled gaugehole by the blast

The blocks of rock were placed partially inside a "rock catcher"—a simple structure made of plywood and lined with heavy canvas curtains The purpose of the rock catcher was to collect all the rock fragments resulting from a blast for subsequent determination of the fragment size distribution of the broken rock by screening and weighing

The shotholes were arranged in either a square pattern of 13.0-in burden and 13 0-in spacing (S/B = 1 0), a rectangular pattern (I) of 11 0-in burden and 15½-in spacing (S/B = 1 41), or a rectangular pattern (II) of 9 2-in burden and 18 4-in spacing (S/B = 2 0) See accompanying table The third of these arrangements is of particular interest because many commercial blasts are shot using an effective S/B ratio of 2 drilling a square pattern but shooting in 'echelon or 'double echelon "

Bench height for all shots was the same and all shots used the same powder factor Delays ranged from precisely simultaneous initiation of all holes to about twice the delay ratio recommended by Langefors[1] for commercial blasts

In one experiment, delay times were chosen to permit the stress wave to travel from one hole to the next before detonation in the neighboring hole was initiated In other experiments, the delay between holes was based on the time required for cracks to propagate between holes

(Crack propagation velocities had been determined previously in separate experiments[20] and had been found to have typical values of about 1 400 m per sec in granite at several inches from the shothole)

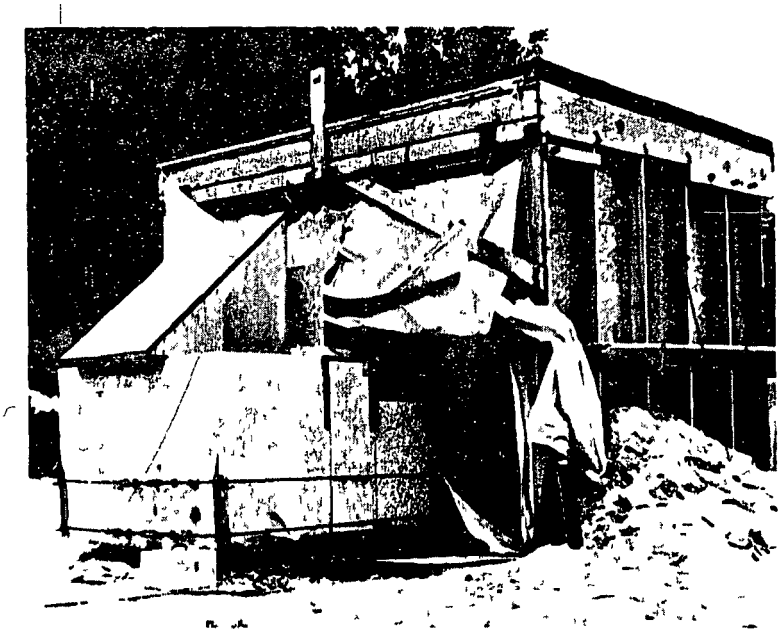
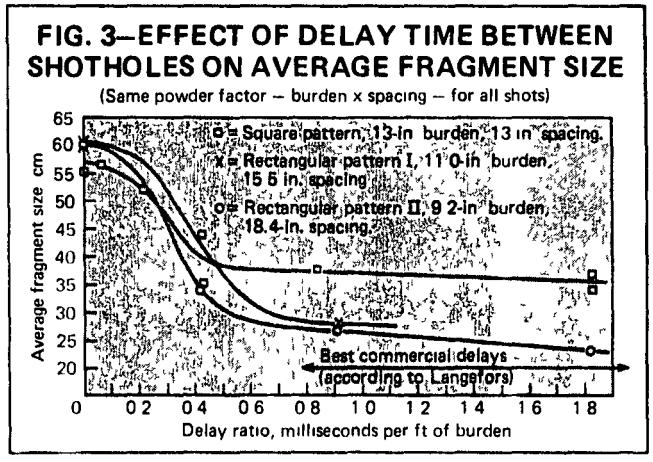


Fig 2—Model blasting facility is designed to capture rock fragments for determination of fragment size distribution



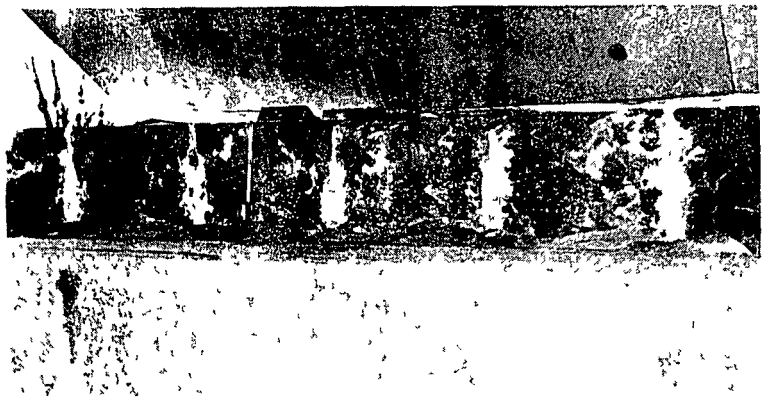


Fig 4—Bench face of a granite block after typical blast

The experimental results are listed in the accompanying table and graphed in Fig 3, which plots the influence of delay time (expressed as "delay ratio" in milliseconds per ft of burden) on the average rock fragment size for the square pattern and the two rectangular patterns

As is indicated, simultaneous or almost simultaneous shooting produces poor fragmentation (large fragment size) for both square and rectangular shothole patterns This is par-

ticularly well illustrated in Fig 5 and Fig 6, which show that large parts of the bench encompassing the burden of several shotholes were removed as single pieces Such pieces indicate that the interaction of the initial shock waves between holes, such as is obtained by simultaneous or almost simultaneous initiation of several shotholes, does not aid in obtaining good overall fragmentation

On the contrary, simultaneous initiation of holes seemed to produce a more uniform stress distribution in the rock resulting in a smaller number of well defined fractures and therefore poorer fragmentation

In simultaneously initiated shots it might have been expected that fractures would form midway between shotholes at right angles to the bench face Examination of large fragments such as the one in Fig 5 showed no indication of preferential crack formation in these areas and practically all observed cracks were related to the radial crack system emanating from each shothole

There was some indication however that the new bench face that resulted from a blast was smoother and more regular when the holes were initiated simultaneously or almost simultaneously This is in agreement with generally recommended practice in "smooth-blasting" and "presplitting"

The data in Table 1 and Fig 3 show clearly that fragmentation improves greatly when the crack network around one shothole is allowed to develop fully and cracks are permitted to open up somewhat, before the explosive in the next hole is detonated There is a large decrease in fragment size (better fragmentation) when the delay is increased to about twice the crack propagation time across the burden Further increases in delay time give only small additional improvements in fragmentation

The contrast in fragmentation between simultaneous or almost simultaneous initiation and sufficiently delayed initiation of holes is clearly illustrated by comparing the Figs 5 and 6 photographs with Figs 7 and 8

As indicated by the curves in Fig 3, the trend is quite similar for square and rectangular shothole patterns The curves also show that rectangular shothole patterns (spacing larger than burden) will produce considerably smaller fragments than square patterns when the proper delays are used These results are in agreement with results from blasting experiments that were made on a very small scale in Lucite acrylic resin [10]

The data in Table 1 do not indicate a strong influence of delay time on burden velocity for a given shothole pattern, but there is a suggestion that simultaneous shooting results in higher velocities Delay time does not appear to significantly influence the measured gaugehole pressure

In conclusion, the results of the work described above showed that interaction between primary stress waves from adjacent holes did not noticeably contribute to rock fragmentation in blasting Effective fragmentation in bench blasting with a row of holes seemed to depend primarily on the full development of the crack network around each hole before the charge in the next hole was detonated The use of extremely short delay times between holes therefore resulted in poor fragmentation

Best fragmentation results were obtained when delays between holes were 1 to 2 milliseconds per ft of burden, and these delay times are in agreement with earlier recommendations of Langefors [15] which were based mainly on qualitative observations from field blasts The present work also showed that rectangular patterns with spacings larger than burdens gave considerably better fragmentation than square patterns when the proper delays were used □

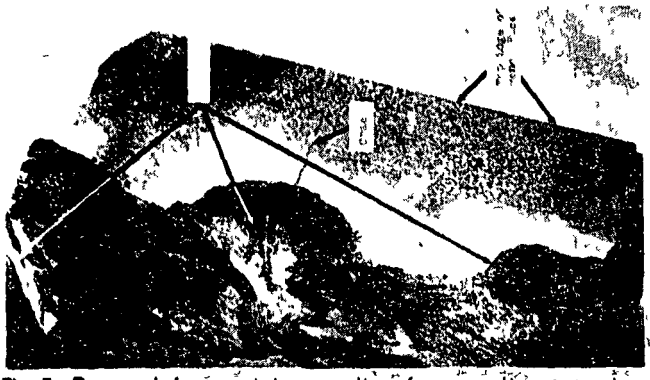


Fig. 5—Poor rock fragmentation resulting from simultaneous initiation of holes for square pattern RB21

Fig 6—Poor rock fragmentation resulting from almost simultaneous initiation of blasts in holes for square pattern RB26

Fig 7—Good fragmentation resulting from delayed initiation of holes (about 1 millisecond per ft of burden), square, RB28

Fig 8—Excellent fragmentation with delayed initiation using rectangular pattern, 2 milliseconds per ft of burden, RB82

Table 1—Effect of delay time and shothole pattern on fragmentation

(Granite, five shotholes in one row, all shots 12 in bench height, ⅜ in dia x 15 in deep shotholes, 36.05 g EL 5060 explosive per hole)

Shot No.	Burden U (in.)	Spacing S (in.)	S/U	Delay between holes (msec)	Delay ratio (ms/ft of burden)	Basis for selection of delay	D in. (cm)	Depth of crater (cm)	Maximum peak particle velocity for no. 3 hole (cm/sec)
Square pattern									
RB-21	13.0	13.0	1.0	0	0	Simultaneous shot	55.0	5.7 top 6.5 bottom	1,800
RB-26	13.0	13.0	1.0	62.3	0.058	Time for stress wave to get from one hole to next (stress wave velocity 5,200 m/sec)	56.5	3.9 top 4.4 bottom	—
RB-34	13.0	13.0	1.0	228	0.211	Time for cracks to propagate from one hole to next (crack velocity about 1,400 m/sec)	52.0	5.7 top 3.6 bottom	1,550
RB-40 RB-45	13.0	13.0	1.0	456	0.422	2 x time for cracks to propagate from one hole to next	44.4 35.0		—
RB-28	13.0	13.0	1.0	906	0.840	Commercial delay ratio (Langefors)	37.5	— top 5.0 bottom	
RB-41 RB 50	13.0	13.0	1.0	1,960	1.82	2 x commercial delay ratio (Langefors)	36.4 34.0	— 7.8 top	1,115,632 (cracks!)
Rectangular pattern I									
RB-49	11.0	15.5	1.41	0	0	Simultaneous shot	60.0	—	1,560
RB 51	11.0	15.5	1.41	835	0.915	Commercial delay ratio (Langefors)	28.0	7.8 top	1,420
Rectangular pattern II									
RB 52	9.2	18.4	2.0	0	0	Simultaneous shot	60.0	9.8 top 6.1 bottom	2,370
RB 81	9.2	18.4	2.0	322	0.420	2 x time for cracks to propagate from hole to free face (crack velocity about 1,400 m/sec)	34.2	8.7 top 6.4 bottom	2,790
RB-53	9.2	18.4	2.0	700	0.912	Commercial delay ratio (Langefors)	27.0	7.3 top 4.6 bottom	2,640
RB-82	9.2	18.4	2.0	1,400	1.82	2 x commercial delay ratio (Langefors)	22.6	6.4 top —bottom	2,320

References

1) Hancock J and Taylor W Short Delay Detonators Their Use in Blasting Practice MINE AND QUARRY ENG June 1948
2) Fish B G and Hancock J Short Delay Blasting MINE AND QUARRY ENG Nov 1949
3) Johansson C H and Langefors U Short Delay Blasting in Sweden MINE AND QUARRY ENG pp 287 293 Sept 1951
4) Agnew W G Blasting Raise Rounds with Millisecond Delays MINING CONGRESS JOURNAL pp 70 71 April 1949
5) Agnew W G More About Blasting Raise Rounds MINING CONGRESS JOURNAL pp 30 32 Oct 1949
6) Wright E D Millisecond Delay Blasting of Bench Rounds MINING CONGRESS JOURNAL p 51 June 1953
7) McCormick R F and Hancock J Millisecond Delay Blasting in Rippings and Drifts paper presented at meeting of Mining Institute of Scotland at the Royal Tech Inst Glasgow Sept 1953
8) Larby W G Short Delay Blasting INDIAN MINING JOURNAL pp 9 16 May June 1954
9) Habbel F Theory of Blasting with Millisecond Ignitors, ' GEOL EN MIJNBOUW pp 118 119 April 1954
10) Baule H NOBELHEFTE pp 132 150 Sept 1955
11) Habbel H G NOBELHEFTE pp 40-44 Jan 1956
12) Ito I A Study on the Mechanism of Millisecond Delay Blasting MEM FAC ENG Kyoto Univ 149 161 1956
13) Hahn L and Christmann W NOBELHEFTE pp 1 35 Jan 1958
14) Mecir R and Valek D The Question of Optimum Timing in Millisecond Delay Blasting of Ores International Symposium on Mining Research Vol II University of Missouri School of Mines & Metallurgy US Dept of Interior Bureau of Mines Rolla Mo Feb 22 25 1961
15) Langefors U and Kihlstrom B *The Modern Technique of Rock Blasting* John Wiley & Sons, Inc New York 1963
16) Obert L Bureau of Mines Investigation of Vibration Produced by Quarry Blasting paper presented at 46th Annual Convention of the National Crushed Stone Assn Miami Beach Fla Jan 29-Feb 1 1963
17) Duvall W I Johnson C F Meyer A V C and Devine J F 'Vibrations from Instantaneous and Millisecond Delayed Quarry Blasts Bureau of Mines Report of Investigation RI 6151 1963
18) *Neuzeitliche Sprengtechnik* edited by G Biermann Bauverlag GmbH Wiesbaden Berlin 1966
19) Langefors U Fragmentation in Rock Blasting paper presented at the VII Symposium on Rock Mechanics The Pennsylvania State University University Park Pa June 14 16 1965
20) Bergmann O R Edl J W and Wu F C Model Rock Blasting—Effect of Explosive Properties and Other Variables on Blasting Results paper to be published in the INTERNATIONAL JOURNAL OF ROCK MECHANICS AND MINING SCIENCES

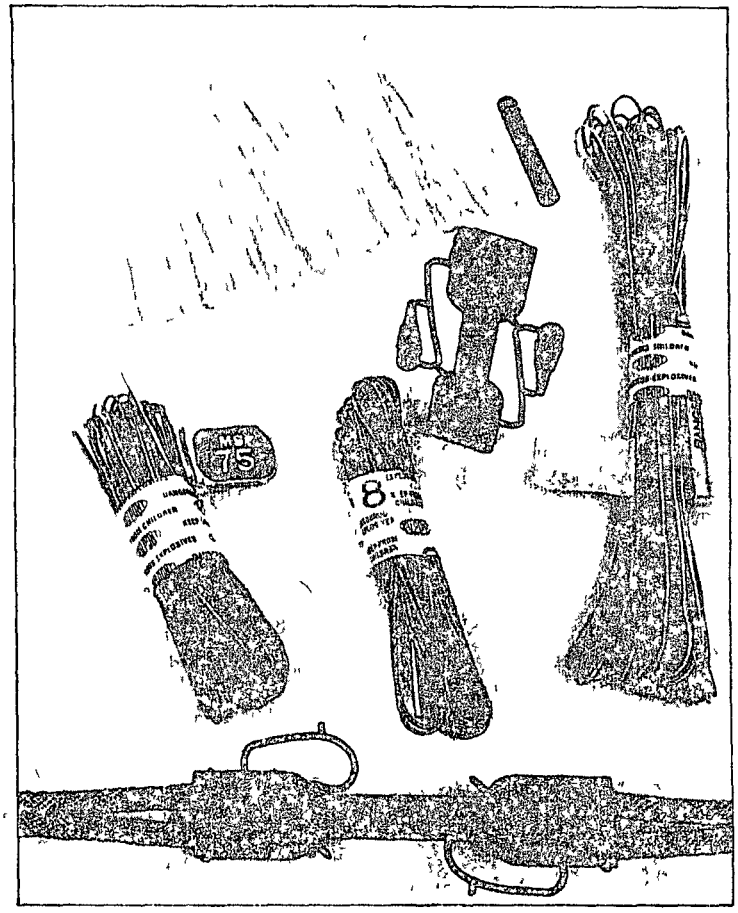
Acknowledgments—The authors would like to thank D L Coursen, C G Rudershausen, C O Davis, and H F Ring for their continued encouragement during this project Thanks are also due to Al Ashenfelter, Bob Burns, and Jerry Rusk for their assistance in carrying out the experimental work

FACTS ABOUT DELAY BLASTING FROM DU PONT RESEARCH

One of the most interesting subjects in blasting is the action of delay initiation Most explosives users who blast to produce a broken rock product know that delaying the blast properly greatly improves fragmentation Whether a contractor is trying to produce small material for high loadability or a quarry operator is interested in boosting crusher output and reducing equipment wear and tear with finely broken blasts, the value of delays (that is, sequential detonation at appropriate intervals) is unquestioned

The research work carried on by Du Pont for a number of years on delay blasting in pursuit of optimum fragmentation is part of a continuing rock mechanics study This program is providing better guidelines and parameters for all phases of explosives selection and blast design The number of blasting variables and their interaction makes thorough, useful, scientific solutions to blasting problems extremely complex Many theoretical and empirical methods for energy calculation and blast design have only limited application and often prove inadequate However, progress is being made toward development and use of design criteria which adequately relate all pertinent variables

One technique for producing better fragmentation which has been effective for many years is that of delay initiation Delay blasting research has produced data and products to do the job well The products are in very successful use as typified by Du Pont MS Delay electric blasting caps, "Acudet" Mark V Delay electric blasting caps, MS Delay Connectors for detonating cord systems, non-electric delays such as Ledcore MS Delay and "Primadets"* They all provide a sequential blasting action at time intervals appropriate to a variety of user needs



*Registered trademark Ensign-Bickford Company

Principles of Delay Blasting

To understand delay blasting we must understand the two principles involved rock fragmentation and rock movement

Rock Fragmentation

When an explosive detonates in a borehole, a stress wave is produced in the rock Typical measurements of this wave are seen in Figure 1 The magnitude and shape of this rapidly moving wave at various points in the rock depends on several factors such as (1) explosives type (2) rock type, (3) explosive column length, (4) distance from the hole, (5) number of priming points, and (6) relationship of detonation velocity to wave propagation velocity of the rock

It is important to realize that these waves move very quickly out from the blast hole at speeds roughly between 10,000 and 20,000 ft/sec , depending on the rock Hard rock wave propagation is faster than soft rock propagation

In most blasting situations, the majority of fracturing produced in the rock is radial from the hole and associated with these propagating stress waves Spalling at the face from reflected stress waves produces little fragmentation with the burdens normally used in field blasting conditions

Radial fractures produced have been found by Du Pont researchers and others to travel at velocities from 0 15 to 0 4 times the velocity of the stress waves This means that the cracks could be traveling 4 x 20,000 ft/sec , or 8000 ft/sec in dense massive rock In rock

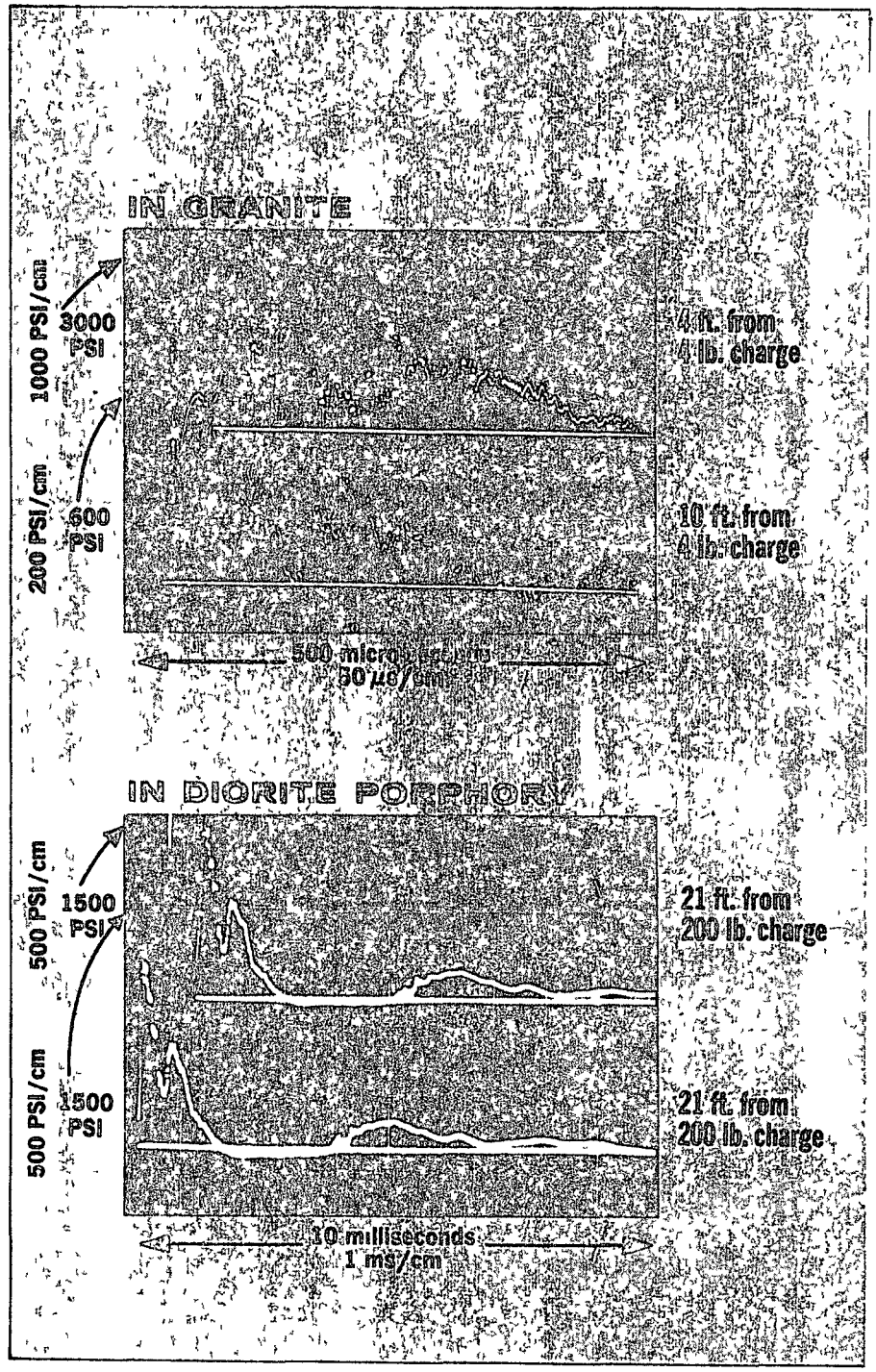


Figure 1 • Pressure time recordings made with piezoelectric gages placed in water-filled boreholes at indicated distances from the charge

with low wave propagation velocity (sonic velocity), the cracks are developing at lower rates such as 1500 ft/sec to 4000 ft/sec In other words, radial cracks travel from 1½ to 8 ft/ms* Therefore, the initial fractures are well established in a few milliseconds, depending on the dimensions of the drill pattern

The Du Pont Company has studied extensively the mechanism of rock movement in underground mines and quarries The time of initial face movement will depend mainly on the amount of burden in front of the hole In underground mining with burdens of 1 to 5 feet, this movement will be started very quickly (less than 5 milliseconds) In quarrying with larger burdens (8 to 20 feet or more), the initial face movement will occur in less than 15 milliseconds The crack network has been established and rock movement at the face begins at a time after detonation approximately equal to 1 millisecond per foot of burden on the hole As a guide to when rock movement starts, the common expression of 1 millisecond per foot of burden is reasonably correct

These times are shorter than many explosives users realize It can be seen that cut-off holes are not impossible when using millisecond timing (delay interval of 25 ms or 50 ms with electric caps, or commonly 9 or 17 ms with MS Delay Connectors and detonating cord) In fact most explosives users know that ground movement cut-offs do indeed occur from time to time

With surface delay systems such as MS Connectors for detonating cord blasts, it is especially important that

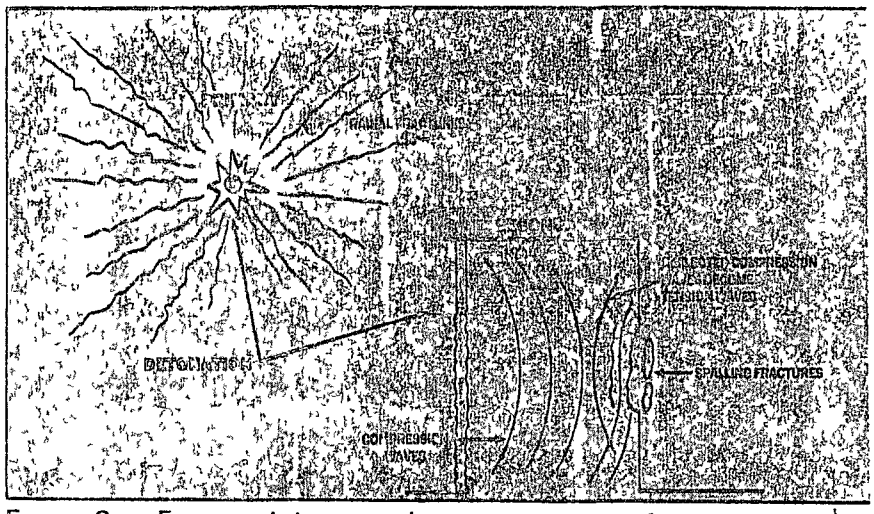
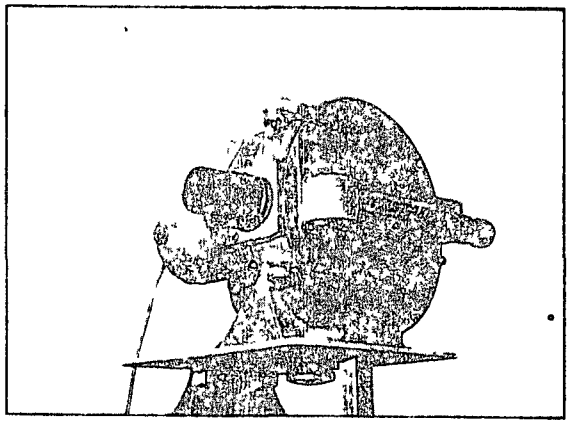
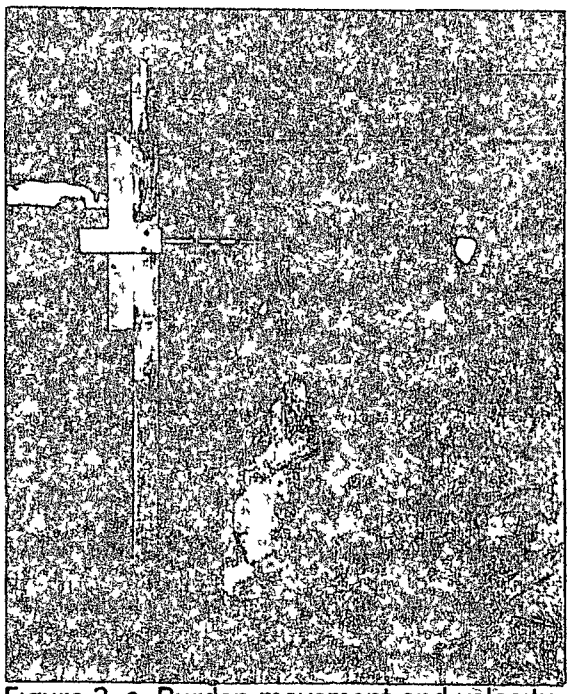


Figure 2 ∘ Fragmentation mechanisms



Fastax camera for quarry faces



Rock-activated electric timing device for underground work

Figure 3 ∘ Burden movement and velocity studies

*Millisecond or ms one thousandth of a second

delays function before ground movement breaks the tie-up system of the detonating cord. For this reason, MS Connectors were developed with time delays of 5 ms, 9 ms and 17 ms, as well as 25 ms, for those conditions where cut-offs would otherwise result

Rock Movement

The rock fragmenting process occurs in a relatively short time (5 to 15 ms) the moving process, however is completely different Measurements in underground mines and quarries have shown that broken rock moves at relatively low velocity 50 to 100 ft/sec Whereas most of the fragmenting process is complete in a few milliseconds the moving out process takes a much longer time At a velocity of 50 to 100 ft/sec the broken rock moves only 1/2 to 1 ft in 10 milliseconds As shown in the following discussions, this long movement time plays a significant part in delay blasting

While the proper use of delay blasting certainly improves fragmentation the consideration of the "move-out" time is critical to some types of work In underground mining for instance particularly heading shaft or raise founds the move-out time is the major controlling factor in selection of proper delay intervals At the rate of movement already mentioned, 1 ft/10 ms, rock broken by the first holes to fire (the "cut holes") must move out of the way before the second holes fire, or material from the second hole has no place to go (See Figure 5) The resulting lack of movement in the second obstructs the space that the third series of holes must move into etc Since the rock can't move out (lacks relief) holes can't break to their full depth The broken material may actually "lock" or "freeze" in the cut (center opening holes)

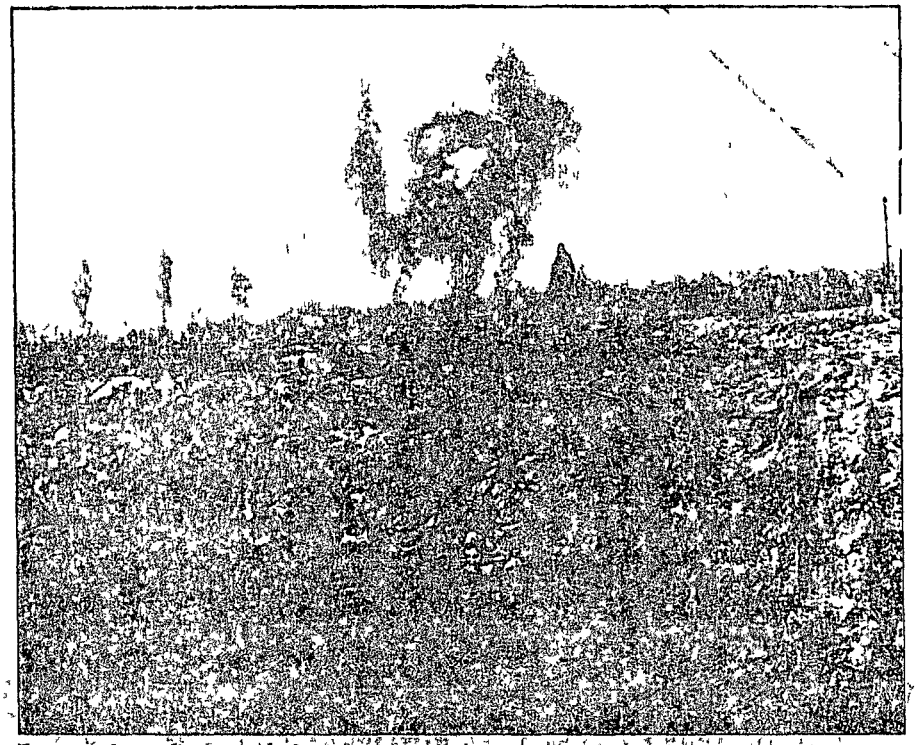


Figure 4 ∘ Quarry face moving out

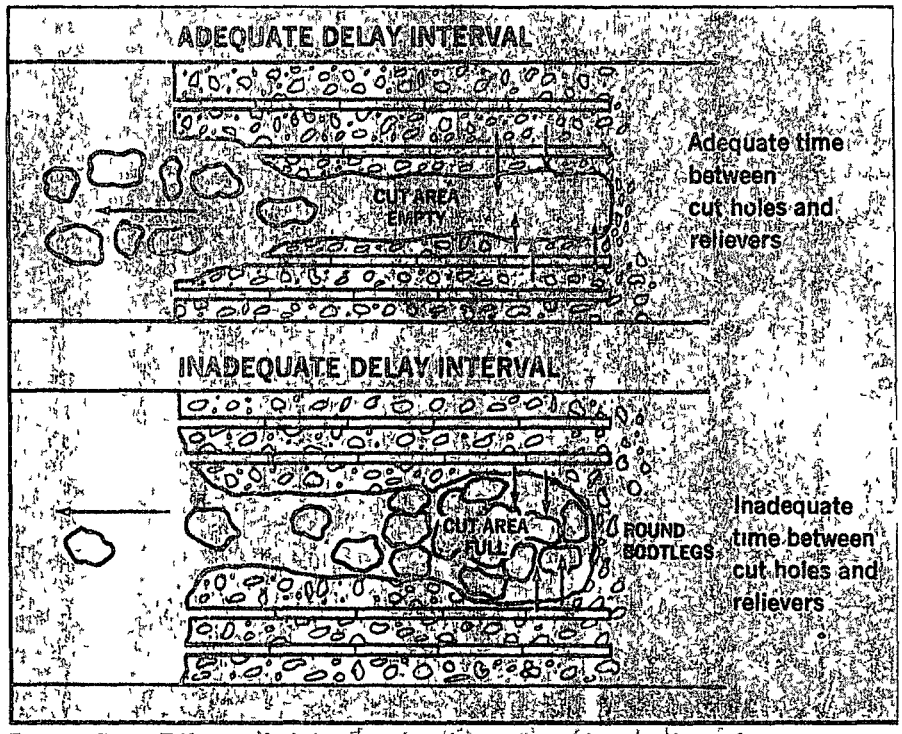


Figure 5 ∘ Effect of delay interval on tunnel round performance

Therefore, time intervals selected for this type of delay blasting must allow adequate time for rock movement The mathematics are simple at 1 ft per 10 milliseconds, a 10 ft round requires (in many cases) 100 milliseconds interval to insure that enough time for move-out is available Even in slabbing rounds (row shots to a free face like a quarry shot standing on end), adequate delay time between periods is desirable in any multiple row shot patterns The following chart illustrates actual results obtained in slabbing blasts in a hard rock tunnel

Nominal Delay Period	% Efficiency*	Number of Boulders over 12"	Total Throw
5 ms	88	15	75 ft
25 ms	97	26	65 ft
100 ms	96	27	50 ft
150 ms	97	26	40 ft
1 sec.	96	26	30 ft

*Rates of $\frac{\text{depth broken}}{\text{depth drilled}} \times 100$

The results demonstrated the point The very short intervals gave the finest breakage but gave reduced efficiency and increased throw making mucking of the round difficult due to widely scattered rock More rows would have meant even more pronounced loss of broken depth and mucking difficulties Very short delays in heading rounds would tend to cause rounds to crater at partial depth and blow fine rock far down the drift (See Figure 6)

Millisecond delay blasting was originally introduced in open pit quarry blasting many years ago Even when blasting to a free face the rock movement time, although not as significant as in underground blasting can also be an important factor This is particularly true in multiple row blasts For a typical

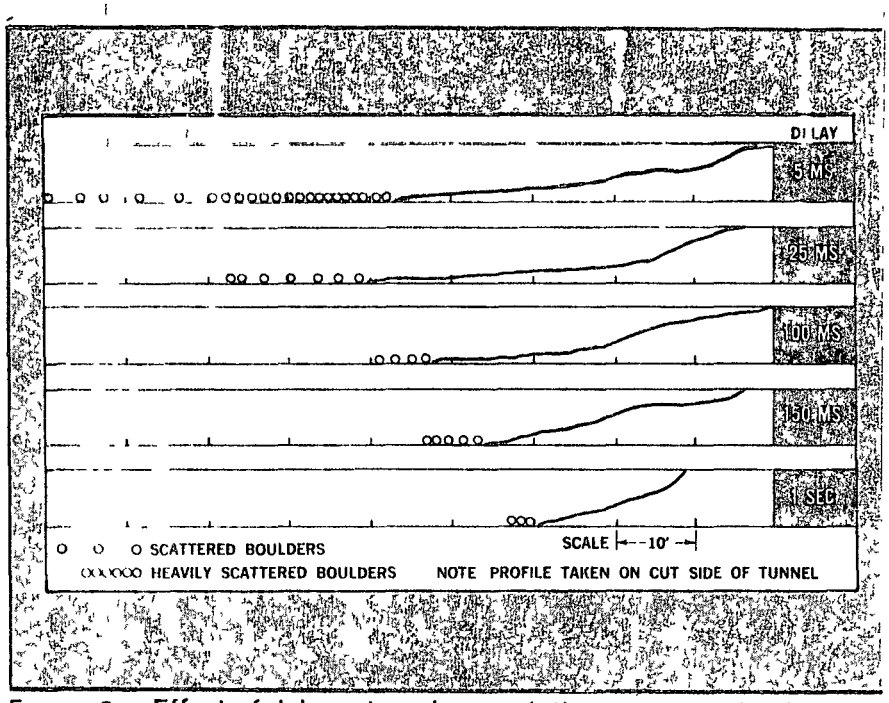


Figure 6 • Effect of delay interval on rock throw and muck pile shape in tunnels

quarry with 15 ft spacings, the initial movement at the free face may occur in 10-12 milliseconds, but the burden only moves about 5 ft in 10 milliseconds With 1 or 2 rows of holes, the prime movement is directly away from the face As the number of rows increase, the rock movement will tend toward the vertical This is caused by the low velocity of the broken rock successively reducing the relief toward the quarry face This can contribute to "tight" bottom as well as fly rock (See Figure 7)

When a construction job blaster doubles the delay on the last row of a highway cut (by skipping a period) to protect the resulting rock slope, he is using this same principle He is giving the rock ahead of the last row a little more time to move forward, so that the relief of the last row will be better, which minimizes upward ripping action damaging to the slope

Control

ng is becoming increasingly
minimizing vibrations from
s vibration measurement be-
er understood, the control
mit the pounds of explosives
his holds vibrations to a level
vith small blasts fired close
Figure 9)
tions where damage may
blasting vibration, vibration
hould be employed They
in this field, trained and
luate, measure, and make
ons
ay interval, better than
ged yet for optimizing
The majority of quar-
construction work is
cond delay blasting
llisecond delay inter-
ds and larger time
periods, or 9, 17 or
millisecond delay connectors are used together with detonating cord initiating systems Compared with instantaneous blasting, these intervals are quite effective in reducing vibrations

In built-up areas, a number of trench blasting contractors use longer delay intervals, (200 ms or 500 ms with high period MS Delay Caps or "Acudet" Mark V Delays so that the community is able to tell that delay blasting is being used to minimize vibration Blasts delayed by

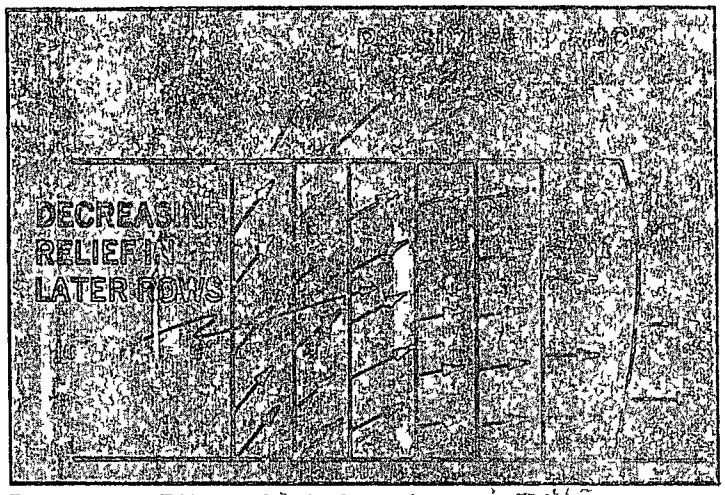


Figure 7 • Effect of relief on direction of movement

Figure 8 • Actual photograph shows fly rock from last holes due to reduced relief for these holes

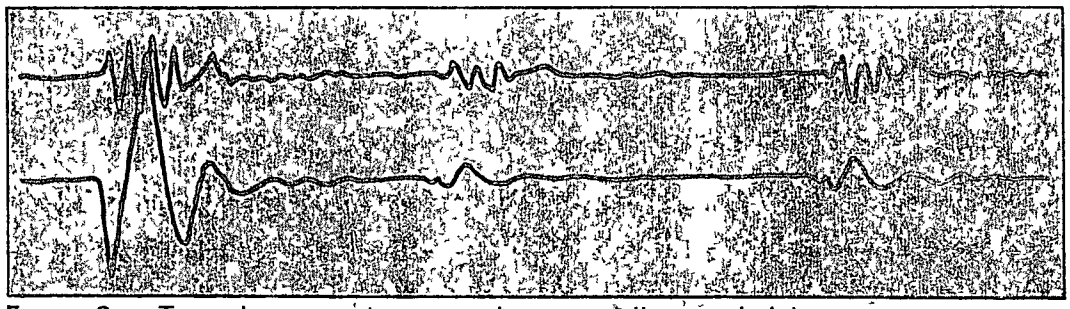


Figure 9 • Typical seismic trace — showing millisecond delay sequence

intervals up to 25 or 50 ms intervals normally sound like a single blast to the human ear.

These longer delay intervals seem to be equally effective in reducing vibration and are preferred for the way they sound. But intervals as long as 200 or 500 ms would be too long for many kinds of blasting where cut-off holes and other problems might result, a hole may be "unburdened" seriously by an earlier hole, or blasting mats knocked out of their protective positions causing dangerous fly rock.

To adequately satisfy the varying needs of underground and open work blasting Du Pont Company research has led to the design of various delay blasting systems. These systems provide optimum time for rock to move where required. In addition, they employ sufficient timing accuracy for good fragmentation, with sufficient timing scatter to reduce ground vibration. Special products can be made available for certain special blasting conditions.

Following is a section on the Du Pont delay systems available with timing and most frequent uses for your convenience.

Du Pont "Acudet" Mark V Delay Electric Blasting Caps

Underground Mining

The most widely used underground delays are the Acudet Mark V Delay caps. This series of caps provides 1/2 second or more between periods for ample rock movement time. It is widely used for tunnel rounds, shaft rounds, raise rounds, and other underground blasts where rock movement time (such as clearing the "burn" cut out before first relievers fire) is critical. (See Figure 10) Nominal delay times are given at right.

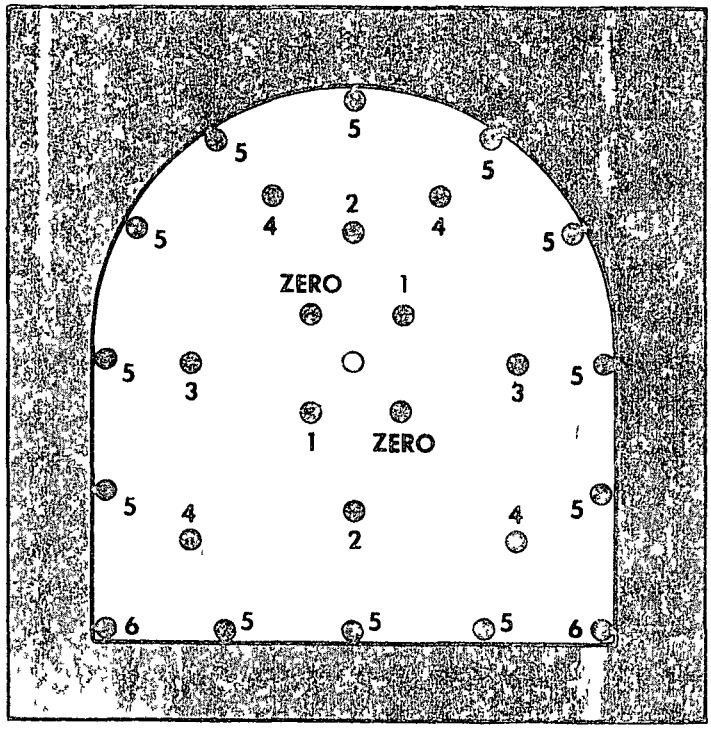


Figure 10 • Typical use of "Acudet" Mark V Caps in a tunnel round. numerals indicate delay periods

Du Pont "Acudet" Mark V Delay E. B. Caps

Delay Period	Nominal Timing Milliseconds
0	25
1	500
2	1,000
3	1,600
4	2,300
5	3,000
6	3,800
7	4,600
8	5,500
9	6,400
10	7,400
11	8,500
12	9,600
13	10,800
14	12,000

Quarries, Pits and Construction

The "Acudet" Mark V series is seldom used in these industries because their relatively long delay is conducive to ground movement cut-offs and poorer fragmentation. Some trenching jobs use them for one-at-a-time detonation of holes where the audible delay interval is desired.

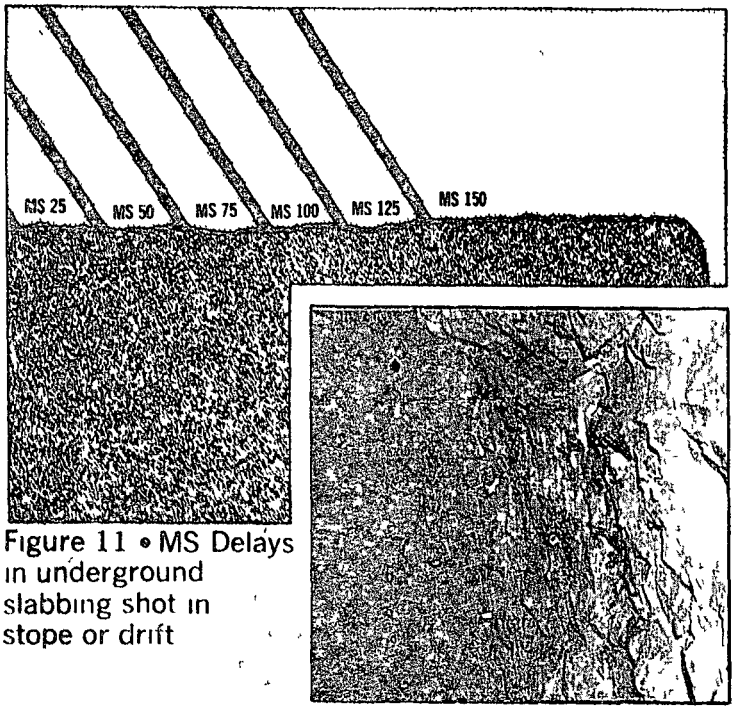


Figure 11 • MS Delays in underground slabbing shot in stope or drift

Du Pont MS Delay Electric Blasting Caps

Underground Mines

Another very useful series in mining is the millisecond series of caps. The caps of this series are separated by much shorter delay intervals designed to produce maximum fragmentation, with adequate rock movement for multiple row slabbing blasts, stope blasts and other underground blasts where rows of holes are breaking to a free face. (See Figure 11.) They are also used by some operators in the burn, or "V" cut (or the shear or undercut) to promote fragmentation or provide additional periods ahead of the "Acudet" Mark V series. Advice should be sought from your Du Pont man before starting this for the first time.

The nominal delay times are given below.

Du Pont MS Delay Electric Blasting Caps

Delay Period	Nominal Timing Milliseconds
1	25
2	50
3	75
4	100
5	125
6	150
7	175
8	200
9	250
10	300
11	350
12	400
13	450
14	500
15	600
16	700
17	800
18	900
19	1,000

Quarries, Pits and Construction

Millisecond delay caps are the most widely used delay cap for the rock and ore-breaking industries. The timing is selected to provide maximum fragmentation (from collision of rock, interaction of stress waves and adequate relief) and rock movement time for meeting the needs of single and multiple row blasts of all types.

Many different arrays are possible, permitting adjusting to that system best suited to a particular rock condition.

Du Pont Coal Mine Delay Electric Blasting Caps

A special series of MS Delay electric blasting caps are manufactured for use in delay blasting in coal mines. The nominal delay times are given below.

Du Pont Coal Mine Delay Electric Blasting Caps

Delay Periods	Timing Milliseconds
1	25
2	100
3	175
4	250
5	325
6	400
7	500
8	600
9	700
10	800
11	900
12	1,000

Note: The longest delay period is limited by some state regulations.

The time requirements of coal and the law on permissible blasting have resulted in the timing interval selected for this special series. The cap wires are iron for magnetic recovery from broken coal. Their performance is excellent and has helped many operators.

MS Delay Connectors for Detonating Cord Systems

Du Pont "tailless" MS Connectors are the most widely used delay units for millisecond delay blasting with detonating cord. Since they function as a part of the surface tie-up of a detonating cord blast, they are more subject to ground movement cut-offs. These cut-offs tend to leave the bottom of the holes unfired more frequently than delay E-B caps placed in the bottoms of the holes. Delay intervals should be chosen so that the generally useful rule "at least one millisecond for each foot of drill hole spacing" is satisfied. Since they create a pause in the detonation of the detonating cord trunkline, there is no technical limit on the number of holes or rows that can be sequentially delayed by using them between holes or rows. The new MS 35 and MS 45 have particular application in the larger diameter holes where vibration control is increasingly important.

Delay intervals available are:

Designated by Their Time Delay	Used for Hole Spacing
5 ms	3 – 8 ft
9 ms	8 – 15 ft
17 ms	15 – 20 ft
25 ms	20 – 30 ft
35 ms	30 – 35 ft
45 ms	35 – 45 ft

Conclusions

Numerous factors influence the choice of a delay blasting system. Many blasting problems such as fragmentation, throw, noise, vibration, cut-offs, stray currents, toe or short rounds, etc. can be dealt with safely, efficiently and economically by selecting wisely and using properly one of the many Du Pont systems for delay initiation. Your Du Pont man will be glad to help.

All of the major products for delay initiation discussed above (and others used ocasionally) are described in detail in Du Pont's Blasters' Handbook and in Product Information Sheets available from Du Pont Field Representatives. Their use should not be attempted until the product performance and safety requirements are well understood. Many precautions are appropriate to every blasting situation in the interest of safe use of the products and all personnel using them should be familiar with safe methods. Institute of Makers of Explosives "Do's and Don'ts" are found in each case and provide users a list of handling guides for safety.