

2ej'
94



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERO CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA

CONSTRUCCION DEL VERTEDOR Y OBRA DE
TOMA DEL PROYECTO
ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA
"EL CARACOL"

TRABAJO ESCRITO

ELABORADO EN OPCION DE TESIS PROFESIONAL
PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :
MIGUEL ANGEL HERNANDEZ PEÑA

MEXICO, D. F.

MARZO, 1986



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

Introducción.

- I. Descripción de la obra y justificación económica y social.
- II. Planeación, programación, organización y control.
- III. Alternativas en procedimientos de construcción y justificación de los utilizados.
- IV. Principales especificaciones y análisis de precios unitarios.
- V. Observaciones y/o propuestas del alumno, en relación con la obra estudiada.

Conclusiones.

NOTA ACLARATORIA.

El índice original de este trabajo escrito, quizá no coincida totalmente con el contenido del mismo. Esto se debe a que inicialmente, el trabajo se pensó hacerlo en forma conjunta con los compañeros: Arturo López Arroyo e Isidro Herrera Prior, pero debido a diversos problemas no fue posible realizarlo en conjunto, quedando dividido en tres partes las cuales cubren ampliamente el índice original.

Este trabajo trata principalmente de los procedimientos constructivos del Vertedor y de la Obra de Toma, y el índice correspondiente se puede consultar en la siguiente hoja.

Para cualquier consulta de los temas que aparecen en el índice original y que no se mencionan en este trabajo, se puede consultar en los trabajos escritos de los compañeros arriba mencionados, mismos que fueron elaborados en los años de 1984 y 1985.

I N D I C E

I. GENERALIDADES.

- I.1 Introducción.
- I.2 Potencial Hidroeléctrico de México.
- I.3 Situación Geográfica.
- I.4 Hidrología.
- I.5 Localización.

II. PROCESOS CONSTRUCTIVOS.

- II.1 Procedimientos Constructivos.
- II.2 Controles.
- II.3 Selección de Equipo.

III. VERTEDOR.

- III.1 Introducción.
- III.2 Diseño General.
- III.3 Descripción.
- III.4 Topografía.
- III.5 Procedimiento de Construcción.
- III.6 Concreto.

IV. OBRA DE TOMA.

- IV.1 Introducción.
- IV.2 Obra de Toma.
- IV.3 Bocatoma.
- IV.4 Lumbrera de Control.
- IV.5 Lumbrera Auxiliar de Montaje.
- IV.6 Túneles de Conducción a Presión.
- IV.7 Tuberías de Conducción a Presión.
- IV.8 Desfogues.

V. ANEXOS.

- V.1 Anexo de Rocas.
- V.2 Anexo de Maquinaria.
- V.3 Anexo de Explosivos.
- V.4 Anexo de Concreto.

VI. CONCLUSIONES.

- VI.1 Comentarios.
- VI.2 Bibliografía.

I. GENERALIDADES.

I.1 INTRODUCCION.

La transformación y el aprovechamiento de la energía para encontrar satisfactores a las necesidades humanas, es uno de los fines de la utilización de la capacidad creadora de un ingeniero.

Hoy día, en que el mundo vive una crisis energética, debido en gran parte al aumento del costo de los combustibles, aunado a los problemas de la contaminación que produce la utilización de los mismos, se ha presentado la necesidad de buscar nuevos recursos para producir energía, por lo que se le ha dado gran apoyo a los recursos hidroenergéticos.

El agua, además de sus características, que la hacen un fluido vital, tiene el poder para accionar turbinas, las que a su vez mueven generadores - que transforman la energía mecánica en energía eléctrica; además, el agua es uno de los energéticos más importantes por las siguientes características:

- Disponibilidad.
- No es contaminante.
- Produce trabajo a la temperatura ambiente.

I.2 POTENCIAL HIDROELECTRICO DE MEXICO.

Los recursos hidroeléctricos totales de Latinoamérica, representan el 19% - del total mundial, de los cuales el 70% están localizados en la región tropical de Sudamérica, el 18% en la región templada de Sudamérica, el 11% están en México y Centroamérica, y el 1% en naciones del Caribe. Siendo Brasil el principal productor de energía eléctrica; con un 53%.

México, en el año de 1977 ocupaba el 22o. lugar mundial del potencial de energía hidroeléctrica, lo que comparado con el potencial de otras naciones no es tan bajo; México ocupa un lugar intermedio, ya que no puede compararse con grandes potencias, pero tampoco puede decirse que sea un país que tenga carencias, por lo que sus recursos deben explotarse con gran racionalidad.

I.3 SITUACION GEOGRAFICA.

México forma parte del continente americano, en el hemisferio norte, y cuenta con un total de 1'972,547 km² de superficie.

El territorio mexicano presenta grandes sistemas orográficos, formados por la Sierra Madre Occidental, la Cordillera de la Baja California, la Sierra Madre Oriental y en la región centro-sur de la república se encuentra una cadena montañosa de origen volcánico. La estructura montañosa del país conduce a modelar un curso accidentado de los ríos, los que al descender de las cadenas montañosas después de haber recorrido amplias zonas altas, vierten rápidamente en las planicies costeras; sin embargo y gracias a esta configuración, existe la posibilidad de aprovechar el agua de numerosos ríos para producir energía eléctrica, mediante aprovechamientos hidráulicos, sobre todo en las Sierras Madre Oriental, Occidental y en el sur de la república.

I.4 HIDROLOGIA.

El territorio mexicano presenta diversas particularidades en cuanto a su hidrología. El volumen medio anual de precipitación se ha estimado en --- 1'532,300 millones de m³ distribuidos irregularmente sobre la superficie, --- pues el 50% se recibe en las regiones tropicales, en tanto que en las zonas muy secas reciben alrededor de 22.18% y de esta cantidad sólo escurre por los ríos un 15%, contra más de un 29% de escurrimiento en las zonas tropicales. Por esto se dispone de mayor cantidad de agua en lugares donde no se necesita, mientras que casi la mitad de la república sufre escasez de la misma.

I.5 LOCALIZACION.

El proyecto hidroeléctrico Ing. Carlos Ramírez Ulloa "El Caracol", se encuentra localizado en la zona cercana a un cerro conocido como "El Caracol" de ahí su nombre. Está ubicado en la región noroeste del Estado de Guerre-

ro.

Las coordenadas geográficas donde se ubica el proyecto hidroeléctrico, son las siguientes: (Ver Figura I.1)

17° 57' 30" longitud norte.

99° 59' 08" longitud oeste.

El Caracol se encuentra a una distancia de 225 kilómetros de la Ciudad de México, a 125 km. de la Ciudad de Iguala y a 73 km. aguas abajo del puente de Mezcala, que forma parte de la carretera México-Acapulco.

La obra está comunicada por carretera, siguiendo la ruta México-Iguala-Teloloapan-El Caracol, la cual es un camino totalmente pavimentado.

El tramo de Teloloapan a El Caracol, que anteriormente era brecha, fue reconstruido y pavimentado exclusivamente para facilitar el transporte de los materiales y equipo, y dar servicio a la obra. El tiempo de recorrido desde la Ciudad de México a El Caracol, es de aproximadamente 6 horas en automóvil. (Ver Fig. 1.2)

Existen también otros medios de comunicación para llegar a la obra, como lo es a través de helicóptero, mediante la ruta Iguala-El Caracol, y tiene una duración de 25 minutos aproximadamente. Otra forma de acceso pero limitada al tiempo de lluvias, es por medio de lanchas ligeras y de poco calado que parten desde el puente de Mezcala.

El proyecto hidroeléctrico se encuentra localizado en la parte media del Río Balsas, que fluye en el sentido este-oeste, y debido a la geografía muy particular de esta zona, se han formado una especie de meandros.

Desde su origen hasta la desembocadura en el Océano Pacífico, el Río Balsas tiene una longitud de aproximadamente 720 kms. La orografía de esta cuenca se caracteriza por ser bastante montañosa, con grandes pendientes y pocas superficies planas; además, el suelo es rocoso y semiárido, lo que ocasiona que haya pocas tierras dedicadas a la agricultura.

##...

El Río Balsas es alimentado por varios afluentes, siendo los principales:

Río Mixteco.
Río Tlapaneco.
Río Atoyac,

y otros de menor importancia como:

Río Amacuzac.
Río de Cocula.
Río de Polihutla.

La cuenca del río Balsas se encuentra delimitada hacia el norte por el Eje volcánico, que va desde los límites de los Estados de Jalisco y Michoacán hasta la Malinche; en el lado sur y oeste, por la Sierra Madre del Sur y - en el lado este, por la Sierra Madre de Oaxaca.

La cuenca se encuentra en la porción centro-sur de la república y tiene una extensión de 112,320 km², y abarca los siguientes estados:

Estado de México,
Puebla,
Tlaxcala,
Morelos,
Oaxaca,
Guerrero, y
Michoacán.

El clima de la cuenca es muy variado, pues va del clima semiseco, pasando - por el clima cálido y tropical, hasta los climas frío y húmedo de las montañas.

LOCALIZACION

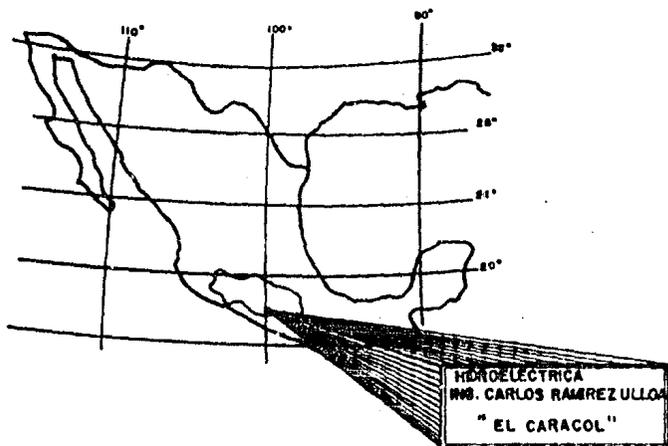


fig. 1.1

ACCESO

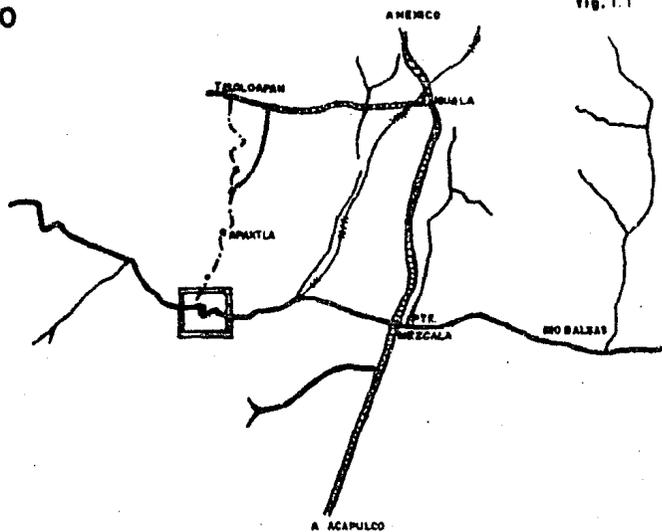
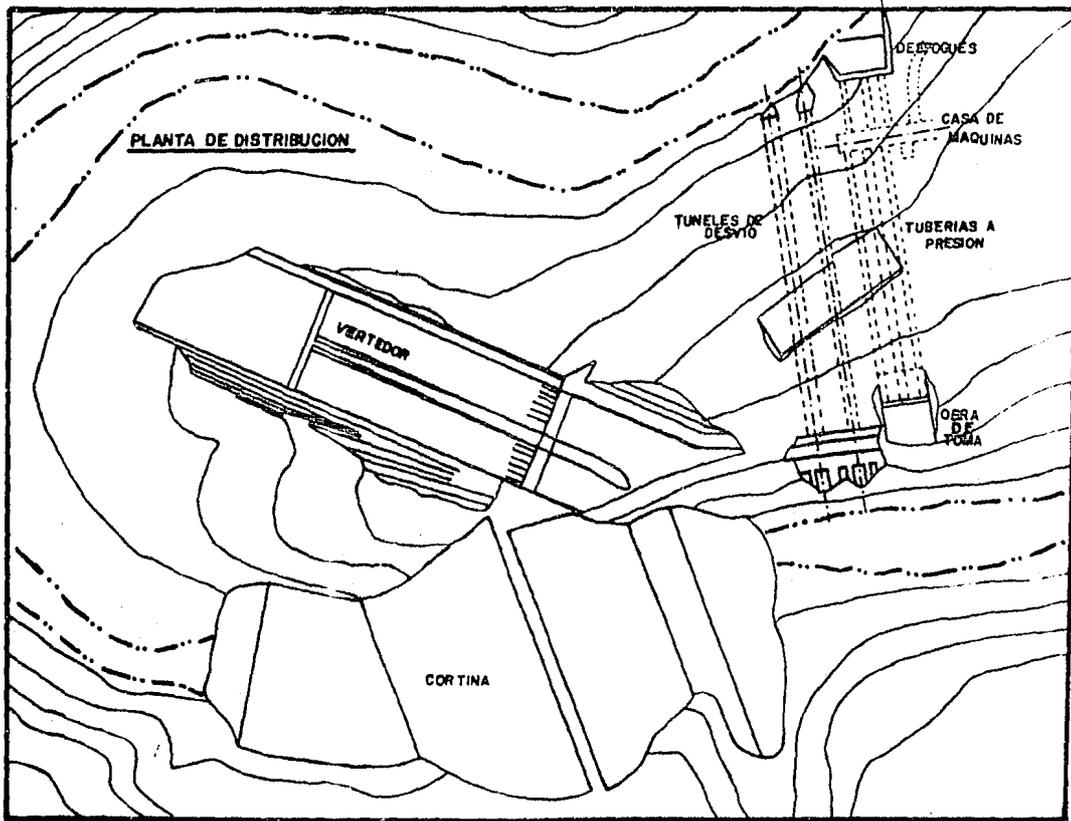


fig. 1.2



II. PROCESOS CONSTRUCTIVOS.

II.1 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

Dentro de las áreas que comprende la profesión de ingeniero civil, la construcción ocupa un lugar muy importante en la realización de una obra.

Esta especialidad sigue inmediatamente al campo del diseño y precede a las áreas de operación y mantenimiento.

Para llevar a cabo eficientemente la construcción de una obra, se utilizan los procedimientos constructivos los cuales no son más que la secuencia ordenada de actividades, así como de una adecuada combinación y utilización de los materiales, equipos, herramientas y de mano de obra.

Los procesos constructivos que se utilizan en una obra están basados principalmente en la experiencia de los ingenieros constructores, que apoyados en los conocimientos acumulados de técnicos e ingenieros y en estudios e - investigaciones realizadas, proporcionan un método para realizar una determinada actividad.

Cuando se está en la etapa de planeación de la construcción, se deben tomar en cuenta los siguientes factores:

- Tipo de obra por realizar.
- Características y condiciones del lugar.
- Recursos con los que se cuenta.

Todos estos factores influyen en la elaboración del procedimiento constructivo, los cuales son parte importante de la programación y calendarización de una obra.

Al realizar una actividad es común que ésta requiera de uno o varios procedimientos constructivos, los que a su vez pueden dividirse en subprocesos, los cuales producirán una determinada parte de la obra.

Cuando se planea una obra, es aconsejable dividirla en etapas de construc-

ción, las cuales se analizarán por separado para así poder definir más fácilmente el procedimiento constructivo que producirá la parte de la obra que deseamos.

La finalidad de los procesos constructivos es emplear adecuadamente la mano de obra, la correcta selección y utilización del equipo, así como el buen uso de los materiales. La eficiente combinación de estos factores contribuye a efectuar con calidad, rapidez y economía una obra, lo que representa el prestigio de un buen constructor.

II.2 CONTROLES.

Durante el tiempo que dura la ejecución de una obra, se debe verificar que los recursos que en ella se emplean, vayan conduciendo a una obra tal y como fue planeada, es decir que la construcción de ésta se realice lo más cerca posible de la manera en que se diseñó.

Para verificar esto, no se va a esperar a que la obra esté terminada y comparar si ésta coincide con el proyecto original, por lo que es muy importante comparar si las cantidades y calidades proyectadas se aproximan o coinciden con las que se están utilizando. Esto es muy importante, porque de esta forma se conoce el flujo de los recursos, pues si hubiere algunas fallas, el monto planeado no coincidirá con el monto ejecutado. Por eso es necesario revisar y comparar periódicamente el flujo de los recursos. A la revisión de los recursos materiales utilizados a lo largo de una obra se le conoce como control administrativo.

A la revisión de la calidad del trabajo ejecutado se le conoce como control de calidad.

Estos controles inciden directamente sobre los procesos constructivos, que es la parte donde se emplean los recursos y se transforman para producir la obra.

##...

La manera en que se llevan a cabo estos controles es la siguiente: durante la ejecución de la obra, periódicamente se van tomando muestras, las cuales se comparan con los estándares de lo proyectado. El resultado de estas comparaciones son indicadores que sirven para detectar si hay desviaciones de los trabajos hechos con respecto a lo especificado en proyecto.

En caso de que se detecten anomalías deben tomarse inmediatamente las medidas necesarias para corregir estas desviaciones, que además nos indican que los procedimientos constructivos no son los adecuados y que hay que corregirlos.

En obras como ésta, de gran magnitud y cuya realización requiere de un tiempo de construcción considerable, se presentan una gran cantidad de factores imponderables que pueden afectar de forma significativa la realización de la obra, por lo que es de gran importancia llevar un eficiente control de la obra, tanto administrativo como de la calidad de ejecución.

Generalmente y a pesar de los métodos empleados, surgen imprevistos que originan modificaciones. Este tipo de inconvenientes repercuten principalmente en el aspecto económico, los cuales generalmente se reflejan en el aumento del costo de la obra, originando pérdidas que pueden afectar tanto a la empresa contratante como a la contratista.

II.3 SELECCION DE EQUIPO.

Para seleccionar adecuadamente el equipo, es necesario tomar en cuenta los siguientes factores:

- El tipo y la cantidad de obra por ejecutar.
- El tiempo de ejecución de la obra.
- Características de los materiales en los que se trabajará.
- Superficies de rodamiento.
- Distancias de acarreo y pendientes.

##...

La combinación de estos factores determinará las especificaciones que los equipos deben reunir para satisfacer adecuadamente las necesidades de trabajo.

Esta información no necesariamente justifica la compra o renta de un determinado equipo pues posiblemente el proyecto no reditúe lo suficiente para validar la adquisición de esta maquinaria.

Aquí resalta la importancia de contar con un buen ingeniero que tenga la experiencia y el conocimiento para adecuar y hacer versátil el uso del equipo que se tenga en existencia o que esté disponible en el mercado.

Para seleccionar este equipo deben tomarse en cuenta factores que pueden considerarse como secundarios pero que en un momento dado pueden influir más significativamente que los factores primarios en la selección del equipo y los cuales son:

- Que la adquisición y entrega de la maquinaria pueda obtenerse rápidamente.
- Que esta maquinaria pueda emplearse económicamente en más de una obra.
- Que las refacciones se puedan conseguir rápida y económicamente en el mercado.
- Que cuando se requiera, esta maquinaria se pueda vender fácilmente y a un precio razonable.

El concepto de refacciones es de especial importancia, pues existe un detalle que se puede pasar por alto al adquirir un determinado equipo, que es la facilidad y rapidez con que se puedan conseguir las refacciones y la mano de obra para efectuar la reparación, debido a que todas las partes o refacciones están propensas a fallar, independientemente del mantenimiento que reciban. Y en el peor de los casos una pieza que le falle al equipo puede dejarlo sin funcionar y la falta de esta máquina puede parar completamente una actividad, inclusive toda la obra mientras se consigue y/o repara la pieza dañada.

III. VERTEBOR.

III.1 INTRODUCCION.

La función del vertedor de excedencias en las presas es dejar escapar sin peligro el agua excedente producida por avenidas que no caben en el espacio destinado para almacenamiento. Generalmente los volúmenes en exceso se toman de la parte superior del embalse y se conducen por un conducto artificial de nuevo al río, o a algún canal de drenaje natural.

La importancia que tiene un vertedor seguro, no se puede subestimar, muchas de las fallas de las presas se han debido a vertedores mal proyectados, o de capacidad insuficiente.

El cálculo de la capacidad es de extraordinaria importancia, sobre todo en las presas cuya cortina es de tierra y enrocamiento, pues tienen el riesgo de ser destruidas si el agua las rebasara, mientras que las presas con cortina de concreto pueden soportar un rebasamiento moderado.

Generalmente el aumento del costo de construcción de un vertedor, no es directamente proporcional al aumento de la capacidad, esto quiere decir que el costo de un vertedor de mayor capacidad es un poco mayor que el de uno de menor capacidad.

Un vertedor eficiente, además de tener suficiente capacidad, debe ser hidráulico y estructuralmente adecuado, y debe estar localizado de manera que las descargas de éste no erosionen ni socaven el talón de aguas abajo de la cortina. Las superficies que forman el canal de descarga deben ser resistentes a las velocidades erosivas, creadas por la caída de agua y, generalmente, es necesario construir algún medio para la disipación de energía al pie de la caída.

La frecuencia con que se utilice el vertedor estará determinada por las características de escurrimiento de la cuenca y del tipo de aprovechamiento a que esté destinada la presa.

PARTES QUE COMPONEN UN VERTEDOR:

CANAL DE LLAMADA.

Estos canales sirven para captar el agua del vaso y conducirla a la estructura de control. En el caso de vertedores ubicados en las laderas.

La mala distribución del agua en el canal de llamada puede provocar que a lo largo de la estructura haya erosiones perjudiciales o remansos que afectarían el adecuado funcionamiento del vertedor. La relación de la profundidad del canal a la anchura del mismo no afecta en nada el funcionamiento hidráulico, por lo que la construcción de esta parte de la estructura estará en función de los aspectos económicos y constructivos.

ESTRUCTURA DE CONTROL.

La estructura de control es uno de los principales componentes de un vertedor, pues es donde se regula y controla las descargas del vaso. Por medio de estas estructuras se controlan los niveles de agua. Son muy importantes para el funcionamiento adecuado de las plantas hidroeléctricas.

La estructura de control puede consistir en una cresta vertedora, orificio o tubo, en el cual la relación entre la carga y la descarga puede fijarse por medio de algún parámetro.

COMPUERTAS HIDRAULICAS.

La principal función de las compuertas hidráulicas es la de regular y controlar los gastos que salen por la obra de excedencias. Así las compuertas pueden permanecer cerradas completamente para subir el nivel del vaso y tener mayor carga disponible. En el caso de una hidroeléctrica a mayor carga mayor eficiencia de generación. También pueden utilizarse para dar el mantenimiento a alguna parte de la estructura del vertedor en la que -

sea necesario trabajar en seco, o en caso contrario, puedan abrirse completamente para dar paso a una avenida funcionando el vertedor como de cresta libre. En fin, las compuertas sirven para manejar los niveles del vaso, - pudiendo subirlo o bajarlo de acuerdo a las necesidades de operación de la presa.

COMPUERTAS RADIALES.

Se llaman compuertas radiales debido a que tienen la forma de una porción de un cilindro y giran alrededor de un eje horizontal, el agua actúa del lado convexo.

La presión hidrostática en la placa cilíndrica se transmite a vigas horizontales, las cuales son soportadas por dos vigas extremas y éstas a su vez son sostenidas por brazos radiales que salen de un perno de apoyo que se localiza en el eje del cilindro.

COMPONENTES DE LAS COMPUERTAS.

- Hoja de la compuerta, vigas horizontales, vigas verticales extremas.
- Brazos.
- Ruedas guía.
- Pernos de apoyo y giración con chumacera y pernos de rodaje.
- Sellos de hule para el piso, lados y esquinas.
- Mecanismo elevador.

CANAL DE DESCARGA.

Los volúmenes descargados por la estructura de control, generalmente se conducen al cauce aguas abajo de la cortina por un canal de descarga. La estructura de conducción puede ser un canal abierto a lo largo de la superficie del terreno o un túnel excavado en alguna de las laderas.

Las dimensiones del canal dependen de los requisitos hidráulicos, pero la forma de las secciones transversales, anchos, longitud; dependen de las características topográficas y geológicas del terreno. Los canales de descarga deben localizarse en un material resistente o revestirse de uno que si lo sea, para contrarrestar el efecto erosivo de las grandes velocidades del agua y estructuralmente adecuado para soportar la subpresión, efectos de cavitación y el peso del agua.

ESTRUCTURAL TERMINAL.

El agua que es derramada por el vertedor, debido a la carga que le proporciona la altura del nivel del vaso con respecto al nivel del río, tiene una gran cantidad de energía cinética, esta energía se manifiesta en forma de altas velocidades, por lo que resulta necesario construir estructuras que permitan descargar el agua con seguridad al cauce original del río o hacia algún canal de conducción sin erosiones o socavaciones que pongan en peligro las estructuras adyacentes. Cuando se quieren evitar erosiones intensas, se debe disipar la energía de las descargas antes de que estas lleguen al río, lo que se logra usando dispositivos especiales para esto, como deflectores, tanques amortiguadores, trampolines sumergidos, etc.

DENTELLONES.

Son estructuras auxiliares de la cimentación que funcionan hidráulicamente como pantallas impermeables y estructuralmente como elementos de fijación o de anclaje.

Es conveniente instalar cuando menos un dentellón en la parte de aguas arriba del vertedor, pues tienen las siguientes ventajas:

- Constituyen pantallas impermeables para impedir las filtraciones debajo de la estructura.

- Pueden usarse para aumentar el recorrido de las filtraciones, mo
dificando las líneas de flujo, reduciendo de esta manera la sub-
presión.
- Se emplean para interceptar el escurrimiento en los estratos per
meables y así evitar las filtraciones que pueden provocar subpre-
siones en el área del vertedor.

Generalmente también se coloca un dentellón en el extremo de aguas abajo -
del vertedor, como una medida de seguridad, para evitar socavaciones que -
pudieran dañar la parte terminal de la estructura.

También se acostumbra construir dentellones intermedios a lo largo del ver
tedor, pues sirven de barreras contra el agua que corre a lo largo de las-
superficies de contacto entre la estructura y la cimentación, pues modifi-
can y alargan el recorrido de las líneas de flujo debajo de la estructura.

III.2 DISEÑO GENERAL.

Generalmente, el material de la cimentación de un vertedor no tiene capaci-
dad para resistir el efecto destructivo de las corrientes (producto de las
descargas) a alta velocidad, por lo que es necesario protegerlas con un re
vestimiento resistente a la erosión. Este revestimiento puede ser de di-
ferentes materiales como lo son: enrocamientos acomodados, mampostería, -
concreto, etc. Estos recubrimientos tienen varios propósitos, como prote-
ger a la superficie de la erosión y proporcionar superficies más lisas, lo
que permite usar secciones hidráulicas pequeñas, pues reducen las pérdidas
por fricción.

Debido a su economía y durabilidad, el concreto ha sido el material más -
adecuado para los revestimientos de las estructuras hidráulicas de conduc-
ción.

El diseño de los muros de los vertedores de canal abierto, está en función

básicamente de los materiales sobre los que estén cimentados y de las cargas que tengan que soportar.

En los canales que estén excavados en roca o en material firme, el revestimiento se coloca directamente sobre los taludes excavados, ya que ofrecen la suficiente estabilidad para formarse las paredes laterales del canal.

Los revestimientos de canales de conducción tienen la función de formar - una superficie protectora e impermeable sobre el canal, evitar daños a la cimentación y prevenir la erosión durante las descargas del vertedor.

Sobre el revestimiento, por una parte, actúan fuerzas hidrostáticas originadas por el peso del agua contenida en el canal, fuerzas de arrastre debidas a la fricción, fuerzas dinámicas provocadas por el choque del agua y - fuerzas de subpresión debidas a la reducción de presión a lo largo de la - superficie o a la subpresión producida por grietas o juntas. Por la otra, cuando no hay escurrimientos, el revestimiento debe soportar esfuerzos producidos por la dilatación y contracción que provocan los cambios de temperatura, los ataques químicos de algunas sustancias, el intemperismo, efectos de asentamientos, pandeos y subpresiones producidas por filtraciones subterráneas o por el elevado nivel freático. Como no es posible valorar precisamente todos los efectos que pueden ocurrir, es necesario construir el revestimiento lo suficientemente resistente a todos estos efectos, además se puede complementar con otros elementos como son drenes subterráneos, anclaje y dentellones para así obtener un revestimiento que sea impermeable y - que soporte en forma aceptable todas las acciones descritas anteriormente.

Cuando el canal para el vertedor se excava en roca, es recomendable colar la losa del revestimiento directamente sobre la superficie excavada, utilizando anclaje para unir el revestimiento a la cimentación. Aun así, la losa puede ser que no se mueva por los efectos de contracción y dilatación, pero está expuesta a que se formen numerosas grietas que dividen a la losa en una serie de pequeños bloques individuales, por lo que es necesario un refuerzo que mantenga unidos los bloques y evite la ruptura de la losa, - distribuyendo adecuadamente los esfuerzos producidos. Además, el anclaje

aumenta el pesc efectivo de la losa, la profundidad y separación de las an clas está en función de la naturaleza de la roca, de su estratificación, - fisuración y grado de intemperismo.

III.3 DESCRIPCION.

La obra de excedencias del proyecto hidroeléctrico "El Caracol", se cons-- truye sobre un lugar conocido como el filo de los ajonjolies, en la margen derecha del río. Su descarga es controlada por 8 compuertas radiales de - 20 metros de radio, apoyados sobre pilas de 0.70 metros de base y 23 me-- tros de altura. En posición cerrada, el labio superior de las compuertas- queda en la elevación 521 (que es el NAME). El vertedor cuenta con 6 pi-- las intermedias de concreto de 4.50 m. de ancho.

El canal de llamada tiene un ancho de plantilla de 112.60 metros y está lo calizado sobre la elevación 492, cuenta con 2 canales de descarga de sec-- ción trapezoidal con 52.30 metros de ancho de plantilla. La elevación de- la cresta vertedora está sobre la cota 498 y tiene una longitud de 77.60 - metros. El vertedor está diseñado para dejar pasar una avenida de - - - - 17,760 m³/seg.; la estructura disipadora de energía será un deflector de - salto de ski con un ángulo de 30°.

Para determinar los estudios y su funcionamiento y las políticas de cons-- trucción, se elaboraron modelos hidráulicos hechos por el Instituto de In- geniería de la UNAM para solucionar problemas relacionados con la disipa-- ción de la energía, ocasionados por avenidas extraordinarias y de inestabi- lidad de laderas.

III.4 TOPOGRAFIA.

Para iniciar la excavación de la obra de excedencias, fue necesario tener- localizados o tener referencia de algunos puntos fijos y así poder ubicar-

las líneas de proyecto para tener un control preciso de la excavación.

Esto se llevó a cabo mediante una triangulación topográfica, la cual estaba ligada a una triangulación geodésica, y mediante esto se pudieron determinar 15 vértices fijos en toda la zona que comprende las estructuras principales del proyecto como son cortina, vertedor, casa de máquinas, túneles de desvío, subestación, con la finalidad de tenerlas estratégicamente ubicadas.

Una vez calculadas las coordenadas de los vértices anteriores y conociendo las coordenadas de los puntos clave del vertedor, se procedió por medio de intersecciones a localizar puntos y a poner mojoneras a fin de tener estos puntos identificados y fijos.

Los puntos clave están sobre el eje longitudinal del vertedor y son los puntos Q, L y P sobre una línea paralela al eje del cimacio en donde termina la cubeta disipadora, se encuentran localizados los puntos M, K y O. Todos estos lugares se localizaron con la ayuda de tránsito y demás equipo de topografía. (Ver figura 3.1)

Para llevar el control de la excavación incluyendo las líneas de proyecto y niveles, así como la cuantificación de volúmenes, se trazó una línea sobre el eje longitudinal del cimacio y se sacaron secciones transversales a cada 10 metros, considerándose al eje del cimacio como el origen (0+000). Hacia aguas arriba están estaciones con cadenamamiento negativo y hacia aguas abajo se encuentran estaciones con cadenamamiento positivo, teniendo cada sección una longitud de aproximadamente 150 metros hacia ambos lados. Cuando se tenían interferencias, ya sea naturales o de otro tipo, que impidieran localizar las secciones transversales, se procedía a trazar ejes auxiliares paralelos al eje longitudinal.

Para efectuar la cuantificación del volumen excavado y sacar el avance, se dibujan los perfiles de la sección con la línea de proyecto y los perfiles excavados de cada estación para así definir bien los cortes en ese cadenamamiento.

III.5 PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

EXCAVACION.

Para alojar la obra de excedencias fue necesario excavar un volumen de aproximadamente $3'082,000 \text{ m}^3$. de material que estaba comprendido entre las elevaciones 565 y 420. (Ver Figura 3.2).

Antes de empezar con la excavación, se realizaron estudios en el lugar, y en base a estos, se formuló un plan de ataque para determinar el tipo, cantidad de equipo que se emplearía, indicar la altura de los cortes, ubicar los bancos de tiro y también el sentido y dirección de la excavación.

La selección del tipo de maquinaria se hace de acuerdo a las características del terreno, al volumen por excavar, etc.

La altura de los cortes está en función del resultado de un estudio de costos, el cual tenía por objeto encontrar la profundidad óptima de perforación, así como la cantidad de carga de explosivos, analizando los resultados de dicho estudio se llegó a la conclusión que la profundidad de corte se encuentra entre los 8.00 y los 12.00 metros.

La excavación del vertedor se dividió en 2 etapas, la primera estuvo comprendida entre las elevaciones 565 a 526; y la segunda desde la elevación 526 hasta la 420.

PRIMERA ETAPA.

En esta primera etapa la excavación puede considerarse como previa a la excavación de la estructura vertedora propiamente, pues entre las elevaciones que comprende esta primera etapa, no se encuentra ningún elemento del vertedor. En esta etapa el sentido de la excavación fue de la margen izquierda hacia la margen derecha del vertedor siguiendo la configuración del terreno, la zona de tiro se localizó en un sitio aguas arriba de la cortina, con una distancia de acarreo de 1,500 metros. (Ver Figura 3.3)

VERTEDOR

PERFIL DE EXCAVACIONES

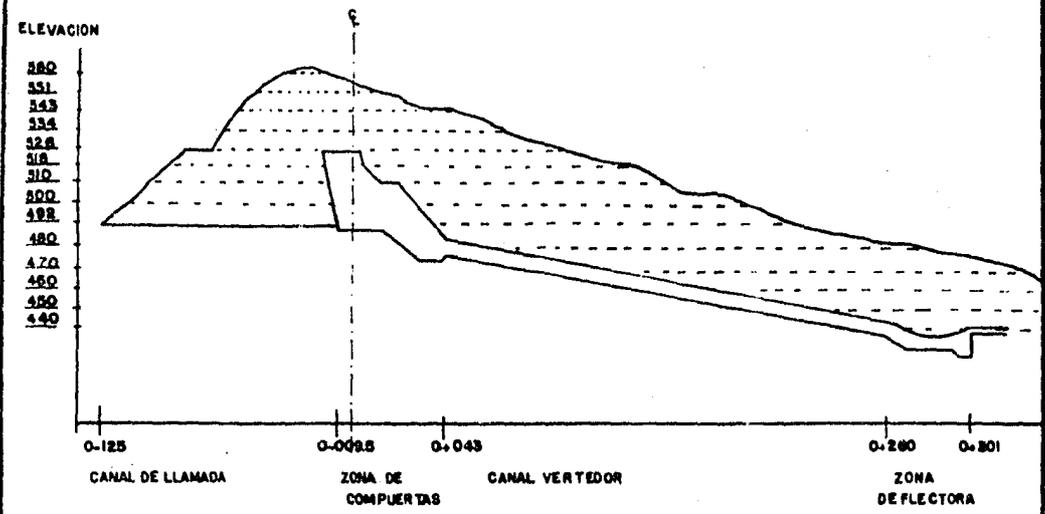
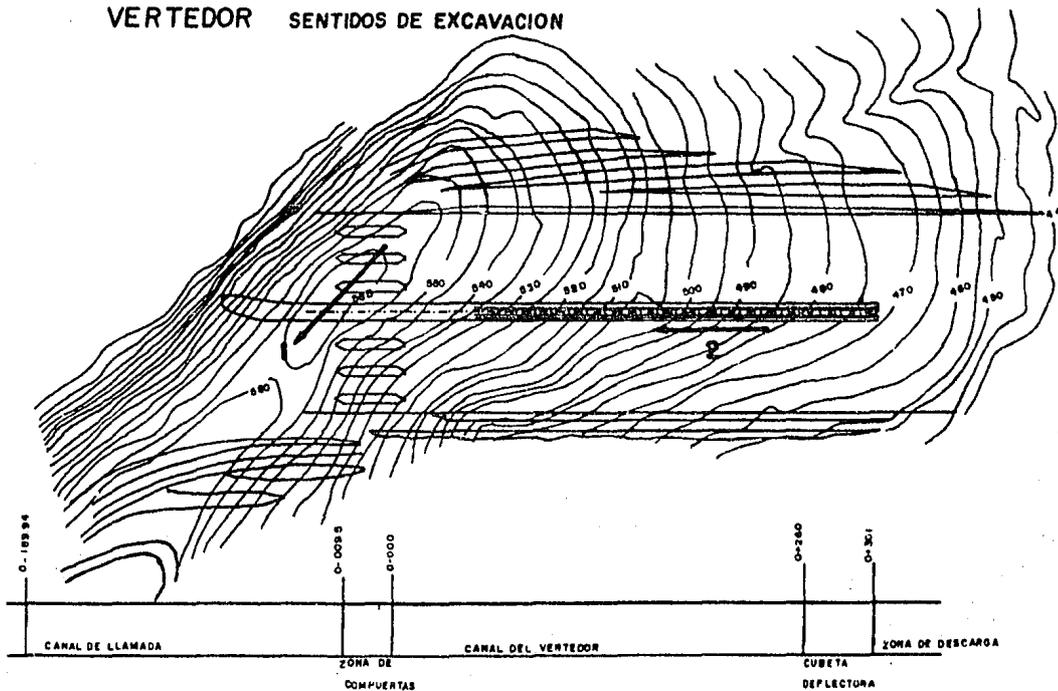


fig. 3.2

VERTEDOR SENTIDOS DE EXCAVACION



1 PRIMERA ETAPA

2 SEGUNDA ETAPA

fig. 3.3

Para llevar a cabo la primera etapa de excavación del vertedor se emplearon dos métodos de excavación; el primero utilizando tractores y el segundo por medio de explosivos.

El primer método se utilizó para excavar la capa superficial que contenía material suelto y roca alterada; esta capa tenía un espesor que variaba de 10 a 15 metros de profundidad.

El plan de ataque consistió en lo siguiente: los tractores utilizando el ripper aflojaron el material en cuadrículas de 10 x 10 metros para después amontonarlo con las cuchillas. La profundidad a la que podía penetrar el ripper varió entre 0.60 y 1.00 metros, dependiendo de la dureza de la roca, procurando que el sentido de desgarramiento fuera siempre paralelo al rumbo de la estratificación. De esta forma cada cuadrícula producía de 60 a 100 m³ de roca medida en banco. El volumen excavado, empleando este método, fue de aproximadamente 90,000 m³. (Ver Anexo No. Y.2.2.)

El segundo método se empleó cuando la dureza de la roca no permitía o no hacía rentable el uso de los tractores, y consistió en el uso de explosivos, utilizando la técnica de banqueos, exceptuando la zona de la margen derecha en donde se construyó empleando voladuras de precorte, una rampa que va de la elevación 565 a la 526.

El objetivo de esta rampa fue de servir de medio para acarrear el material excavado a la zona de tiro.

El primer banqueo se hizo con el fin de contar con una plataforma uniforme en la elevación 540, después siguieron banqueos para las plataformas en las elevaciones 534 y 526.

Estas voladuras además sirvieron para conocer el comportamiento de la roca y de los explosivos. Como estas voladuras fueron de prueba, no se tuvo un control de los explosivos detonados y las vibraciones de la explosión produjeron grietas detrás de la última hilera de barrenos que abarcaron zonas hasta de 12 metros de ancho y paralelas al frente de la excavación.

SEGUNDA ETAPA.

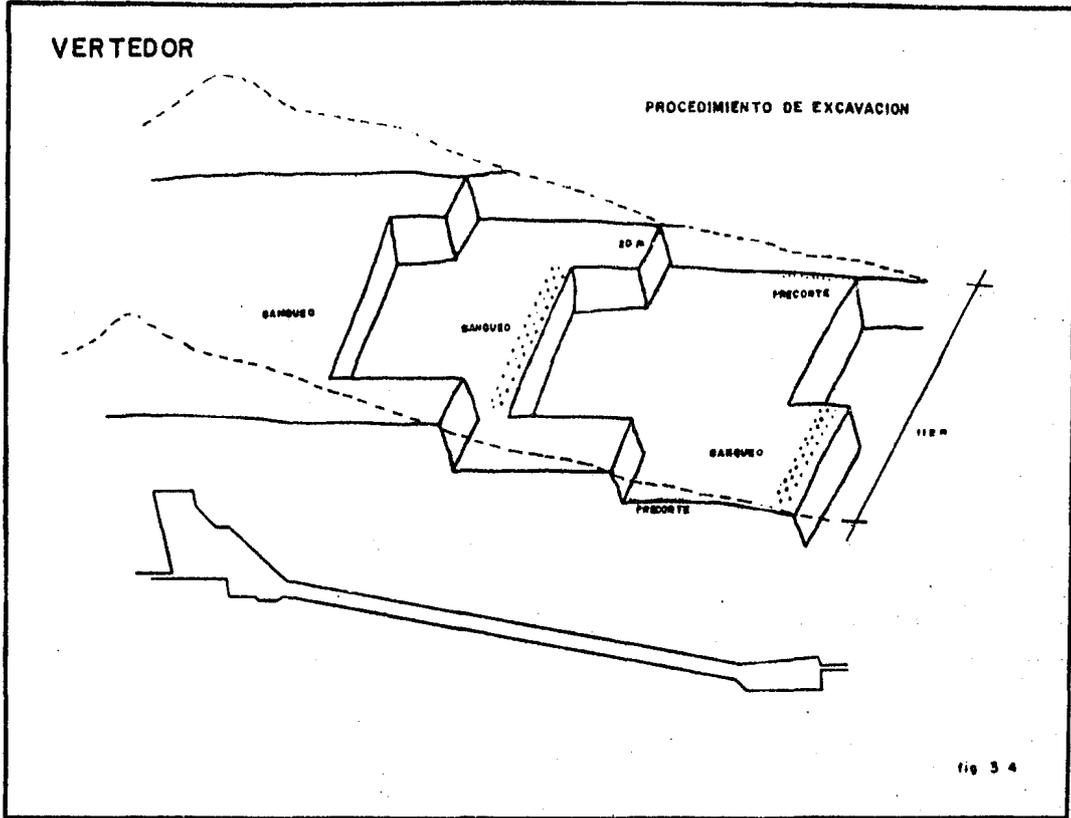
En esta etapa de excavación, únicamente se emplearon explosivos para efectuar los cortes, con voladuras de banqueos y de precorte.

Las voladuras principales o banqueos se llevaron a cabo de dos diferentes maneras, la primera de ellas consistió en formar un cajón central, excavado con voladuras en línea perpendiculares al eje longitudinal del vertedor dejando franjas de 10 a 15 metros de ancho, para proteger los taludes definitivos; posteriormente estas franjas fueron removidas con voladuras de banqueos y precorte efectuadas en líneas paralelas al mismo eje.

Este procedimiento se efectuó de esta manera debido a que no se contó con suficiente equipo de perforación para efectuar los barrenos del precorte, y era necesario distraer las perforadoras que hacían las plantillas para los banqueos, y debido al atraso en el programa de excavación de alguna forma se tenían que mantener los rendimientos. La falta de equipo se debió principalmente a descomposturas ocasionadas por el mal mantenimiento que se les daba a las máquinas.

En el segundo procedimiento no fue necesario formar los cajones pues se contó con suficientes perforadoras para efectuar los barrenos de precorte, por lo que la excavación se efectuó normalmente, realizando primero las voladuras de precorte para así dañar al mínimo las paredes de los taludes y después las voladuras principales o banqueos. (Ver Figura 3.4).

Para prevenir que las voladuras produjeran grietas que pudieran dañar las paredes de roca en donde se alojaban las estructuras y sus componentes, se limitó la cantidad de explosivos que se utilizan por tronada a 4 valores que corresponden a cuatro zonas, la Zona No. 1 corresponde a las estructuras del vertedor, las Zonas 2, 3 y 4 corresponden al canal de descarga del vertedor y los valores por zona son los siguientes:



| | | |
|--------|---|--------------------|
| Zona 1 | - | 24 Kg. por tiempo. |
| Zona 2 | - | 48 Kg. por tiempo. |
| Zona 3 | - | 72 Kg. por tiempo. |
| Zona 4 | - | 96 Kg. por tiempo. |

La excavación se avanzó en dirección del eje longitudinal del vertedor, - atacándose 2 o 3 bancos simultáneamente. (Ver Figura 3.5).

El material producto de excavación se depositó en 2 zonas de tiro, la primera zona está localizada aguas abajo de la cortina y el material se utilizó como parte del enrocamiento, la distancia promedio de acarreo fue de 800 metros y en esta parte se depositó un total de 1'800,000 m³ de roca. La segunda zona de tiro se localizó del otro lado del filo de la leona, a una distancia promedio de acarreo de 1,400 metros, en un lugar conocido como Yetla I, en donde se depositó el volumen restante.

DISEÑO DE VOLADURAS.

Los explosivos son una de las principales herramientas en el proceso de excavación, por el gran poder que se almacena dentro de los cartuchos y, sin embargo, son lo suficientemente seguros y confiables para utilizarlos.

Las voladuras consisten en las técnicas con las que se emplean los explosivos para romper la estructura de la roca en la forma y tamaño que se requiera. En el proceso de excavación del vertedor se emplearon voladuras - de precorte y banqueos cuyos procesos se describen a continuación:

BARRENACION.

En los banqueos, las plantillas de barrenación consistieron en varias hileras de barrenos de 3" de diámetro formando un patrón conocido como "Tresbolillo", que no es más que hileras de barrenos separados entre sí 3.0 metros en sentido horizontal y vertical, pero intercaladas las hileras.

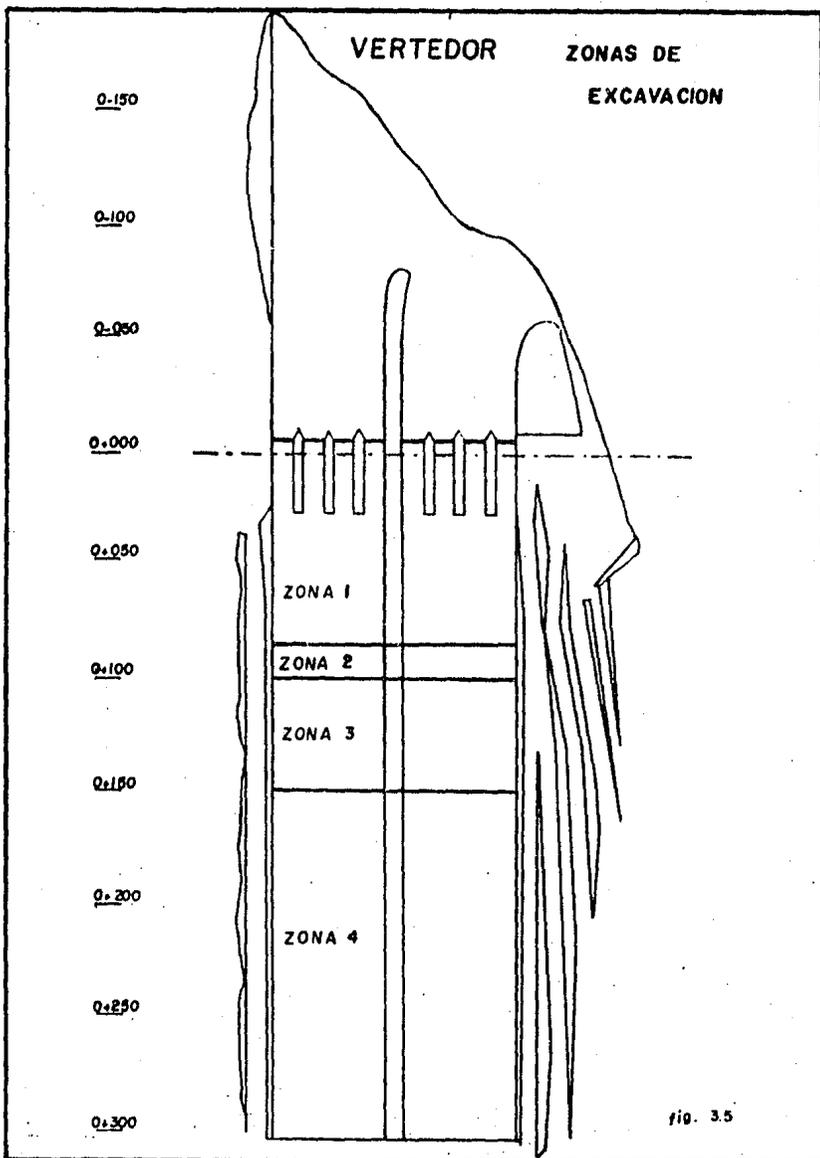


fig. 3.5

La profundidad de barrenación de las caras varió de 5 a 12 metros dependiendo de la configuración, con una subperforación de 0.75 a 1.0 metros dependiendo del banqueo que se trate. A estas perforaciones se les dió una inclinación del 15 al 20% hacia las caras del banco.

En las voladuras de precorte la barrenación consistió en una hilera de barrenos de 3" de diámetro espaciados entre sí 0.60 metros dejando una separación entre la última hilera del banqueo y la línea de precorte de 1.50 metros, lo que representa la mitad del bordo (Ver Figura 3.6).

Los barrenos del precorte se hicieron dando una pequeña desviación con respecto a la línea de proyecto, de tal forma que la parte superior coincida con esta línea y la parte inferior se perfore de 20 a 30 cm. hacia dentro del talud. Esto se hace con el fin de que el track-drill tenga espacio para apuntar la broca en la posición indicada. (Ver Figura 3.8)

EXPLOSIVOS.

En las voladuras de banqueo se emplearon 2 tipos de explosivos, uno de los cuales el Tobex 700 o Godine, es en forma de gelatina explosiva (Hidrogel) y viene envasada en cartuchos de 2" x 16" o de 2½ x 16". El número de bombillos que se introduce en cada barreno está en función de la longitud de éste, recomendándose colocar un bombillo por cada metro de profundidad.

El otro tipo de explosivo es el agente explosivo que viene en forma granular como el Anfosei-super, el Mexamon-D o el Carbonitro.

El agente explosivo se colocó en los barrenos en una proporción igual al doble en peso del explosivo de gelatina. Estos explosivos se colocaron en forma alternada comenzando con cuatro o cinco cartuchos, los que forman la carga de pie y los demás espaciados de la siguiente forma (Ver Figura 3.7A). En estas voladuras la altura del taco varía de 1.00 a 2.50 metros.

En las voladuras de precorte para la carga de barrenos se emplearon explo-

PLANTILLA DE BARRENACION "TRESBOLILLO" PARA BANQUEOS

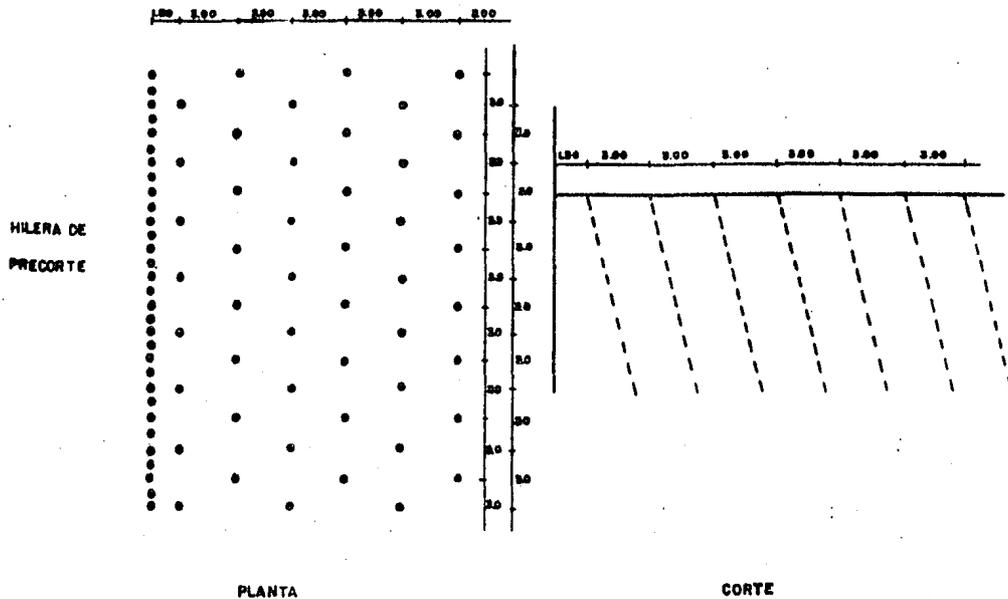


fig. 3.6

VERTEDOR

PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION DE TALUDES

DESVIACION DE LOS BARRIDOS DE PRECORTE

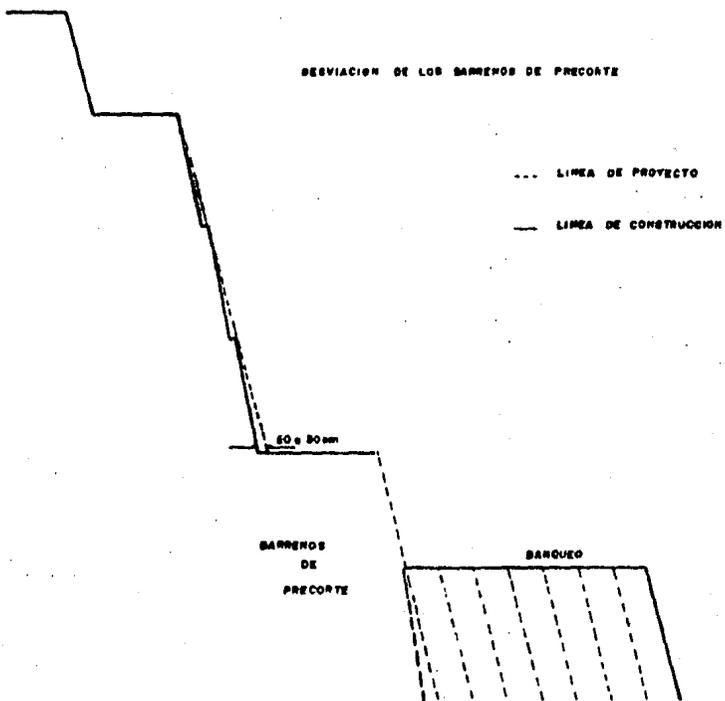


fig. 3.8

sivos de gelatina, como el Tobex 100 que viene en cartuchos de 7/8" x 16", los cuales se introdujeron espaciados 40 cm. uno del otro, colocándose 3 - bombillos en el fondo del barreno para formar la carga de pie para dar la separación requerida, los cartuchos fueron amarrados al primacord a la separación adecuada y después introducidos al barreno.

En este tipo de voladuras la altura del taco varió de 0.80 metros a 1.5 metros. (Ver Figura 3.7B).

El factor de carga para las voladuras de banqueo fue de 0.300 kg/m^3 en promedio, y para las voladuras de precorte este factor fue de 0.150 kg/m^3 en roca normal, pero cuando se encontraban lutitas pizarrosas este factor aumentó hasta 0.300 kg/m^3 .

PREPARACION DE LOS TALUDES.

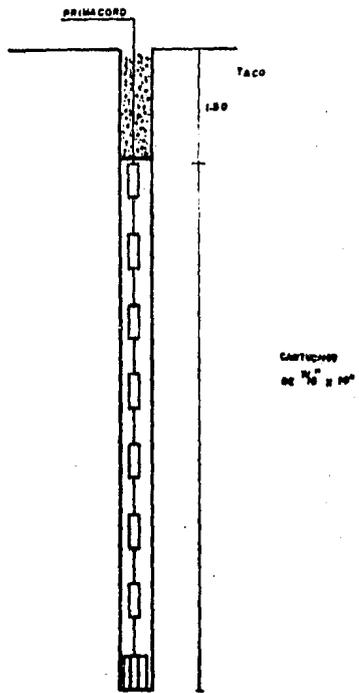
Esta actividad consistió en eliminar los pequeños fragmentos inestables de roca, que resultaron de los cortes efectuados y tuvo como finalidad lograr una superficie más o menos homogénea para que después, al aplicarse el recubrimiento a las paredes de los taludes, no hubiera desprendimientos, los que además del trabajo de reparación, ocasionaran daños a las zonas cercanas, al quedar la pared expuesta al intemperismo y a la lluvia, pudiendo - el agua infiltrarse entre el revestimiento y las paredes.

En este trabajo se utilizó una barra de acero como herramienta, con la - cual se desprendieron los fragmentos de roca. Después de realizar esta actividad, se procedió a limpiar los taludes con agua y aire a presión; este trabajo tuvo por objeto, limpiar en dichas superficies el polvo y otras impurezas para tener así una mejor adherencia entre el concreto lanzado y - las paredes del talud.

RECUBRIMIENTO.

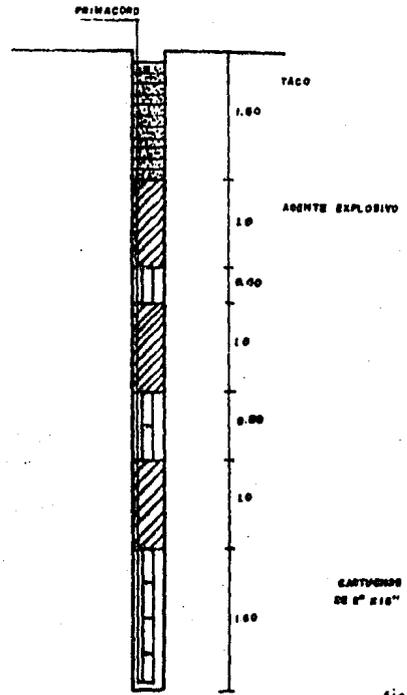
Los taludes definitivos que forman parte de la estructura del vertedor, -

CARGA DE BARRENOS



BARRENO DE PRECORTE

fig 37A



BARRENO DE BANQUEO

fig.37B

fueron protegidos contra el efecto destructivo del intemperismo, la erosión del agua y del medio ambiente.

Para proteger estos taludes, se les aplicó un recubrimiento de concreto lanzado o gunita, reforzado con un armado de malla eléctrosoldada 20/20 x 1/8".

La malla fue sujeta en la pared por medio de anclas cortas en forma de ganchos, de 1.20 metros de longitud y 3/8" de diámetro, las anclas se colocaron formando una cuadrícula de 2.0 x 2.0 metros. La capa de concreto lanzado tiene un espesor promedio de 11 cm. y el mínimo recomendado es de 5 cm.

El recubrimiento de los taludes se inició cuando la excavación del vertedor llegó a la elevación 492, este trabajo fue requerido porque la roca de las partes altas se encontraba en mal estado y al estar expuesta a los efectos del intemperismo, con toda seguridad se iban a presentar problemas al deteriorarse las paredes de los taludes, lo que probablemente ocasionaría daños a las estructuras del vertedor.

El recubrimiento primeramente se aplicó a los taludes en la margen derecha y después se recubrieron los taludes de la margen izquierda, de la elevación 526 a la elevación 492.

COLOCACION DE LA MALLA.

El procedimiento para efectuar esta actividad fue el siguiente: Primero se corta la malla a la longitud deseada preferentemente a la medida del talud que se deseaba recubrir.

Una vez cortada la malla, ésta se sujetó firmemente al filo de la berma superior con anclas y se amarró con alambre recocido, para posteriormente desplegarla sobre el talud, dejándola caer para que se desenrolle. Después se procedió a sujetar la malla al muro con anclas, para esto, previamente se han barrenado los agujeros en donde se colocarán las anclas, la profundidad media de perforación fue de 0.80 mts. y las anclas se coloca-

ron de tal forma que el gancho aprisione fuertemente la malla contra la pared. Enseguida las anclas se acuñaron y se inyectaron con mortero.

Cuando en las paredes se encuentran superficies con agujeros de gran tamaño, se introducen pedazos de malla, sujetándolos de la misma manera.

LANZADO DE GUNITA.

Para la aplicación del concreto lanzado o gunita, primeramente se colocó una franja inferior de 2 a 3 metros de alto en la base del talud. Esta franja es colocada con el fin de evitar que esta zona quede bloqueada por el material que cae al estar aplicando la gunita en la parte superior. Una vez terminada la parte inferior se procede al recubrimiento del talud por medio de franjas de 1.50 a 2.00 metros, que se van colocando de arriba hacia abajo. (Ver Figura 3.9).

La dosificación de la mezcla empleada fue la siguiente:

Se utilizaron 54 kilos de cemento normal por 32 litros de agua y 0.12 m^3 de arena (que es el equivalente a 6 botes).

El cemento y la arena se mezclaron en una pequeña planta que se localizaba en una berma cuya elevación debería ser igual o mayor a la corona del talud que se estaba recubriendo.

La pistola lanzadora de concreto era alimentada simultáneamente por la bomba de la planta mezcladora mediante una manguera de 2" de diámetro y por otra manguera de 3/4" de diámetro proveniente del tanque de agua.

TRATAMIENTO DE TALUDES.

ANCLAJE.

El anclaje tiene por objeto mejorar la estabilidad de los taludes, ya sea

PROCEDIMIENTO DEL RECUBRIMIENTO

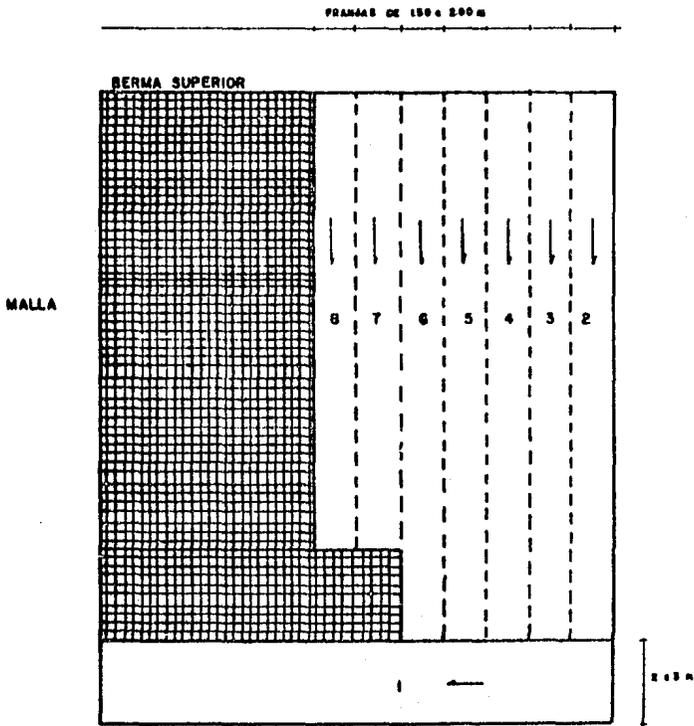


fig. 3 9

los naturales o los que resultan al efectuar los cortes y de esta forma - evitar el deslizamiento de bloques potencialmente inestables. Estos bloques se encuentran delimitados por el sistema de fracturamiento y tienden a deslizar sobre los planos de estratificación.

ANCLAJE DE LA MARGEN DERECHA.

En los taludes comprendidos entre los cadenamientos K-0-100 y K-0-40, entre la elevación 492.00 a la 522.60 se colocó un anclaje sistemático que consistió en una plantilla distribuida de la siguiente forma:

En el sentido horizontal las anclas tienen una separación de 3.00 metros. (Ver Figura 3.10).

Las anclas son de varilla corrugada y son inyectadas en toda su longitud con mortero de $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$. las anclas tienen una longitud de 9.0 metros con excepción de las que se utilizaron para sujetar al muro de concreto que tienen una longitud de 2.50 metros.

En el cadenamiento Ko-009.5 se encuentra un corte en ángulo recto, que fue hecho para dar cabida a la zona de estructuras, en esta parte se colocaron 2 tipos de anclaje.

El primero es a base de anclas de fricción de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro, de 9 metros de longitud y están colocadas cubriendo toda la altura de la zona donde el talud es vertical, el patrón de colocación de estas anclas es el siguiente: en el sentido vertical tienen una separación de 2.0 metros.

El segundo tipo de anclaje tiene por objeto reforzar la parte superior de dicho talud, las anclas que se utilizaron son de fricción de 1" de diámetro y 6 metros de longitud colocadas en posición vertical formando una cuadrícula de 1.50 x 1.50 metros.

##...

ANCLAJE EN LA MARGEN IZQUIERDA.

Entre los cadenamientos K0-037.30 y K0-028.00, se colocó un anclaje que consistió en lo siguiente: se formó una plantilla de anclaje de 2.50x2.50 con varilla corrugada de 1½" de diámetro, 10.0 metros de longitud. Las perforaciones correspondientes fueron de 2¼" de diámetro y 8.50 metros de longitud y rellenas con mortero de $F'c=180 \text{ kg/cm}^2$.

En este patrón, las últimas 4 hileras horizontales, que están comprendidas entre las elevaciones 490 y 501.5 las anclas que se colocaron son de 6.0 metros de longitud con gancho en ángulo recto de 0.80 metros. Este gancho sirve para poder unir el anclaje al armado interior del muro de concreto. (Ver Figura 3.11)

Al igual que en la margen derecha en el cadenamiento K0-009.5 existe un corte en ángulo recto. Aquí el anclaje consistió en un patron con dos hileras verticales de anclas separadas entre sí 1.0 metro, espaciadas en sentido vertical a 2.50 metros, colocadas en dirección perpendicular al talud. Estas anclas tienen una longitud de 6.0 metros. (Ver Figura 3.12A).

En la zona localizada entre los cadenamientos K0+075, k0+095 y K0+120 aparecían fracturas diagonales entre las elevaciones 510 y 490, las cuales de limitaban junto con los planos de estratificación cuñas que potencialmente podrían deslizarse hacia el interior de la excavación, previniendo ésto, se colocó un sistema de anclaje que consistió en anclas de fricción de 1" de diámetro y 6.0 metros de longitud formando una cuadrícula de 1.50 x 1.50 en una zona con 6 metros de ancho. (Ver Figura 3.12B).

• RECOMENDACIONES DE ANCLAJE.

Para efectuar el anclaje de los taludes se dieron las siguientes recomendaciones:

*Las recomendaciones son por parte de la CFE.

##...

VERTEDOR ANCLAJE DE LA MARGEN IZQUIERDA

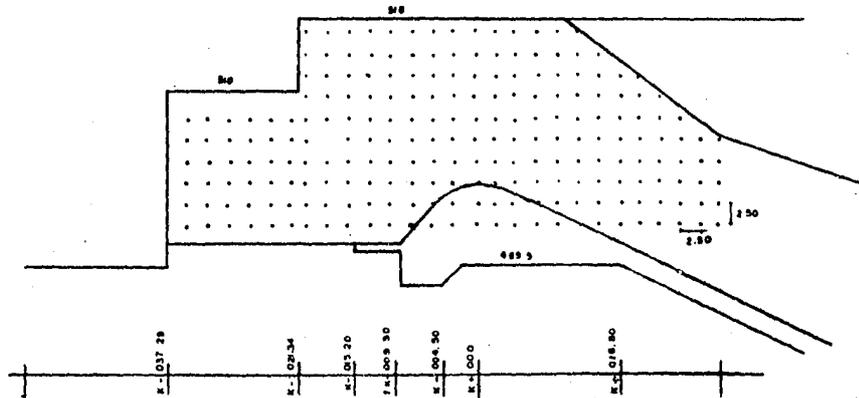


Fig 3.11

VERTEDOR ANCLAJE EN LA ZONA DE COMPUERTAS

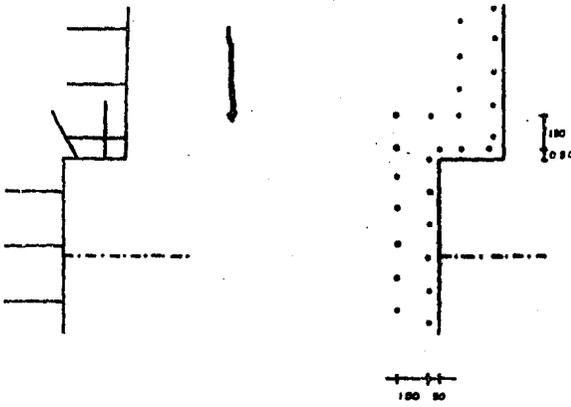


fig 3.12 A

TRATAMIENTO DE CUÑAS INESTABLES

TALUD IZQUIERDO

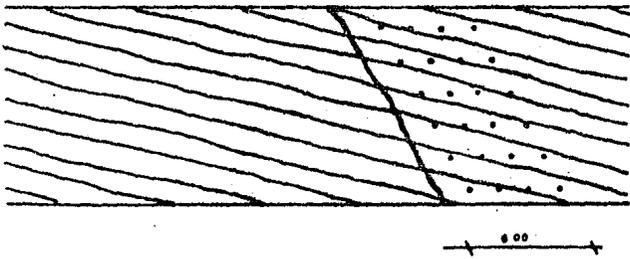


fig 3.12 B

La excavación se llevó a cabo en forma alternada con el anclaje de los taludes, tratando de no dejar espacios - mayores de 6 metros de altura sin soporte.

Estas indicaciones realmente no se cumplieron, pues solamente se llevaron a cabo en la parte superior de los taludes de la margen derecha en donde - se colocaron 4 hileras de anclas y en zonas en donde la roca presentaba - problemas de estabilidad.

PROCEDIMIENTO DE COLOCACION DEL ANCLAJE.

BARRENACION.

Para perforar los barrenos se utilizaron los siguientes equipos: track- - drill y perforadoras de vagoneta stenwink.

Los track-drill se emplearon para hacer los barrenos de la parte inferior - del talud hasta una altura de 3 a 4 metros, que es la máxima altura de ba-- rrenación de estas máquinas para los barrenos de la parte superior; se em-- pleó también la perforadora de vagoneta, la que inicialmente estaba soste-- nida con cables de acero, poleas y tirfors.

Utilizando estos elementos, el tiempo de barrenación era muy alto, por lo - lento y complicado que era efectuar las maniobras de la canastilla.

Para mejorar esta situación, se sustituyeron las poleas y Tirfors, por una grúa de 100 toneladas de capacidad para sostener la canastilla, lográndose con esto, una mayor rapidez en las maniobras.

COLOCACION DE LAS ANCLAS.

Una vez terminada la perforación del barreno y antes de colocar el ancla,

##...

se procedió a lavar el barreno con agua a presión, para quitar el polvo y eliminar partículas sueltas que se producen en la perforación. Todo esto con el fin de lograr una mejor adherencia entre el mortero y la roca. Concluidos estos trabajos, se introdujeron las anclas, las cuales se levantaron con cuerdas y fueron introducidas por una persona apoyada en una escalera. Se vigiló que las varillas con que están hechas las anclas no tengan oxidación que pudiera disminuir la adherencia entre el acero y el mortero.

INYECCION DEL MORTERO.

El mortero es fabricado con una revolvedora de 1 saco, colocada en berma - inmediata superior, la relación agua-cemento del mortero es 0.5 lts/kg. y la inyección se hizo con una manguera de 2" de diámetro, introduciéndola - en el barreno.

DRENAJES EN LOS TALUDES.

El efecto que produce el agua al introducirse en las grietas afecta la estabilidad de los macizos rocosos debido principalmente a la acumulación de la presión hidrostática en el interior de los bloques, así como entre la - capa de recubrimiento o estructuras de concreto y las paredes de los taludes.

DRENAJE EN EL MARGEN DERECHO.

En la zona que se encuentra entre los cadenamientos 0-100 y 0+030 que es - donde se localizan los muros que forman el canal de llamada y las estructuras de control, se dejaron drenes de tubo galvanizado de 3" de diámetro a través del muro que tiene 1 metro de espesor, distribuidos de la siguiente manera:

8 metros en sentido vertical.

6 metros en sentido horizontal.

El drenaje del talud que se encuentra desde el cadenamamiento 0-030 hasta el 0-100 consistió en barrenos de 3" de diámetro y 6 metros de profundidad espaciados a cada 8 metros en sentido vertical y 6 metros en el sentido horizontal, dejando preparados los drenes con tubos de acero galvanizado de 3" de diámetro en la zona donde irá el muro de concreto.

Del cadenamamiento 0-100 al 0-110 en los taludes que están protegidos con gunita se perforaron drenes de 6 metros y 3" de diámetro siguiendo el patrón descrito anteriormente, además se hicieron drenes cortos de 30 cm. de profundidad y 1½" de diámetro separados 4 metros en sentido vertical y 3 metros en el sentido horizontal. Todos los drenes tienen una inclinación ascendente de 10° a 15° con respecto a la horizontal y son perpendiculares al talud.

DRENAJE EN LA MARGEN IZQUIERDA.

Se colocó un patrón de anclaje similar al de la margen derecha en las partes de estos taludes. Con perforaciones de 6 metros en el sentido horizontal.

Además se colocó una plantilla de barrenos de 1 ½" de diámetro y de 30 cm. de profundidad formando una cuadrícula de 3 x 3 metros. En ambas márgenes se construyeron cunetas de concreto como medidas auxiliares, para canalizar y desalojar rápidamente el agua de la lluvia y así evitar que se introduzca al macizo rocoso.

III.6 VERTEDEDOR.

CONCRETO.

El cemento utilizado para la construcción de las estructuras del vertedor es proporcionado por la CFE a los contratistas, cuidando con esto la calidad de este material, el almacenamiento es por cuenta de los contratistas y tienen que cumplir con varias normas de seguridad.

El cemento empleado en las estructuras es cemento portland tipo III de bajo calor de hidratación y el agua que se utiliza debe ser de buena calidad que no contenga materias orgánicas, sales, etc., y es enfriada con hidrógeno líquido, con el objeto de bajar la temperatura del concreto.

Los agregados son extraídos por el contratista de un banco que se encuentra en las márgenes del río aguas abajo, y son molidos, cribados y lavados, dándoles diferentes granulometrías. Posteriormente son trasladados y almacenados, junto a las plantas dosificadoras, en donde son empleados para la elaboración del concreto.

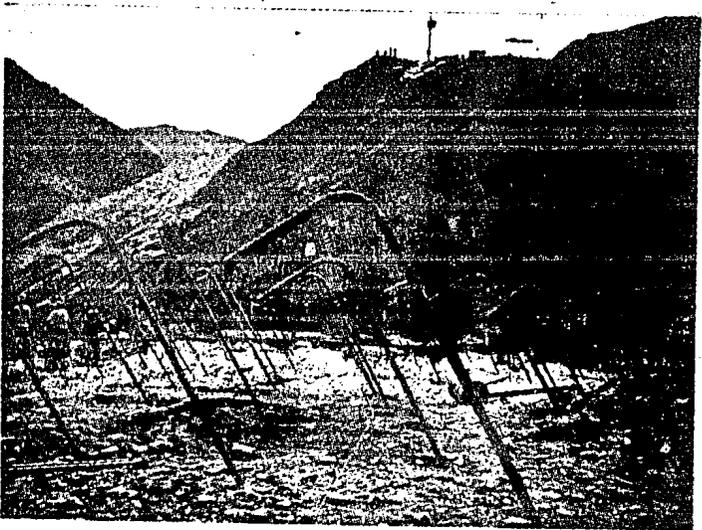
Un problema que ha causado el almacenamiento al aire libre es la alta temperatura que tienen los agregados, ya que el concreto empleado según especificación, debe estar a una temperatura máxima de $27^{\circ} \pm 2^{\circ}$ C. y los agregados son principal fuente de calor del concreto. Para bajar la temperatura de los agregados se colocaron lonas para resguardarlos del sol, mojándose además, con agua helada.

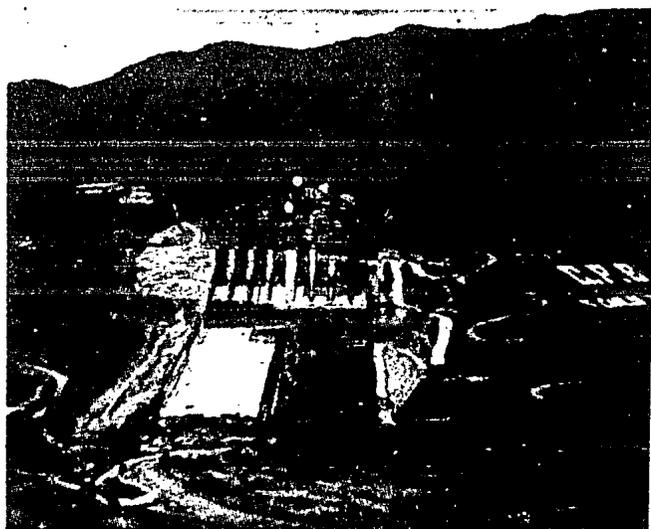
La supervisión de los trabajos de colado es de gran importancia, para verificar que se cumplen las especificaciones y que además se realicen con buena calidad. Los supervisores checaban principalmente:

- Revenimiento.
- Temperatura.
- Muestra representativa para checar resistencia.

- Forma de colocación.
- Vibrado.

y todos los demás factores que se deben de observar al colar concreto en -
forma masiva. (Ver anexo de concreto).





IV. OBRA DE TOMA.

IV.1 INTRODUCCION.

Las obras de toma son conductos a través de los cuales se introduce o se da entrada al agua conforme a una determinada ley de demanda.

Las obras de toma se pueden clasificar de acuerdo a: sus objetivos, su distribución física y estructural o de acuerdo a su operación hidráulica. El diseño está en función de las condiciones geológicas y topográficas, - así como los tipos y dimensiones de las cortinas y de las fluctuaciones - de los gastos por extraer del río. Estos valores y sus variaciones se de terminan por medio de estudios hidrológicos.

Los conductos de las obras de toma pueden estar localizados a través de - las cortinas de concreto, dentro de trincheras, sobre roca sólida, en cimentaciones de cortinas de tierra y enrocamiento o en túneles localizados sobre las márgenes del río.

Los conductos de la obra de toma pueden descargar directamente al río o - alimentar a los sistemas de conducción, dependiendo del aprovechamiento a que esté destinada la obra de toma.

OBRAS DE TOMA EN PLANTAS HIDROELECTRICAS.

Debido a las características propias de las plantas hidroeléctricas, las cuales están en función de la carga de agua, las estructuras modernas de conducción son en base a conductos a presión, los cuales se inician en - una obra de toma localizada en el vaso de almacenamiento y terminan en la válvula de admisión a la turbina, o a la entrada de la turbina cuando no exista válvula.

La conducción del agua desde el vaso de regulación hasta las turbinas se puede efectuar por uno o varios conductos de acuerdo a las característi-- cas que presente cada caso.

Desde un punto de vista general y considerando el factor económico, se re-

comienda que para plantas hidroeléctricas de gran carga, o aquellas que tengan conducto muy largos, es conveniente contar con un conducto principal y al llegar a la cercanía de la casa de máquinas, distribuir el agua a través de tuberías individuales que alimenten a cada unidad de turbina.

En el otro caso, cuando se trate de plantas cuya carga sea baja y los conductos sean de pequeña longitud, es conveniente emplear tuberías individuales para cada unidad.

COMPONENTES DE LA OBRA DE TOMA.

Los elementos que componen las obras de toma dependen de la utilización que se le vaya a dar a ésta, aunque hay algunos componentes que forman la estructura básica como son los siguientes:

- estructura de entrada.
- conductos.
- mecanismos de regulación y emergencia que incluye el equipo de operación, dependiendo de las características particulares de la obra, se requerirán más elementos y aditamentos que formen parte de la estructura. Estos se describirán en la parte correspondiente.

IV.2 OBRA DE TOMA.

La obra de toma del proyecto hidroeléctrico Ing. Carlos Ramírez Ulloa - "El Caracol", se encuentra localizada sobre la margen derecha del río y consta de 3 unidades de toma que alimentan a un igual número de turbinas.

La obra de toma en sí, consiste de una estructura de rejillas y dos compuertas deslizantes por cada unidad de toma. Cada una de éstas tiene capacidad para un gasto máximo de $243.40 \text{ m}^3/\text{seg}$.

La estructura de la obra de toma está alojada en una plataforma que se en

cuentra sobre la elevación 470, y los controles de las compuertas de la - toma se localizan en otra plataforma pero está sobre la elevación 526.

El corte entre estas plataformas tiene un talud de 0.446:1 y el ancho de cada una de estas plataformas es de aproximadamente de 60 metros, con una longitud media en dirección hacia las tuberías de presión de 40 metros para la primera y 50 metros para la segunda. (Ver Figura 4.1).

El canal de toma está formado por un tajo a través del cual se conduce el agua hacia los conductos a presión.

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

EXCAVACION.

El perfilamiento del talud se inició primeramente con el despalme, o sea el corte de la capa de suelo vegetal, y en seguida se prosiguió con la excavación del material superficial que se encontraba intemperizado. Estos trabajos se llevaron a cabo empleando un tractor D-8, el cual fue haciendo los cortes para después empujar el material hacia la ladera, dejándolo caer por gravedad y de esta manera ir formando un tajo a cielo abierto. - La excavación utilizando tractor se efectuó hasta donde la dureza de la roca lo permitió y fue una capa de aproximadamente 10 metros.

Los cortes empezaron a partir de la elevación 570 alineados sobre lo que sería el eje de la tubería a presión No. 1. Una vez logrado el perfilamiento del primer talud se iniciaron las excavaciones con explosivos siguiendo los procedimientos de banqueo, las profundidades de barrenación variaron entre 6 y 9 metros. A estos cortes se les dió un talud de 0.21:1, se trabajó así hasta llegar a la elevación 550, tratando de dar la misma elevación a todo el frente. En esta elevación se hizo la primera berma estabilizadora del talud, posteriormente y utilizando los mismos procedimientos de excavación por medio de banqueos y partiendo de la elevación anterior sobre el cadenamamiento KO+090, se procedió a atacar hacia cotas inferiores. A diferencia del procedimiento anterior el material no se de

OBRA DE TOMA

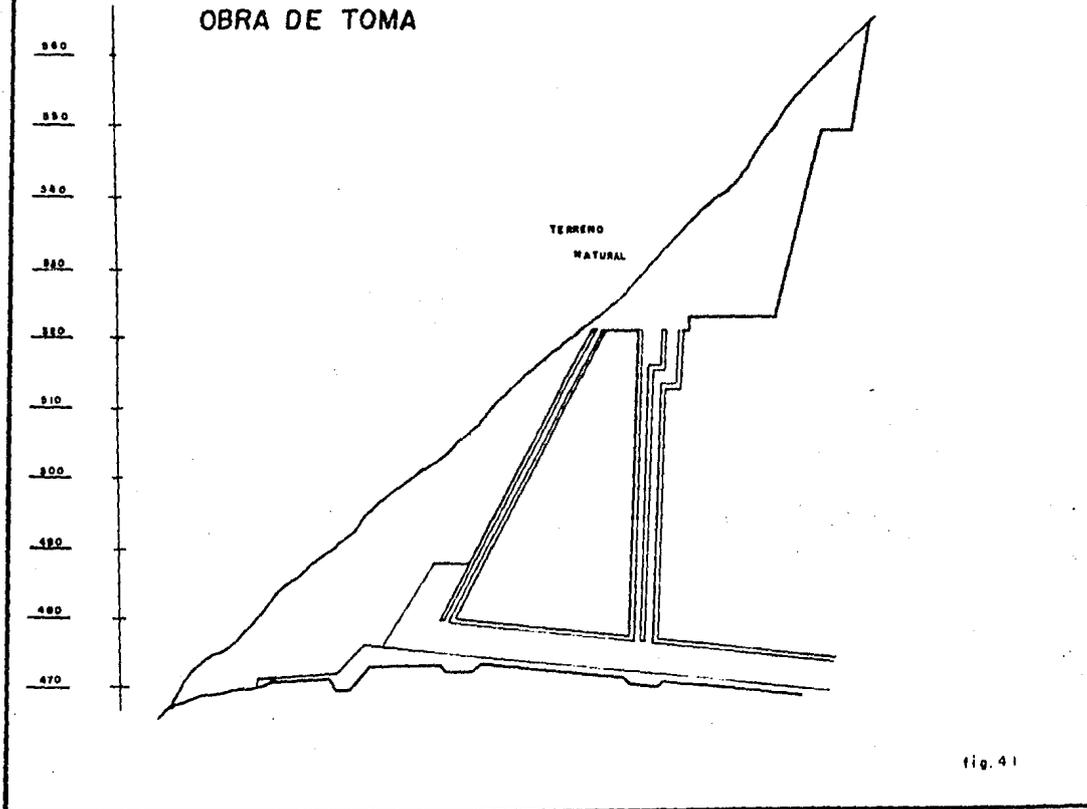
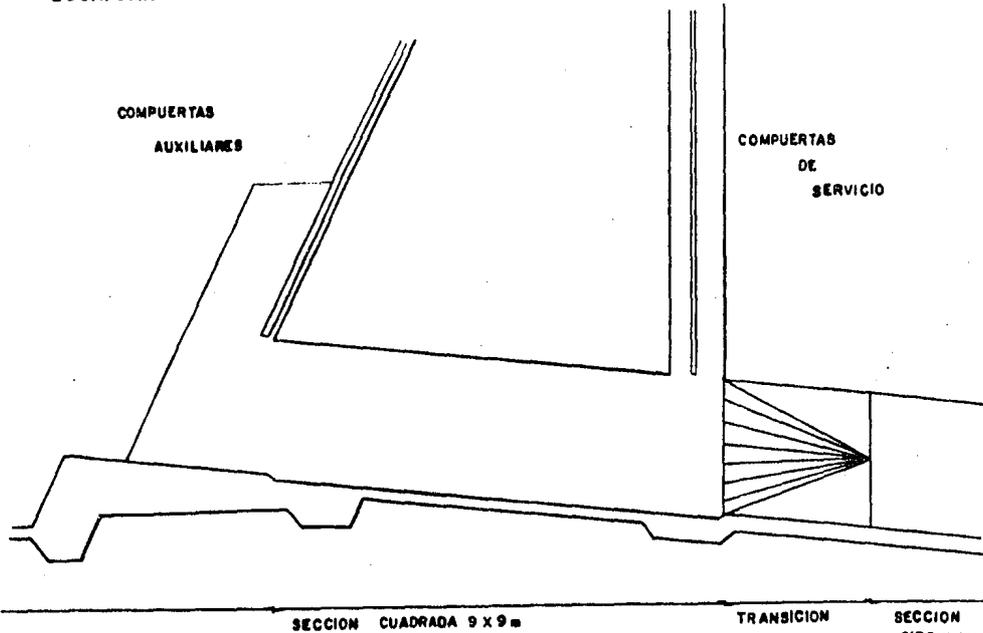


fig. 41

BOCATOMA

**COMPUERTAS
AUXILIARES**

**COMPUERTAS
DE
SERVICIO**



SECCION CUADRADA 9 x 9 m

TRANSICION

**SECCION
CIRCULAR
9 m Ø**

fig. 42

RECOMENDACIONES DE EXCAVACION:

Estas recomendaciones tuvieron por objeto dañar al mínimo a las pilas, por movimientos o vibraciones en el terreno ocasionadas por las voladuras y -- son las siguientes:

La excavación de estas estructuras se realizó en tres etapas de 8.0 metros por banqueo y alternadas, utilizando el método de precorte con las siguientes cargas máximas.

| PRECORTE | ELEVACION | CARGA MAXIMA | NO. DE BARRENOS |
|-----------|-----------|--------------|-----------------|
| 1a. Etapa | 495-487 | 30 Kg. | 6 |
| 2a. Etapa | 487-479 | 15 Kg. | 3 |
| 3a. Etapa | 479-470 | 9 Kg. | 2 |

| BANQUEO | ELEVACION | CARGA MAXIMA | NO. DE BARRENOS |
|-----------|-----------|--------------|-----------------|
| 1a. Etapa | 495-487 | 15 Kg. | |
| 2a. Etapa | 487-479 | 12 Kg. | |
| 3a. Etapa | 479-470 | 9 Kg. | |

VOLADURAS:

El diseño de voladuras se puede enmarcar en dos etapas generales. La primera etapa comprende la zona en la cual no se requirió de cuidados en cuanto a daños y a movimientos probables de los taludes ya que sólo debían respetarse las pendientes de proyecto, esta zona está comprendida entre las elevaciones 570 a 495 aproximadamente, ya que en esta zona no se encuentra ninguna estructura de la obra de toma.

SEGUNDA ETAPA: En esta etapa se tomaron una serie de medidas con objeto de no dañar la roca que después formaría parte del canal de llamada y del canal de toma.

En ambas etapas se utilizaron procedimientos de voladuras a cielo abierto.

BANQUEOS.

Para efectuar los banqueos, los barrenos se hicieron con una inclinación de 70° con respecto a la horizontal. Los barrenos que se empelaron fueron de 3" de diámetro. Las profundidades de barrenación variaron entre 6.0 y 9.0 metros, predominando las de 9.00 metros, siguiendo patrones en forma de cuadrícula de 2.50 x 2.50 metros, y en ocasiones en tresbolillo, con una carga promedio de 25 kg./barreno de 9.00 metros de profundidad.

PRECORTE.

Para el método de precorte se utiliza una carga promedio de 2.5 kg. de explosivo por barreno de 9 metros de profundidad y una separación entre barrenos de 0.60 metros. Los barrenos utilizados en este método fueron de 3" de diámetro.

En la siguiente figura se presenta un banqueo tipo en donde se aprecian las líneas de barrenación, carga y secuencia de ignición. (Ver Figura

RECOMENDACIONES DE ANCLAJE:

- Se recomendó efectuar un preanclaje a base de anclas de fricción de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro con una longitud de 6 metros y un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, inyectadas con mortero de $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$ colocadas en posición vertical. Estas anclas se colocaron de la parte superior de las pilas hacia abajo. (Ver Figura 4.3).
- Se colocaron anclas de fricción de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro y 12 metros de longitud con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ inyectadas con mortero de $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$ con la siguiente distribución por hileras sobre el talud la-

OBRA DE TOMA

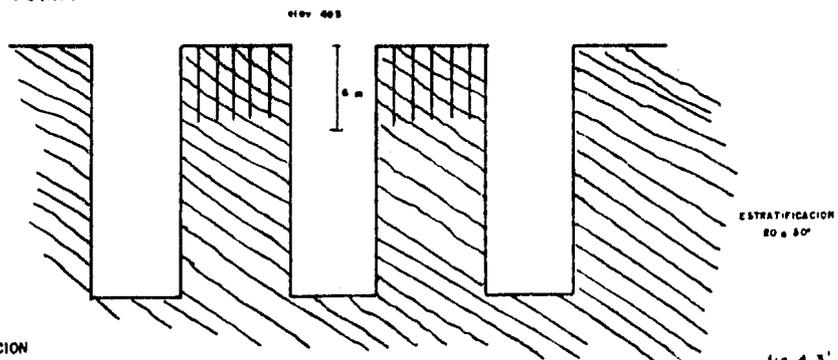


fig. 4.3'

ESTRATIFICACION
Y
ANCLAJE

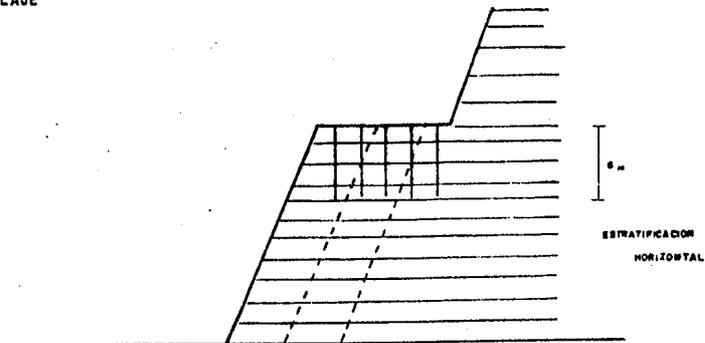


fig. 4.3

teral izquierdo.

| ELEVACION | No. DE ANCLAS |
|-----------|---------------------|
| 491 | 4 |
| 488 | 4 |
| 485 | 5 |
| 482 | 5 |
| 479 | 5 |
| 476 | 6 |
| 474 | 6 |
| 472 | 6 (Ver Figura 4.4B) |

- En los taludes frontales de las pilas se recomendaron anclas de fricción de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro y 6 metros de longitud en posición horizontal. (Ver Figura 4.4A).
- Se colocaron tendones de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro con una longitud que varía entre 11.80 a 12 metros, tensados a 30 toneladas, de cara a cara laterales en las pilas. (Ver Figura 4.4A).

RECOMENDACIONES DE DRENAJE:

La construcción de estructuras de drenaje tienen como finalidad aliviar las presiones hidrostáticas que se acumulan durante la operación de la presa, pues debido a las variaciones del nivel de agua en el vaso se presentan filtraciones que producen empujes de la roca contra el revestimiento que se les aplica a los taludes. El recubrimiento es a base de concreto lanzado, reforzado con malla electrosoldada.

Las recomendaciones consisten en lo siguiente:

- Hacer barrenos de 3" de diámetro y 6 metros de profundidad con una inclinación de 15° por arriba de la horizontal, para formar una cuadrícula de 4.0 x 4.0 metros a partir de la elevación 504.00 hasta la 520.00

OBRA DE TOMA

ANCLAJE DE PILAS
Y TALUDES

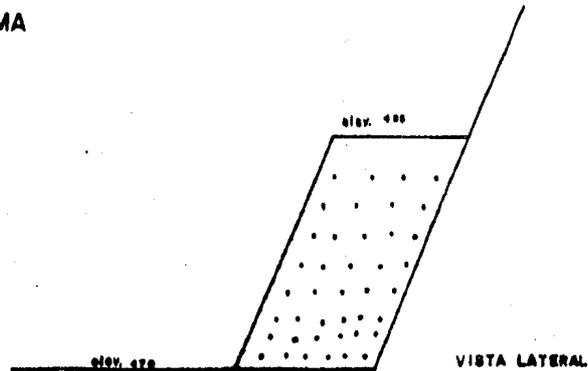
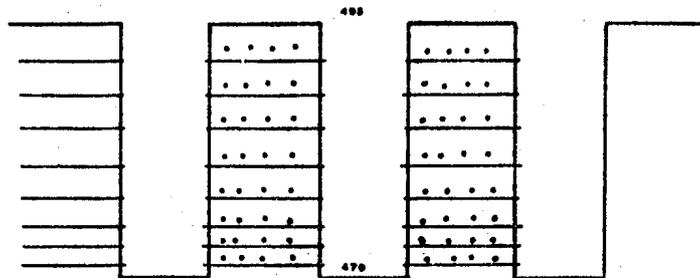


fig. 4.4A



VISTA FRONTAL

fig. 4.4B

- Hacer drenes de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro, 30 metros de profundidad con la misma inclinación y formando la misma cuadrícula que los anteriores barrenos, pero desfasada de tal forma que estas cuadrículas queden intercaladas entre sí.

TOPOGRAFIA.

De la red de triangulación existente se utilizaron los puntos D-8 y D-6 para situar la obra de toma, con base a estos puntos y tomando las coordenadas dadas para las tuberías a presión y con el rumbo de éstas, se trazaron los ejes de cada tubería de presión y el del canal de llamada. Posteriormente se trazarían los cortes y taludes que formarían la entrada de la obra de toma.

IV.3 BOCATOMA.

La bocatoma es la parte de la obra de toma donde se instalan las compuertas de servicio. La bocatoma corresponde a la sección rectangular del tnel y comienza enseguida de las rejillas de la toma, además aquí se localiza la transición de la sección cuadrada de 9.00 x 9.00 metros a sección circular de 8.70 metros de diámetro.

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION:

EXCAVACION.

La excavación se hizo por partes, debido a que por las características de la sección cuadrada se presentaban grandes esfuerzos en las esquinas superiores del tnel, y debido a las condiciones geológicas del sitio, el cual presentaba una estratificación horizontal y a la formación de varios

##...

pliegues recumbentes por lo que se contó con un techo desfavorable, esto obligó a seguir el siguiente procedimiento de excavación:

- Primero se hizo una excavación en la parte central del túnel, empleando el jumbo para formar las plantillas de barrenación, y una vez excavada esta sección del túnel, se efectuó el anclaje de la bóveda, con varillas de 1" de diámetro por 4.5 metros de profundidad, tensadas a 16 toneladas e inyectadas con mortero de $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$, posteriormente se excavaron los costados del túnel, anclando inmediatamente las partes de la bóveda recién excavadas. Por último, se excavó la parte inferior, además del anclaje propuesto, se le dará un tratamiento de consolidación del macizo rocoso por medio de inyecciones (Ver Figura 4.5).

VOLADURAS.

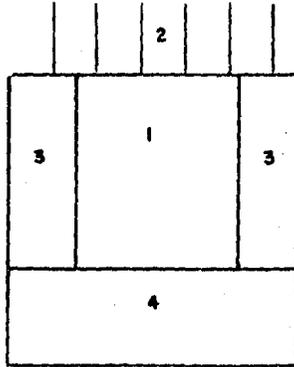
Para la excavación de esta parte de la obra de toma, se ha diseñado un tipo de plantilla con barrenos de 2" de diámetro y 3 metros de profundidad, uniformemente distribuidos con una cuña en tipo "V" con 6 barrenos para cada lado. El corte perimetral se hizo empleando el método del post-corte, para así dañar al mínimo posible las paredes de las rocas. Los cortes de los costados se hicieron con barrenos horizontales ya sin problemas por la cara libre que se tiene, cuidando el corte final en las paredes y el techo; en lo referente al piso, éste se excavó por medio de voladuras de banqueo. (Ver Figura

EQUIPO DE EXCAVACION.

El equipo que se utilizó en este procedimiento fue el siguiente:

- Jumbo de 4 brazos para la excavación del túnel piloto,

BOCATOMA



PROCEDIMIENTO Y SECUENCIA DE EXCAVACION Y ANCLAJE

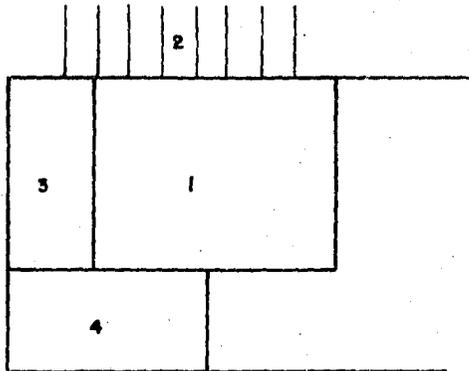


fig. 4.5

- 2 compresores.
- 1 Scoop - Tramp.
- 1 Traxcavo.
- Camiones de volteo y camiones fuera de carretera.

IV. 4 LUMBRERAS DE CONTROL.

En estas lumbreras es en donde se alojan las compuertas de servicio que se utilizarán para regular y cortar el paso del agua hacia los túneles de conducción, ya sea para efectuar reparaciones en los túneles o como parte del proceso de operación de la planta hidroeléctrica.

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

EXCAVACION:

Gracias a la disponibilidad de contar con la máquina contrapocera, los trabajos de excavación de lumbreras y perforaciones verticales se han simplificado, y este caso en particular, el diseño de los elementos mecánicos de las piezas que se utilizaron en las compuertas se adaptaron a la forma en que queda hecha la perforación. Las lumbreras tienen una profundidad de - 44.10 metros a partir de la plataforma que se encuentra sobre la elevación 520.70 y terminan al intersectar a los túneles de conducción en la sección que corresponde a la bocatoma, en la elevación 476.60.

La perforación hecha con la contrapocera sirvió como barreno piloto, el cual posteriormente se amplió dando la sección de proyecto. (Ver Figura - 4.6).

La ampliación se efectuó con técnicas de voladuras de banqueo y para el perfilamiento de las paredes se emplearon voladuras de post-corte. (Ver - anexo No.

BOCATOMA

BARRENO PILOTO 11" Ø

520.7

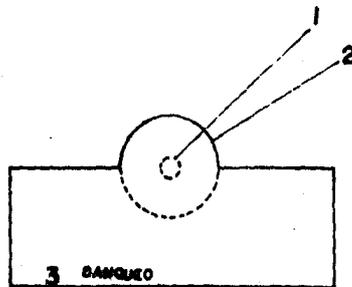
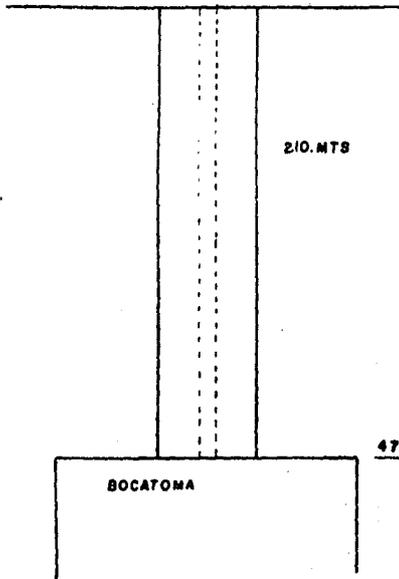


fig 4.6

TRAZO TOPOGRAFICO.

El trazo de las lumbreras de control se efectuó con base al rumbo y a las coordenadas calculadas para cada centro de línea de los conductos a presión.

EQUIPO.

Para llevar a cabo la excavación de las lumbreras de control, se contó con el siguiente equipo:

- contrapocera hidráulica-neumática.
- perforadora sobre orugas (track-drill).
- pistolas de piso.
- cargador scoop-tramp.
- camiones mineros.

Las pistolas de piso se emplearon para perforar los barrenos dentro de la lumbrera tanto para banqueos como para postcorte.

Los tracks-drill se utilizaron para empezar la barrenación en la parte superior a ésta.

El aire comprimido fue suministrado por un compresor de 600 pcm a una presión de salida de 100 lb/p^2 .

IV.5 LUMBRERA AUXILIAR DE MONTAJE.

Debido a los problemas que representa introducir, armar y soldar los forros metálicos que forman las tuberías a presión dentro de los túneles, se propuso la siguiente solución.

Construir una lumbrera para tener acceso directo al crucero de maniobras y mediante la cual se bajarían los forros, previamente armados en la plataforma que posteriormente utilizara la subestación, para que sean introducidos y colocados dentro de las tuberías.

Esta lumbrera se localiza sobre el túnel auxiliar No. 5, en la parte conocida como el crucero de maniobras. Entre los conductos a presión 2 y 3 - en el cadenamiento K0+204.05, medido con respecto al eje de los conductos a presión.

La lumbrera es de sección rectangular de 9 x 8 metros y tiene una profundidad de 104 metros, comienza a partir de la elevación 570 que es una plataforma donde se alojará la subestación y termina al intersectar al crucero de maniobras en la elevación 466. (Ver Figura 4.7A).

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

EXCAVACION.

Para efectuar la excavación de la lumbrera auxiliar, primeramente se empezó a trabajar con la máquina contrapocera, con la que se perforaron tres - barrenos piloto de 2.10 metros de diámetro cada uno, siguiendo los procedimientos descritos y una vez excavados los tres barrenos piloto, se procedió a ampliar y dar la sección correspondiente a la lumbrera. Esto se hizo por medio de voladuras empleando los procedimientos de banqueo y post-corte para el perfilamiento.

Al efectuarse la explosión, la mayor parte de la rezaga producida por la - voladura, cayó por gravedad por los tres barrenos piloto, la rezaga que no alcanzó a caer, fué desalojada arrojándola manualmente con la ayuda de barretas.

La construcción de los barrenos piloto constituyó una gran ayuda para reza

gar y poder limpiar el frente y prepararlo para formar otra plantilla de barrenación y efectuar más rápidamente el ciclo de excavación.

De esta manera la rezaga se desalojó hacia la parte inferior dejándola caer simplemente por gravedad, de otra forma, el producto de la excavación tendría que ser desalojado por otros medios, lo que implicaría un mayor costo y más tiempo en la ejecución de esta operación. Además, los barrenos ayudan al diseño de la voladura, pues proporcionan planos de debilidad por donde se puede desahogar la explosión.

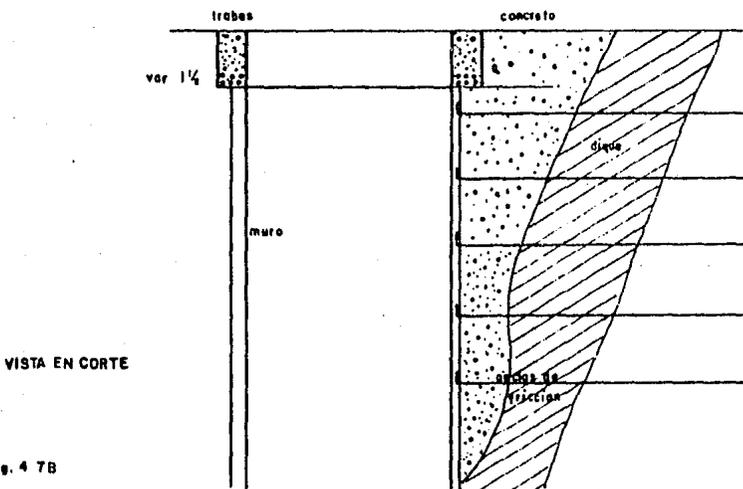
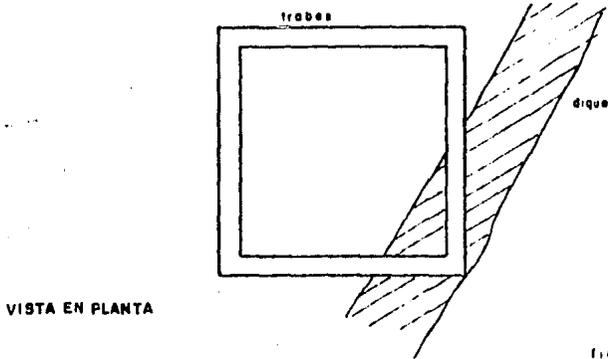
La rezaga se acumuló sobre el crucero de maniobras de donde se retiró empleando el scoop-tramp y camiones de volteo.

Las condiciones geológicas de este lugar, se presentan muy alteradas en la parte superior con estratos delgados de lutitas y areniscas con una inclinación de 60° a 70° con respecto a la horizontal. Además de lo anterior se presentó otra dificultad, ya que desde el inicio de la excavación se empezó a atravesar el dique No. 4, que en la parte superior tenía un espesor aproximado de 2.50 metros. Por esto, y debido a la estratificación del manto rocoso, se forman bloques de poca estabilidad que pudieran desprenderse en cualquier momento. Para remediar este problema se requirió diseñar soportes que dieran estabilidad a la estructura, los soportes consistieron en lo siguiente:

- Se colocó una hilera vertical de anclas de fricción sobre el perimetro de la lumbrera. Estas anclas fueron de 12 metros de longitud y $1\frac{1}{2}$ " de diámetro inyectadas con mortero de $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$, distribuidas con una separación de 1.50 metros.
- Se colocaron anclas de fricción en las lumbreras distribuidas formando una cuadrícula de 1.50 x 1.50 metros con 4.50 metros de profundidad y empleando varillas de 1" de diámetro.

Este anclaje se fue colocando conforme avanzaba la excavación y se efectuó hasta una profundidad de 20 metros.

LUMBRERA DE MANIOBRAS



- Debido a lo alterado de la roca y a la presencia del dique No. 4, se requirió "coser" prácticamente algunos bloques de roca. Esto se hizo mediante anclaje, el número de anclas empleadas dependió de las condiciones del bloque y se utilizaron las que se necesitaron. (Ver Figura 4.7B).
- Las paredes de la lumbrera se protegieron mediante un recubrimiento a base de gunita, reforzado con malla electrosoldada. En la parte donde atraviesa el dique se desprendió parte del material, para evitar mayores problemas y se retiró el material alterado, rellenándose la parte afectada mediante concreto armado.

En estas paredes se perforaron drenes de $1\frac{1}{2}$ pulgadas de diámetro y 0.30 metros de profundidad, formando un patrón de 2.00 x 2.00 metros hasta 20 metros de profundidad, ésto con el fin de aliviar la presión producida por el agua que se filtra en el manto rocoso y que podría desprender el recubrimiento.

IV.6 TUNELES DE CONDUCCION A PRESION.

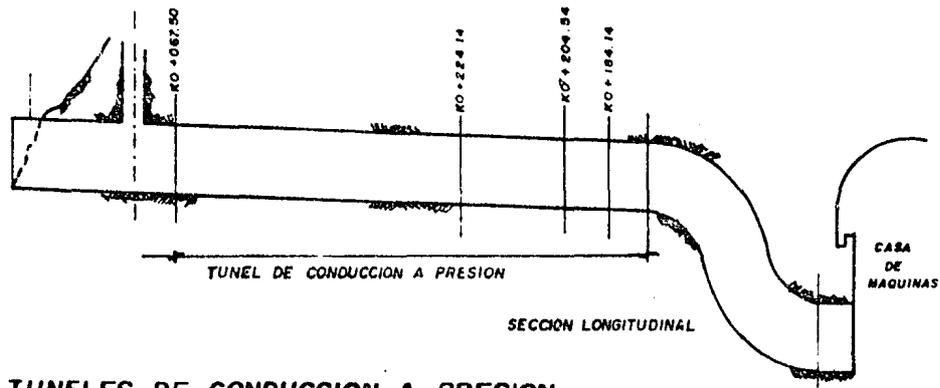
Los túneles de conducción a presión, inician en la entrada de la Obra de Toma, pasando la intersección con las lumbreras para compuertas y terminan al conectar con las tuberías de presión.

Estos túneles irán revestidos de concreto. Las dimensiones se muestran en la Figura 4.8.

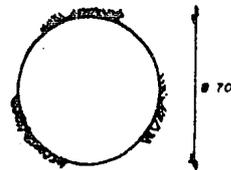
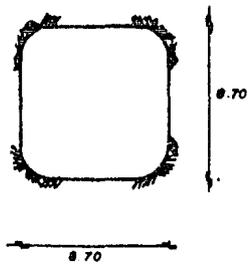
PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION.

La longitud proyectada por excavar en cada túnel es de aproximadamente 183 metros.

La excavación de estos tres túneles se ejecutó por tres frentes, dos de -



TUNELES DE CONDUCCION A PRESION



SECCIONES TRANSVERSALES

los frentes se excavaron desde el crucero de maniobras y el otro frente se excavó desde la Obra de Toma (Figura 4.9).

Los túneles de conducción No. 1 y No. 2 se iniciaron excavando la sección-media superior desde los frentes del crucero de maniobras, como se muestra en la figura 4.9. En el túnel de conducción No. 1, una vez excavados 20 - metros en su frente aguas abajo y 20 metros en su frente aguas arriba, se empezó la excavación de la sección media inferior en forma de banqueo. Una vez completada ésta, se excavó el túnel de conducción No. 1 en sección completa. Este mismo procedimiento se siguió en el túnel de conducción No. - 2.

El tunel de conducción No. 3 fue el último en excavarse, ya que se le dió prioridad a la construcción de las lumbreras piloto de la lumbrera auxi- - liar de construcción (ver inciso correspondiente) y las maniobras de exca- vación se interferían. (Figura 4.10).

TRAZO TOPOGRAFICO.

Los centros de línea de los tres túneles de conducción son paralelos y en- línea recta, con una orientación de 81° N-E. La pendiente de los túneles es descendente $S=0.0653$ en dirección a las tuberías de presión.

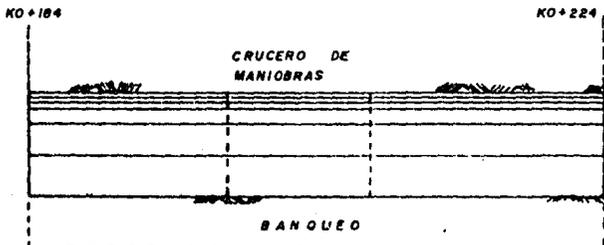
DISEÑO DE VOLADURAS.

El patrón de barrenación que se usó para las voladuras de los túneles de - conducción es similar al usado en el túnel No. 5 y en el Crucero de Manio- bras. En promedio, el total de barrenos hechos en una plantilla es de 95, de 2.80 metros de profundidad y 1½ pulgadas de diámetro, ejecutándolos con pistola de pierna.

Se usaron como explosivos, el "Tovex 100" o el "Explo G". No se utilizo - agente explosivo. Aproximadamente se usan 45 metros de cordón detonante,

TUNELES DE CONDUCCION - EXCAVACION -

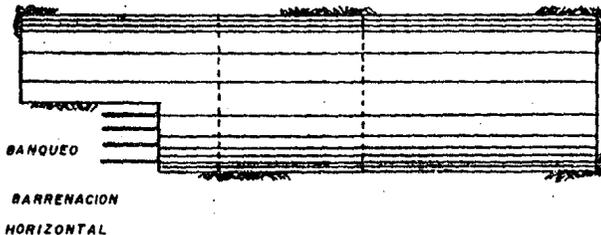
1a. ETAPA
SECCION SUPERIOR

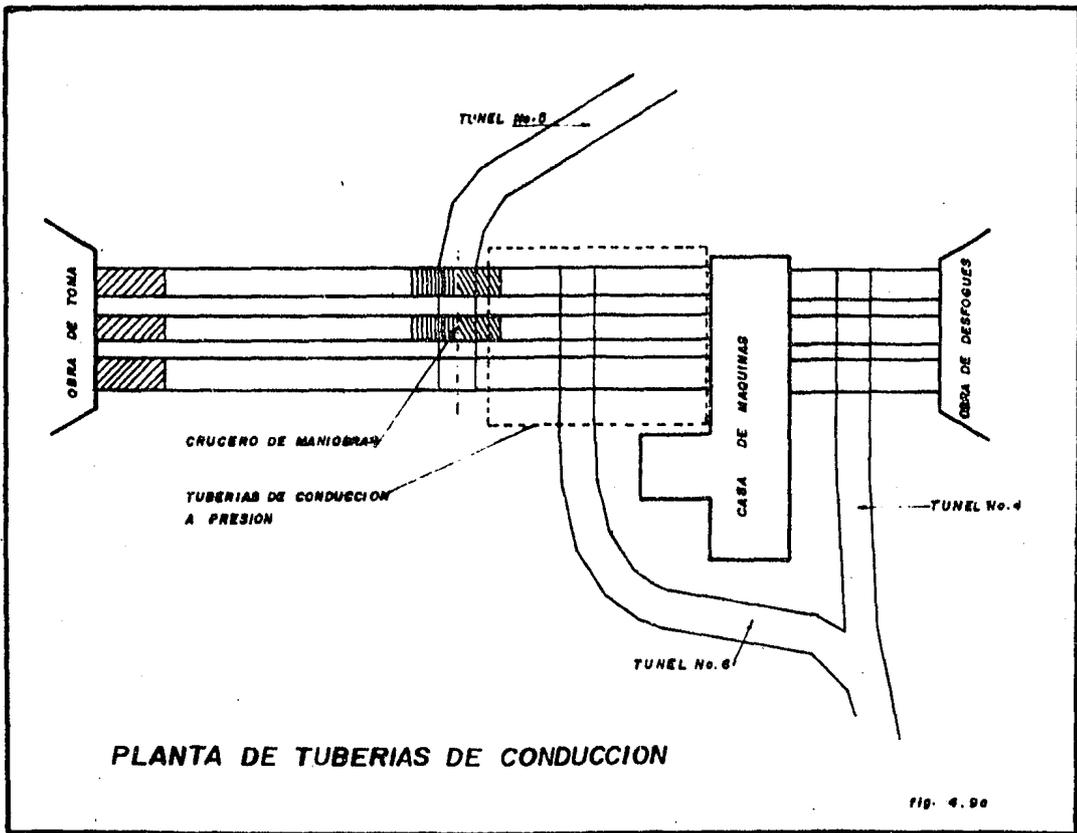


SECCIONES
TRANSVERSALES

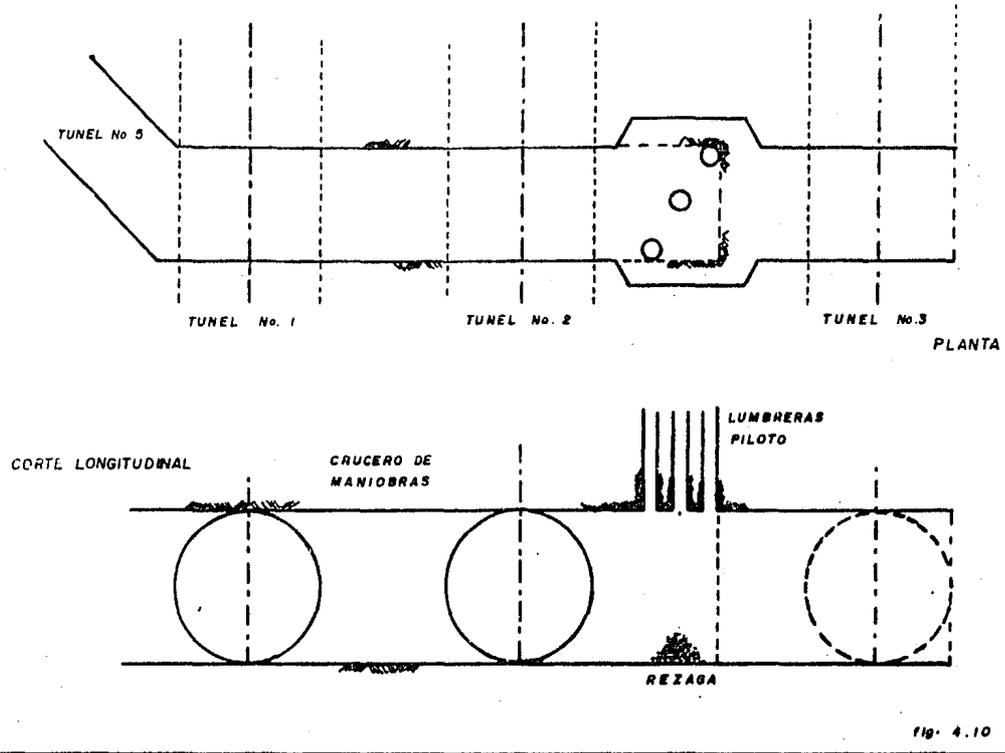
SECCIONES
LONGITUDINALES

2a. ETAPA
SECCION COMPLETA





EXCAVACION DE TUNELES Y LUMBRERA AUXILIAR



de 125 a 150 kg. de Tovex y un estopón, por cada barreno.

La secuencia de ignición es similar a las descritas anteriormente. Los -- tiempos de iniciación varían en cada plantilla según la existencia de esto pines.

Factor de carga:

$$\text{Area promedio} = 30\text{m}^2$$

$$\text{Volumen promedio} = 2.40 \times 0.95 \times 30 = 68.4\text{m}^3$$

$$f_c = \frac{137.5}{68.4} = 2 \text{ kg./m}^3$$

Factor de barrenación:

$$\text{Longitud barrenada} = 2.40 \times 95 = 228 \text{ metros.}$$

$$f_b = \frac{228}{68.4} = 3.34 \text{ m./m}^3$$

El patrón de barrenación para la excavación de la sección inferior fue diferente, ya que la barrenación fue horizontal para poder hacer la forma - circular requerida, logrando un buen perfil de excavación con barrenos de 4.0 metros de longitud y 1½ pulgada de diámetro. La secuencia de ingni- - ción es ahora de arriba hacia abajo, siendo iniciada la barrenación perime- - tral hasta el final (post-corte).

Se emplearon aproximadamente 50 kg. de explosivo del mismo tipo.

Factor de carga:

$$f_c = \frac{50}{68.4} = 0.73 \text{ kg./m}^3$$

Factor de barrenación:

$$f_b = \frac{105}{68.4} = 1.53 \text{ m/m}^3$$

Como se puede observar, la cantidad de explosivo y longitud barrenada por- metro cúbico de roca excavada fue bastante menor ya que se cuenta con dos- caras libres que facilitan la expulsión del material.

CICLO DE EXCAVACION.

Las principales actividades del ciclo se efectuaron con un tiempo promedio de:

| | |
|----------------------------------|---------------------------------|
| - Barrenación (sección superior) | 6 hrs. (Long. de barreno = 2.40 |
| - Barrenación (banqueo) | 5 hrs. (" " " = 4.00 |
| - Carga de explosivo (sec. sup.) | 4 hrs. |
| - Carga de explosivo (banqueo) | 1½ hrs. |
| - Rezaga. | 1 a 3 hrs. |

VENTILACION.

Se ha recurrido al uso de ventilación natural para la circulación de aire, ya que se cuenta con las tres lumbreras piloto de la lumbrera auxiliar que intersectan en el Crucero de Maniobras y con el túnel No. 5, obteniéndose resultados aceptables.

MANEJO DEL AGUA.

No hay problemas de filtraciones, por lo que el manejo del agua se limitó a la extracción del agua de enfriamiento en barrenación. El agua escurre - por gravedad a través del túnel No. 5.

EQUIPO DE EXCAVACION Y PERSONAL:

- 3 a 6 pistolas de pierna.
- 1 Jumbo de 4 brazos.
- 2 compresores eléctricos.
- 1 carro volteo para maniobras de barrenación.
- 1 scoop tramp para rezagar, limpiar y amacizar.
- 4 carros volteo de 6 m³ para rezagar.

Grupos de Trabajo:

- Barrenación.
 - 1 cabo de barrenación.
 - 4 operadores de Jumbo.
 - 2 a 6 perforistas de pistolas de pierna.
 - 5 a 7 ayudantes.
- Carga de explosivos.
 - 1 poblador
 - 2 a 4 cargadores
 - 3 a 6 ayudantes.
- Rezaga.
 - 1 operador de scoop tramp y operadores de carros volteo.

AIRE COMPRIMIDO, ENERGIA ELECTRICA Y AGUA DE ENFRIAMIENTO.

Las mismas instalaciones empleadas durante la construcción del túnel No. 5, se aprovecharon en los túneles de conducción a presión. Las tuberías para aire comprimido y agua de enfriamiento se prolongaron hasta el crucero de maniobras. Los distribuidores de aire y agua para todos los frentes se ubicaron entre los túneles de conducción No. 1 y No. 2. El tablero de control de energía eléctrica se localiza al iniciar el crucero de maniobras.

IV.7 TUBERIAS DE CONDUCCION A PRESION.

Estas tuberías están forradas de acero, alojadas en sus respectivos túneles 1, 2 y 3 con un diámetro de 8.7 mts. en su mayor longitud.

Cada tubería cuenta con 2 tramos curvos, uno inclinado respecto a la vertical (25°), y otro horizontal de sección variable con el que se entronca en el grupo turbina-generator dentro de la Casa de Máquinas, ver Figura 4.10.

Existe diferente disposición en cada una de las tuberías debido a la presencia del dique D-4, el cual las intersecta en su parte inferior (tramo horizontal) y pasa aproximadamente a una distancia del tramo inclinado de 4 metros, 17 metros y 13 metros para las tuberías 1, 2 y 3 respectivamente, ver Figura 4.10.

PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION.

La excavación de los túneles se realizó por 2 frentes, 1 a la elevación -457 y el otro por la parte inferior. A la elevación se llegó por medio de túneles auxiliares de longitud variable que parten del túnel No. 6 hacia los tramos horizontales, llegando a media sección superior excavada, para después realizar un banqueo en cada uno hasta entroncar con Casa de Máquinas.

Por medio de las excavaciones ya hechas, se realizó la excavación del tramo inclinado con el uso de la máquina contrapocera. Con esta máquina, primeramente se hace un barrenado de 11" \emptyset hasta la excavación inferior y así poder colocar la "rima" sostenida por la tubería del barrenado. Concluido éste, se inició la barrenación del pozo piloto de 2.4 m. \emptyset en forma ascendente, el que permite el desalojo de la rezaga producto del banqueo vertical que se realizó para dar la sección proyectada de los túneles.

Por el túnel (cruce de maniobras) No. 5., se excavaron los túneles hacia aguas abajo a media sección con su respectivo banqueo, hasta la parte donde comienza la curva descendente (cadenamiento K0+231.45) realizando un pequeño abocardamiento en la parte superior del lugar donde se colocaron la contrapocera.

Las voladuras que se ejecutaron en los tramos horizontales fueron como las comúnmente utilizadas en las demás tuberías. Poniendo especial cuidado en el tramo inclinado por su cercanía con el dique y en la parte donde intersecta éste a las tuberías. Las voladuras en el tramo inclinado son de una

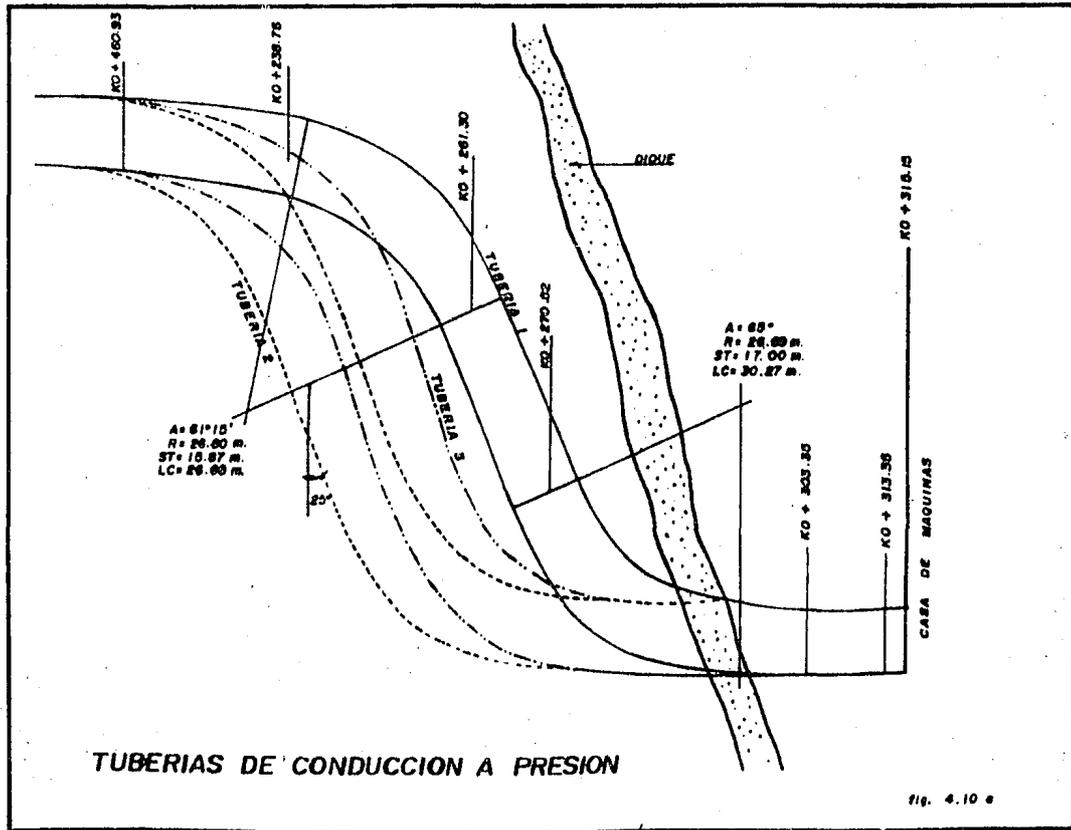


Fig. 4.10 *

profundidad de 9.00 metros como máximo (banqueo), ésto para evitar un fracturamiento indeseado sobre las paredes de los túneles. El desalojo de los escombros se hizo por el pozo piloto excavado previamente, ver Figura 4.11.

TRATAMIENTO DE LA ROCA.

El tratamiento aplicado a la roca se realizó con anclas de fricción de 1 - pulgada de diámetro y una longitud de 2.50 metros en el sentido de la excavación sobre la parte superior únicamente, así como perforaciones de barre nos para inyecciones de consolidación.

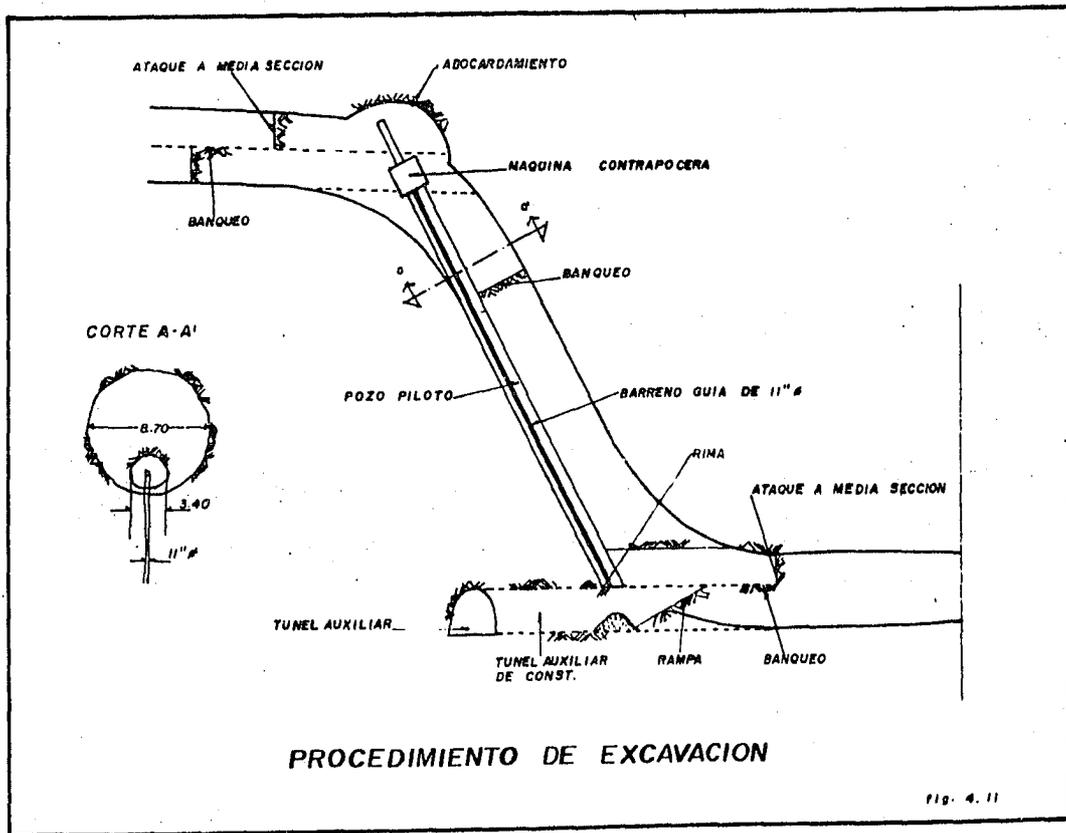
Se hizo un revestimiento de concreto con un espesor promedio de 60 cm. para después poder colocar los forros o partes metálicas componentes de las tuberías, siendo 41, 49 y 46 partes, respectivamente. Estas fueron introducidas por la lumbrera auxiliar de construcción.

IV. 8 DESFOGUES.

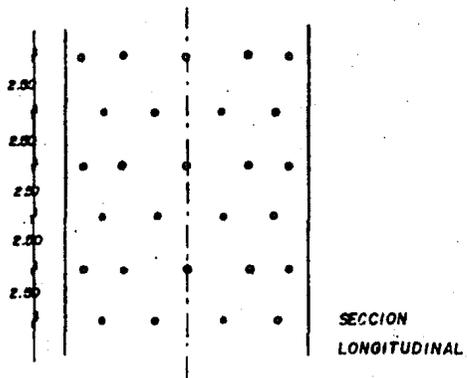
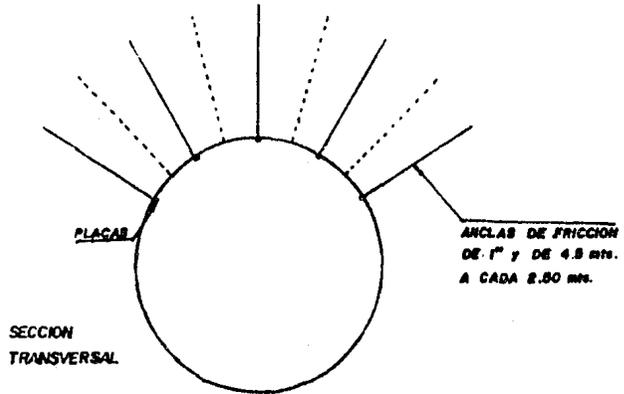
Los desfogues son conductos por medio de los cuales el agua que se empleó para accionar las turbinas se reincorporan al río.

En el Caracol los desfogues están formados por túneles de conducción, y -- comprenden el tramo que va desde los túneles de aspiración hasta el corte en donde el agua se une al cauce del río (Figura 4.13).

Cada uno de los 3 túneles tiene una longitud de 95 metros y la sección de estos varía de rectangular (11.40 x 8.60 mts.) en la parte inicial, a sección portal (10.40 mts.) en la salida. Cada túnel cuenta además con una lumbrera de sección rectangular que sirve para alojar la compuerta de cierre, Ver Figura 4.13A.



ANCLAJE EN TUNELES DE CONDUCCION



TUBERIAS DE CONDUCCION

TRATAMIENTO ANCLAJE REVESTIMIENTO

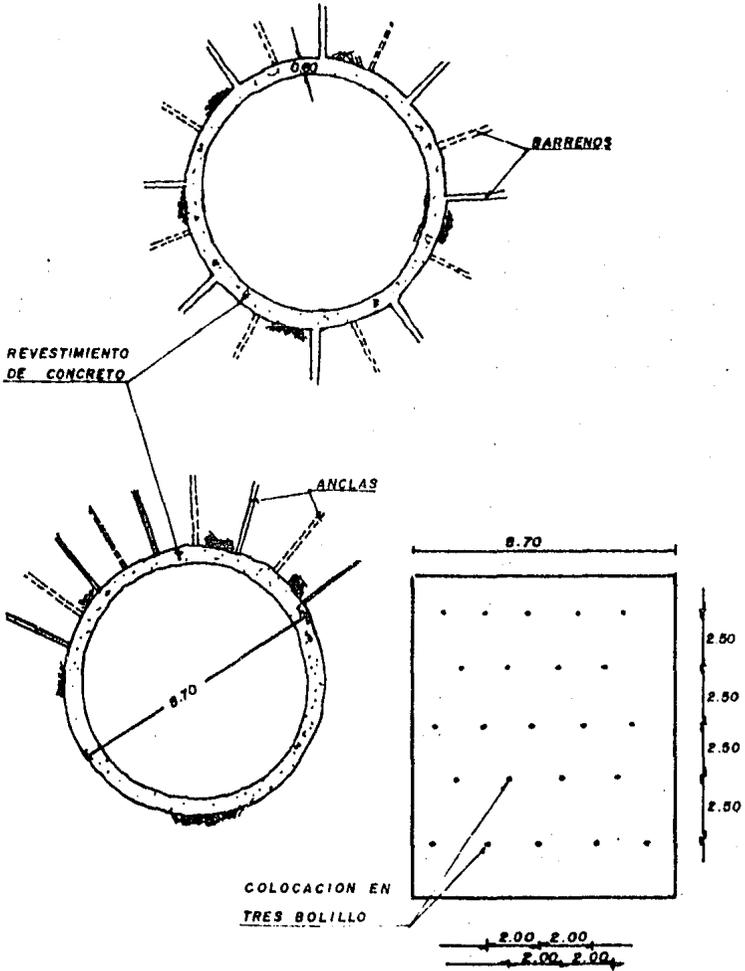


Fig. 4 12'

TUNELES DE DESFOGUE

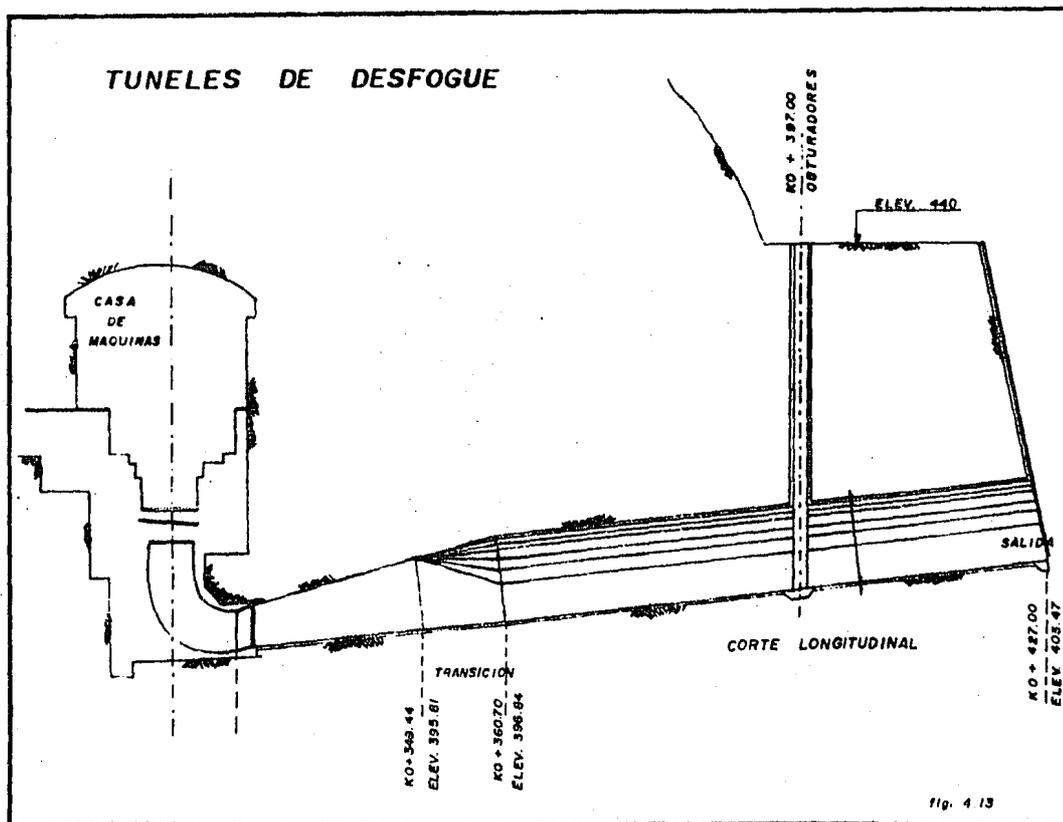
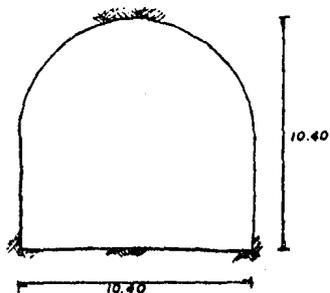


Fig. 4 13

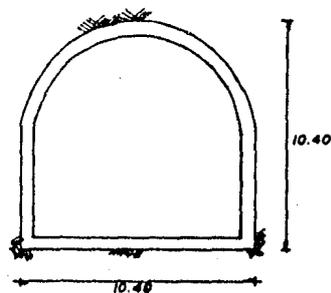
DESFOGUES

SECCIONES

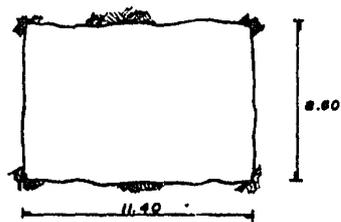
TRANSVERSALES



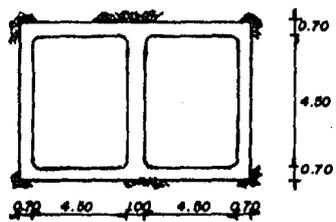
SECCION EXCAVADA



SECCION REVESTIDA



SECCION EXCAVADA



SECCION REVESTIDA

Fig. 4.13 a

EXCAVACION.

Para la construcción de estos túneles fue necesario remover un volumen de aproximadamente $27,500 \text{ m}^3$ de roca. La excavación de estos túneles se efectuó por medio de 2 frentes, uno en el sentido de aguas arriba y el otro hacia aguas abajo.

Para efectuar este trabajo se contó con el gran apoyo del túnel auxiliar de construcción No. 4, gracias a éste, no fue necesario esperar a que se construyera un tajo para iniciar la excavación desde los portales de salida. La construcción de los túneles se inició con el túnel No. 3, prosiguiendo con el No. 2 y finalmente con el No. 1, el procedimiento de excavación fue el siguiente:

Se dividió en 2 partes la excavación, superior e inferior. La parte superior fue la primera en ser atacada utilizándose barrenación horizontal con voladuras de post-corte o perfilamiento. Una vez terminada esta parte, se continuó con la sección inferior empleando voladuras de banqueo.

La construcción de estos túneles presenta ciertas dificultades a causa de los problemas que ocasionó el agua infiltrada, pues estos túneles se encuentran debajo del nivel de aguas freáticas ya que el nivel del río está en la elevación 415, y el nivel de los túneles va de la elevación 396 a la 403. Debido a esto, se registraron elevados volúmenes de agua producidos por las excesivas filtraciones principalmente en los frentes de aguas abajo. Para desalojar el agua, se utilizaron las instalaciones de bombeo que se usaron cuando se efectuó la construcción del túnel auxiliar No. 4, en donde las filtraciones escurren a un cárcamo que se encuentra en el cadenamiento 0+134.6 (del túnel No. 4). Aquí se presenta un problema, ya que la mayor parte de agua debido a la pendiente de los túneles escurre hacia los frentes de aguas arriba de los túneles de desfuegos, por lo que se han utilizado hasta 3 bombas de membrana de 2" de diámetro para conducir el agua acumulada hacia el cárcamo de bombeo del cadenamiento 0+364. A medida que las excavaciones de los túneles avanzan y el frente se acerca a los porta

les de salida, la cantidad de agua de las filtraciones aumentó considerablemente, al grado que fue insuficiente el bombeo y sus instalaciones. - Por lo que se presentaron inundaciones en los 3 frentes de aguas arriba y en el cárcamo de bombeo. Estos problemas dificultaron y retrasaron las actividades de excavación.

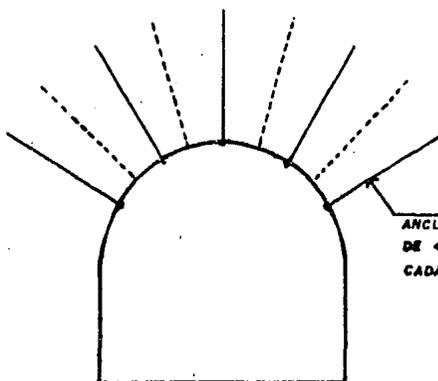
ANCLAJE.

Para el soporte y estabilidad de la roca de los túneles se hicieron las siguientes recomendaciones:

- Se colocaran anclas en la bóveda de los túneles distribuidas en líneas perpendiculares al eje de los túneles, intercalando las hileras de las líneas, pues cada línea tendrá 4 y 5 anclas respectivamente espaciadas 2.50 metros entre líneas de anclaje.
- En las zonas de la bóveda cercanas al corte donde estará la lumbrera de compuertas, la separación entre líneas de anclaje deberá reducirse de 2.50 metros a 1.50 metros en una longitud de cuando menos 6.0 metros alrededor de la lumbrera, ver Figura 4.14.

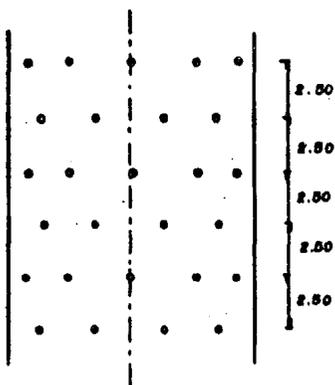
DESFOGUES

ANCLAJE

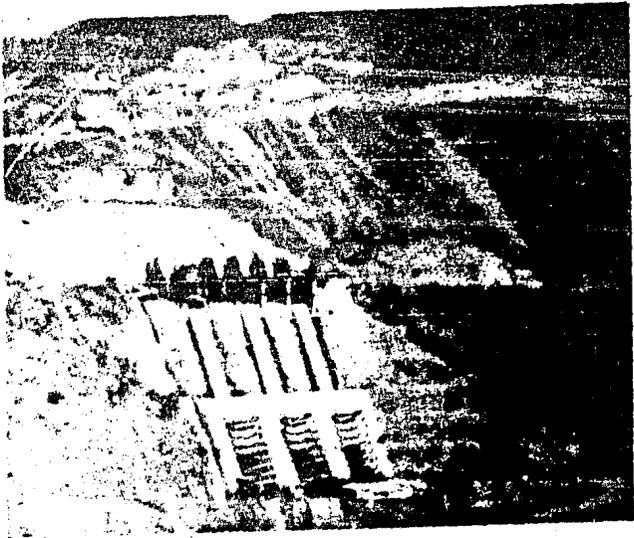
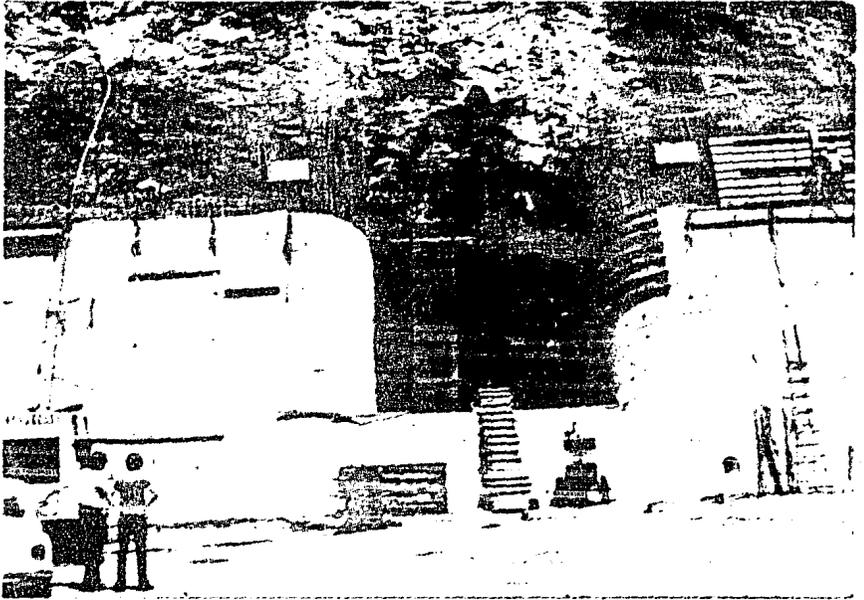


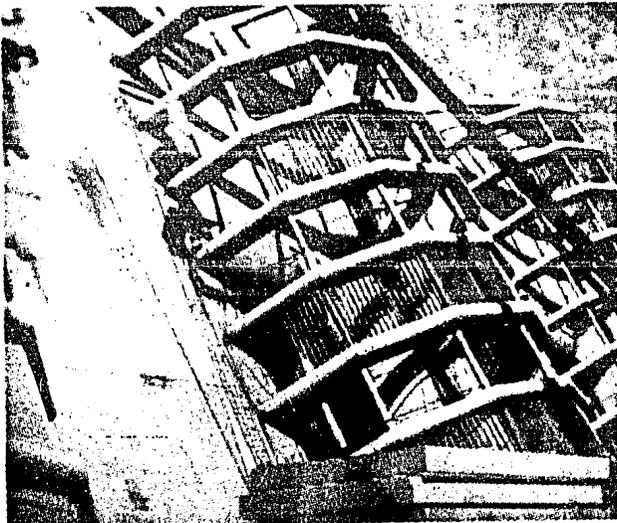
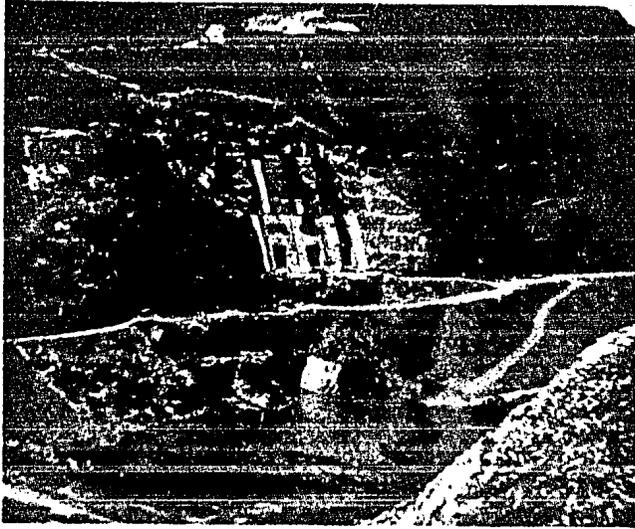
ANCLAS DE FRICCIÓN
DE 4.5 mts. y 1" Ø e
CADA 2.50 mts.

SECCION TRANSVERSAL



PLANTA





V.I ANEXO DE ROCAS.

V.1.1. CARACTERISTICAS DE LAS ROCAS.

La construcción de las estructuras sobre roca depende en muchos aspectos - de las propiedades mecánicas de éstas.

La inestabilidad y la permeabilidad de las formaciones geológicas del sitio, pueden ocasionar serios problemas durante el período de construcción o durante la vida útil de la obra.

Por lo tanto, el estudio de las propiedades mecánicas de las rocas es fundamental. La característica principal de una masa rocosa es su fisuración, lo que la caracteriza como un medio discontinuo. Con base a ésto, son numerosas las propiedades mecánicas de las rocas, que pueden ser interpretadas en base a la existencia de discontinuidades.

De las pruebas que sirven como índice de las propiedades tenemos:

- La porosidad.
- Contenido de agua.
- Alteración y alterabilidad.

Porosidad.

Está directamente ligada con la resistencia a la compresión simple.

Contenido de agua.

Al aumentar el contenido de agua disminuye la resistencia a la compresión simple.

Alteracion y Alterabilidad.

Las rocas al estar sometidas a la acción agresiva del medio ambiente, sufren modificaciones en su estructura y en su composición mineralógica, dicho en otra forma, las rocas se alteran, por lo que es necesario tener conocimiento de dos fenómenos: su alteración y su alterabilidad. El grado de alteración es un parámetro que trata de definir el estado presente de las rocas, mientras que la alterabilidad es la capacidad que tiene una roca para alterarse en el futuro bajo las acciones ambientales del sitio.

V.1.2 DESCRIPCION GEOLOGICA DE LA OBRA.

La geología de El Caracol se puede clasificar en 3 unidades litológicas cuyas características son las siguientes:

- Unidad litológica "A" está compuesta por un 60% de areniscas y un 40% de lutitas, se cuenta con estratos areniscos hasta de 7 metros de espesor y además se encuentran varios diques que rellenan las fracturas y los planos de estratificación.
- Unidad litológica "B" está compuesta por un 70% de lutitas y un 30% de areniscas, estas últimas se encuentran en estratos más delgados hasta de 5 metros de espesor. Esta unidad se caracteriza por tener fuertes plegamientos en los cuales se encuentran numerosos mantos y diques geológicos.
- Unidad litológica "C" en esta unidad predominan superficialmente las lutitas y a una mayor profundidad existe un buen confinamiento por lo que se tiene una aceptable compactación y resistencia de esta zona.

V.I.3 ROCAS SEDIMENTARIAS.

Las rocas sedimentarias o estratificadas son las más abundantes sobre la corteza terrestre, estas rocas se forman por procesos que actúan continuamente sobre la superficie de la tierra y están compuestas por masas en forma de capas de sedimento que se han endurecido por el proceso de sedimentación, compactación o recristalización.

El material inorgánico que entra en la composición de la mayor parte de las rocas sedimentarias es producto de la desintegración y descomposición de rocas ya existentes, este material es acarreado principalmente por el agua y el viento; los espesores de las capas representan la acumulación a través de un largo período del tiempo.

Una de las principales características de este tipo de rocas es su estratificación, indicada por las diferentes composiciones, textura y dureza. Los estratos están colocados en bandas más o menos paralelas que pueden ser horizontales, inclinadas o presentar diversas formaciones debidas a movimientos dentro de la corteza terrestre.

PRINCIPALES ROCAS SEDIMENTARIAS.

ARENISCA

La arenisca consta de granos de arena, cementados con cambios progresivos en su granulometría. Las areniscas gruesas se aproximan al conglomerado y las de grano fino son semejantes a la limolita.

En muchas rocas los granos de diferentes tamaños están combinados, dando lugar a la arenisca conglomerada, limolita arenosa, lutita arenosa, etc. Al igual que en los conglomerados el material cementante varía, el carbonato de calcio es bastante común, pero cuando se presenta cemento sílico, se forma una roca más duradera.

LUTITA.

Es una roca formada por arcilla y limo compactado, de grano tan fino que a simple vista parece homogéneo. Generalmente tiene tacto suave, sin embargo, si tiene algo de arena fina o limo grueso, se siente áspera.

Por lo regular las lutitas se parten en capas delgadas o en láminas.

V.1.4 INYECCIONES.

Las inyecciones son hasta ahora el método tradicional para tratar de mejorar los defectos de las rocas y otros materiales y así tener elementos - con características confiables. Dependiendo del objeto que se persiga, - las inyecciones se clasifican en:

- Inyecciones de sellado.
- Inyecciones de consolidación.

Con las inyecciones de sellado se intenta rellenar las grietas de los mantos rocosos, los conductos de solución o los huecos mayores de un aluvión según sea el caso.

Con las inyecciones de consolidación se intenta disminuir la compresibilidad de las rocas, al mismo tiempo que la permeabilidad rellenando la estructura de la roca con una mezcla resistente y aplicada a alta presión.- Los productos inyectables pueden ser de tres tipos:

- Líquidos.
- Suspensiones inestables.
- Suspensiones estables.

Los primeros son soluciones a base de sílica de sodio con un reactivo, resinas sintéticas, etc. Los segundos son lechados de agua-cemento y los terceros son mezclas de cemento arcilla-arena a los que se les agrega pequeñas cantidades de aditivos para regular el fraguado y evitar así contracciones.

En cuanto a su utilización, podemos decir que para fracturas en rocas es conveniente tratarlas con lechados inestables, los depósitos de aluvión grueso se tratan con lechados estables, y los líquidos son recomendables para rellenar los huecos de arenastinas, conglomerados o areniscas.

La presión a la que es inyectada la solución juega un papel muy importante. En principio, es necesario operar con las presiones más altas que resultan admisibles para así abrir las fisuras y penetrar a mayor profundidad, sin embargo, se tienen limitaciones, la principal es que debido a la alta presión, ésta no provoque levantamientos de las formaciones con la consiguiente pérdida de la lechada y/o el daño a la roca. De las ventajas de la inyección a alta presión, se puede mencionar:

- Se abren las grietas finas por deformación de las rocas, facilitando la penetración de la mezcla.
- Al abatirse la presión de la roca se descomprime estableciéndose un buen contacto con el producto inyectado.

El tratamiento depende de las características que presenten las grietas o soluciones de continuidad. Cuando las fallas son de grandes dimensiones, comunmente aparecen rellenos con arcillas o arenas y gravas.

Para esto se plantea una alternativa, dejar estos materiales o eliminarlos. Esto último requiere de una operación difícil y costosa, pues se requiere inyectar agua y aire para provocar el desprendimiento y arrastre del relleno. Después de efectuada la limpieza, se efectuarán inyecciones de cemento y agua que sustituirán el material eliminado.

Cuando las grietas que presenten las rocas tengan aberturas variables entre 1 cm. y varios decímetros, es usual un tratamiento preliminar a base de una suspensión estable (arcilla o bentonita, cemento, silicato de sodio o arena fina).

Se controla la cantidad a inyectar con la presión, duración y consistencia de la mezcla. Después que este producto ha fraguado, se perforan barrenos y se procede a inyectar una lechada de cemento.

Las rocas fisuradas son tratadas exclusivamente con suspensiones inesta--

bles compuestas por mezclas de agua-cemento, la proporción de estos ingredientes es de gran importancia, pues si la relación agua-cemento es baja, los sólidos se sedimentan en forma rápida y obstruyen en forma rápida las entradas de las grietas. Por el contrario, si la relación agua-cemento - es alta, la lechada penetra a gran profundidad sin que cumpla su objetivo y puede provocar movimientos de la roca.

La inyección de mezclas inestables se suspende al alcanzar el rechazo, o sea la presión máxima que ha sido especificada con base al tipo de roca, - fisuración y profundidad.

Si la relación agua-cemento se determina en forma adecuada, a gasto constante, la presión va aumentando paulatinamente hasta alcanzar el rechazo, generalmente no ocurre así, pues es muy difícil seleccionar correctamente la relación agua-cemento o bien, no resulta práctico estar variando la relación durante la inyección de un barreno.

V.2 ANEXO DE MAQUINARIA.

V.2.1 Cargadores Frontales.

El cargador frontal es un equipo tractor que puede estar montado sobre orugas o en ruedas, y que tiene un cucharón de gran tamaño en su extremo frontal. El cucharón está diseñado para excavar, cargar tierra o material granular, así como levantarlo y acarrearlo cuando sea necesario para vaciarlo desde cierta altura.

El mecanismo del cucharón del cargador está diseñado para tener una altura de vaciado comprendido entre 2.40 y 4.50 metros arriba del plano sobre el que se mueve el tractor. Esta altura es proporcional al tramano del ca-mión. Esto hace posible que el cargador vacíe a un camión de tamaño similar a éste.

La operación de un cargador entre su posición de carga y de vaciado, re-quiere de muchas maniobras, y si es limitado el espacio entre las posiciones de carga y descarga, se pueden presentar problemas en la maniobra. Un cargador sobre orugas puede pivotar o girar lentamente sobre una de sus -bandas sin mayor dificultad.

Pero un cargador normal, montado sobre neumáticos, requiere más espacio para maniobrar. Para resolver estos problemas se han diseñado las unidades-articuladas.

Un cargador articulado tiene su articulación aproximadamente a la mitad de la distancia entre ejes, por lo que su capacidad de giro aumenta considerablemente. Un cargador articulado, bien diseñado, puede trabajar en un espacio confinado y en general no necesita más del doble de la longitud de -la máquina para excavar, maniobrar y vaciar su descarga.

Equipos Especiales.

Hay un equipo especial para operar en espacios especialmente reducidos, a

este cargador se le llama de "Lanzamiento", en el cual el cucharón excava y luego al elevarse, mueve el bote en un plano vertical hasta pasarlo completamente sobre el operador, para descargar atrás de la máquina.

Este tipo de máquina no es articulada, sino de bastidor rígido y solamente necesita moverse hacia atrás y hacia adelante. Esta máquina es usada-comúnmente para el trabajo en túneles.

El cargador frontal es un equipo relativamente nuevo entre la maquinaria de construcción, resultado de adaptar otro accesorio para hacer aún más -versátil el tractor de orugas para atender la carga y descarga, así como-la limpieza del sitio de trabajo, pues el tractor normal sólo puede empujar el exceso de material.

En cambio, el cargador puede levantarlo y cargar caminoses, esta es una de las aplicaciones más comunes de los cargadores frontales

V.2.2 RIPPER.

El arado, desgarrador o ripper es un implemento muy útil que acoplado a -los tractores, ha venido a revolucionar los métodos que tradicionalmente-se emplean para la excavación de roca, ya que anteriormente sólo era posi-ble remover los materiales duros utilizando explosivos.

El ripper es un aditamento que se monta en la parte trasera de los tracto-res y consiste básicamente en una viga horizontal, la cual tiene uno o varios elementos verticales que pueden ser accionados hacia abajo por medio de poderosos cilindros o gatos hidráulicos, gracias a la ayuda de estos -elementos, el desgarrador adquiere gran poder de penetración, lográndose-profundidades hasta de 1.40 metros dependiendo de la dureza del material-en que se esté trabajando.

Al accionar los desgarradores en la roca y ser jalados por el tractor, se

rompe la estructura del material que se pretende excavar, lográndose con esto que el terreno se afloje lo suficiente para que después sea removido y apilado utilizando la hoja topadora del tractor.

Los rendimientos del tractor empleando el arado, están en función del peso y de la potencia de la máquina. Hasta ahora no existe un método preciso para cuantificar el rendimiento del desgarrador, por lo que es conveniente que en cada obra se lleven registros para que en base a éstos y a la experiencia adquirida se determine la producción con mayor precisión.

Los factores que afectan la producción y que no son tan fáciles de valorar son:

- La profundidad de penetración del ripper, como se mencionó anteriormente, depende de la dureza de la roca.
- La velocidad de operación de la máquina. Se recomienda que cuando el tractor esté desgarrando, se trabaje a baja velocidad, pues de otra forma se podrían dañar algunos mecanismos de la transmisión.
- La separación que se debe dar entre pasada y pasada, está determinada por el tamaño máximo de las rocas al romperse y dependiendo de la capacidad del equipo de carga.

Para seleccionar el equipo de excavación más adecuado, es fundamental conocer el tipo de material que se pretende remover. En términos generales, la selección del equipo no sólo se basa en el conocimiento de la dureza de la roca, sino también en las condiciones geológicas del lugar.

Si el material presenta las siguientes características, se puede pensar en obtener un buen rendimiento al emplear el ripper:

- Fracturas y fallas.
- Planos laminados.
- poca dureza.

- fragilidad.
- grano grueso.
- intemperización.

Las características anteriores nos indican los materiales en los que puede emplearse el desgarrador y esto debe ser confirmado por estudios geológicos o muestreos.

V.2.3 CAMIONES DE VOLTEO FUERA DE CARRETERA.

Estos equipos son básicamente iguales a un camión de volteo normal, pero de tamaño agrandado y de estructura reforzada. Estas unidades están diseñadas para capacidades que proporcionan una carga por eje de dos a tres veces más que los vehículos normales. Esto se logró gracias a las mejoras que los fabricantes de neumáticos han efectuado en lo que se refiere al tamaño y a la baja presión de inflado.

Estas unidades para su funcionamiento requieren de mayor potencia, lo que ocasiona que para acarrear un mayor tonelaje, se disminuya la velocidad de operación. Su estructura está formada por un bastidor rígido para absorber las fuerzas de torsión y los movimientos oscilantes que producen las deformaciones de los caminos por los que circula. Además, cuentan con una caja reforzada y de doble fondo capaz de resistir los impactos que se producen al cargar rocas y otros materiales duros.

Estas unidades no tienen puerta de cola, lo cual aumenta la eficiencia de vaciado. Cuentan con una ceja que sobresale de los costados de la caja que sirve para proteger las llantas de las rocas que pudieran caer durante el proceso de carga o durante su acarreo. Además facilitan la operación de carga al ofrecer una área mayor para el vaciado del cucharón.

Los camiones para fuera de carretera son más eficientes en comparación con otros equipos cuando se manejan materiales sueltos o rocas, cuando en

el recorrido existan tramos con pendientes y cuando se requieran velocidades relativamente altas en tramos rectos y nivelados.

Para seleccionar la unidad de acarreo, debe tomarse en cuenta al equipo de carga para lograr un buen equilibrio entre el cargador y sus unidades de acarreo, y las recomendaciones son las siguientes:

- La capacidad de carga de un camión debe ser igual a un número entero de cucharones del cargador.
- El cargador debe llenar el camión de 3 a 6 cucharones, pues si son menos de 3 los camiones pierden tiempo en las maniobras para colocarse en el área de carga y el cargador no trabaja a su capacidad. Si son más de 6 cucharones, los camiones estarán parados demasiado tiempo y el cargador deberá trabajar por arriba de su capacidad.

La finalidad de estas recomendaciones es de lograr que cada máquina trabaje a la capacidad para la que fue diseñada, evitando así daños y costosas reparaciones.

Para efectuar la operación de movimiento de tierras es necesario utilizar maquinaria pesada y camiones resistentes, para cargar y transportar el material a velocidades relativamente altas.

Por el alto costo de las llantas de los camiones, el mantenimiento de las superficies de rodamiento deben ser motivo de constante atención.

Esto aparentemente puede ser un gasto inútil, pero tomando en cuenta otros factores como son:

La influencia del tráfico dentro de la zona que afecta la duración del ciclo de cada camión. En conclusión, es ampliamente justificado que los caminos por donde circulan continuamente estas máquinas sean amplios, bien trazados y cuenten con un buen mantenimiento.

V.2.4 COMPRESORES.

Debido a sus características y a la versatilidad de su aplicación, los compresores son un equipo de uso frecuente en los proyectos de construcción.

La principal función de los compresores es para generar potencia neumática para accionar una gran variedad de herramientas de mano, martinets y equipo de perforación.

Los compresores comúnmente usados en la construcción son de dos tipos: los de desplazamiento positivo y los de tipo dinámico.

El funcionamiento de las máquinas de desplazamiento positivo básicamente es el siguiente: confinan sucesivamente volúmenes de aire en un cilindro de espacio cerrado y se comprime a una presión mayor que la atmosférica antes de descargarlo. Estos compresores son los más utilizados. Los compresores del tipo dinámico son aquellos que imparten en una acción dinámica por medio de aspas o impulsores rotatorios, velocidad y presión al aire.

Estos compresores son más utilizados en los campos de petróleo, productos químicos y procesamiento de materiales.

Los modelos de los compresores utilizados en la construcción, generalmente son equipos portátiles que constan básicamente de un motor de combustión interna, un compresor, recipiente y mecanismos para el arranque, enfriamiento y autoregulación del motor.

Los motores para compresores de hasta 300 pcm. (pies cúbicos por minuto), pueden ser de gasolina o diesel, mientras que los compresores mayores utilizan sólo motores diesel.

Es costumbre de los fabricantes que el número de modelo de los compresores den la capacidad de aire en pcm. a 100 psic.

Para hacer más versátil el uso de los compresores, éstos se pueden equipar con una variedad de montajes. Cuando se requiera de gran movilidad - los compresores estarán montados sobre neumáticos que proporcionen facilidad de movimiento, si se requiere de estabilidad o una operación estacionaria prolongada, los compresores se pueden montar en trineos.

El montaje en cuatro ruedas es el más común, pudiendo además estar equipado con una suspensión a base de muelles de la que depende la velocidad de transporte, pues una unidad sin muelles se recomienda transportar a una velocidad de 15 a 25 km/h, mientras que la misma unidad equipada con muelles, se puede transportar a una velocidad de 40 a 55 kms/h.

V.2.5 EQUIPO DE BARRENACION Y PERFORACION.

Uno de los equipos de mayor utilización es la perforadora sobre orugas, - también llamada Track-Drill, que es un dispositivo automático que induce rotación, empuje y avance al acero de barrenación. Consta de una perforadora pesada, una guía con brazo neumático que están soportados por un par de orugas que tienen tracción propia. Esta máquina se puede usar en diferentes posiciones y trabaja a base de aire comprimido con un consumo de - aproximadamente 500 pcm. (pies cúbicos por minuto).

V.3 ANEXO DE EXPLOSIVOS.

V.3.1 EXPLOSIVOS.

Los explosivos son sustancias de poca estabilidad química que al incendiarse o al detonar, son capaces de una descomposición rápida y violenta, dando como resultado una producción de grandes volúmenes de gas.

De acuerdo a sus características, se reconocen básicamente dos tipos de explosivos:

- De alta descomposición, tal como la dinamita, cuya desintegración y liberación de energía se efectúa con gran rapidez.
- De baja descomposición, tal como la pólvora negra, cuya acción se desarrolla mucho más lentamente, simulando una combustión o quemado rápido.

A todos los explosivos se les conoce como detonantes, en tanto que a los bajos explosivos se les denomina como deflagrantes.

Para seleccionar un explosivo, deben tomarse en consideración muchos factores, entre los más importantes podemos citar:

- El material que se va a romper.
- Densidad.
- Dureza.
- Grado de fragmentación deseado.
- Condiciones de sitio de acción.
- Ventilación del lugar de trabajo.

V.3.2 DINAMITAS.

Las dinamitas son mezclas sensibles a un detonante, que contienen un compuesto explosivo, ya sea como sensibilizador, o como el medio principal para desarrollar energía. La mayor parte de las dinamitas contienen nitroglicerina como sensibilizador.

Las dinamitas constituyen una gran herramienta en las voladuras.

V.3.3. PROPIEDADES DE LOS EXPLOSIVOS.

Potencia.

Este concepto se refiere al contenido de energía de un explosivo que contribuye a la fuerza y poder que desarrolla y al trabajo que es capaz de efectuar.

La clasificación de la potencia de una dinamita regular, está dada por el porcentaje en peso de nitroglicerina, así una dinamita de 40% tiene el 40% de nitroglicerina, etc.

Un concepto erróneo que se maneja, es que la potencia real en una voladura desarrollada por la dinamita, da diferentes potencias y está en proporción directa al porcentaje de la dinamita. Por ejemplo, es incorrecto pensar que una dinamita 40% es dos veces más potente que una de 20%.

Estas relaciones no son correctas, debido a que la nitroglicerina no es el único ingrediente que produce energía con sistemas eléctricos de ignición, de tal modo que pueden dispararse empleando energía eléctrica.

V.3.4 AGENTES EXPLOSIVOS.

Un agente explosivo, es un compuesto químico insensible al fulminante, -

que no contiene ingredientes explosivos y que puede hacerse detonar cuando se inicia con un explosivo de alta potencia.

Las principales ventajas que ofrecen estos compuestos son las siguientes:

- bajo costo.
- seguridad en el manejo.
- facilidad de cargado.
- facilidad para almacenarlos.

Se recomiendan para efectuar voladuras de banqueos en casi cualquier material y se utilizan como carga principal de la columna o para suplementar a los explosivos encartuchados. Estos productos son de menor densidad que los explosivos encartuchados y por lo tanto tienen menor potencia por unidad de volumen que los explosivos anteriores.

V.3.5 GELATINAS EXPLOSIVAS.

La base explosiva de la dinamita gelatina es una gelatina formada por algodón azótico y nitroglicerina. La consistencia de la nitroglicerina gelatinizada varía desde un líquido viscoso y espeso, hasta una sustancia maciza con apariencia de hule.

Es insoluble en el agua y puede proporcionar resistencia a materiales que cubra o que forme parte de ellos.

Estos explosivos son densos, plásticos, cohesivos y altamente resistentes al agua, tienen una producción de gases baja y cuando se encuentran confinados en un barreno, alcanzan altas velocidades de detonación y por consiguiente tienen una acción rápida y fragmentadora.

Este tipo de explosivo se adapta a todas las variedades de trabajo húmedo, pero tiene la desventaja del costo, pues es más alto que el de otros explosivos.

V.3.6 CORDON DETONANTE (PRIMACORD).

El cordón detonante es un cordón redondo y flexible que tiene un núcleo central de alto explosivo el cual está recubierto con varias combinaciones de materiales, textiles, impermeabilizantes y plásticos para protegerlo contra daños provocados por abusos físicos, exposición a altas temperaturas, agua, aceite, etc., y posee además una elevada velocidad de detonación.

El primacord tiene buena resistencia a la tensión, es flexible y ligero, lo que facilita su manejo y conexión.

La energía de la explosión del primacord es suficiente para hacer detonar a altos explosivos que estén amarrados a él en un barrenado. A pesar de estas características, el cordón detonante es relativamente seguro en su manejo y uso en el trabajo.

V.3.7 DISPOSITIVOS ELECTRICOS PARA LA INICIACION.

-Estopines.

Para obtener mejores resultados en las operaciones de voladura los dispositivos de iniciación se deben seleccionar tan cuidadosamente como los explosivos. Estos productos son utilizados para iniciar las cargas de explosivos.

La principal forma de un dispositivo eléctrico de iniciación es un estopín eléctrico.

Los estopines básicamente están compuestos por un casquillo metálico, dentro del cual se colocan diferentes cargas de pólvora y un elemento eléctrico de ignición conectado a un par de alambres aislados.

Las cargas de pólvora consisten de una carga a base de alto explosivo, - una carga de cebo y una carga de ignición, dentro de la cual se coloca el elemento de ignición, que es una resistencia colocada en los extremos de los alambres, el casquillo es sellado mediante un tapón de plástico, lo - que proporciona un elemento de bastante resistencia al agua.

-Estopines de Retardo.

Los estopines con retardo tienen las mismas características físicas que - los anteriores, con la única diferencia de que contienen un elemento de - retardo entre la carga de ignición y la carga de cebado, lo que proporciona un intervalo de retardo predeterminado entre la aplicación de energía eléctrica y la detonación del estopín.

Los periodos de retardo pueden ser desde unos cuantos milisegundos, hasta - más de 12 segundos. El uso de estopines de retardo tiene la ventaja de - permitir el disparo de varios barrenos en secuencia adecuada y mediante - una sola aplicación de corriente.

V.3.8 VOLADURAS DE PRECORTE.

El precorte, prefracturado o preranurado, consiste de una hilera sencilla de barrenos perforados a lo largo de la línea de excavación. Los barre--nos son usualmente de igual diámetro, generalmente de 2" a 4" de diámetro, en la mayoría de los casos todos los barrenos están cargados. La técnica del precorte consiste básicamente en que todos los barrenos se disparan - antes de disparar cualquier voladura principal.

La teoría del precorte es la siguiente: al disparar dos cargas simultá--neamente en barrenos contiguos, la suma de esfuerzos de tensión proceden--tes de los barrenos rompe la pared de la roca intermedia y origina grietas entre los barrenos, con cargas ligeras y espaciamientos adecuados. La

zona fracturada entre los barrenos será una área estrecha de corte, contra la cual pueden romper las voladuras primarias subsecuentes, dando como resultado una pared tersa con poca o ninguna sobre-excavación.

El plano prefracturado refleja parte de las ondas de choque producidos por las voladuras principales posteriores impidiendo que sean transmitidas a la pared terminada, reduciendo con esto a un mínimo de fracturación y sobre-excavación. Esta reflexión de las ondas de choque de las voladuras principales tiende también a reducir la vibración. Los barrenos de precorte se cargan formando los explosivos en forma de rosario con cartuchos enteros o partes de cartuchos de 1" o 1½" de Ø espaciados de 1 a 2 pies de centro a centro. Estos barrenos se disparan generalmente en forma simultánea empleando una línea troncal de primacord.

En roca débil o suave los resultados del precorte se pueden mejorar utilizando barrenas de alivio o sea que son barrenos sin carga, entre barrenos cargados.

Para promover el corte por el plano deseado aún en formaciones más consistentes, los barrenos de alivio, dan mejor resultado, que el aumentar la carga explosiva por barreno.

El precorte puede realizarse simultáneamente a la voladura principal retardando los barrenos primarios de tal forma que los barrenos de precorte disparen antes que ellos.

V.3.9 VOLADURAS DE POST-CORTE.

El método del post-corte también conocido como voladuras amortiguadas o de perfilamiento, consta de una hilera sencilla de barrenos a lo largo de la línea de excavación, empleando barrenos de 2" a 3", las cuales contienen cargas ligeras bien distribuidas y completamente retacadas. Estos barrenos son disparados después de haber sido despejada la voladura principal.

El funcionamiento de esta voladura es el siguiente:

Al ser volada la pata, el taco amortigua la vibración dirigida hacia la pared determinada, reduciendo así al mínimo la fractura y las tensiones en esta pared y al disparar los barrenos con un retardo mínimo entre ellos, la detonación tiende a cortar la roca entre barrenas dejando una superficie uniforme y con un mínimo de sobre-excavación. Entre más grande sea el barreno, mayor es el efecto de amortiguamiento.

En este procedimiento los barrenos se cargan con cartuchos enteros fraccionados, atados a la línea de primacord en forma de rosario, empleándose cartuchos de $1\frac{1}{2}$ de diámetro por 8" de largo, separados de 1 a 2 pies, para asegurar un buen corte en el fondo del barreno. Se emplea generalmente una carga de fondo que es igual a 2 o 3 veces la utilizada en la parte superior del barreno.

La profundidad máxima que puede volarse con un buen resultado depende de la precisión del alineamiento de los barrenos. Cuando se realicen excavaciones en áreas curvas o en esquinas se requiere menos espaciamiento cuando se trabaja en una sección recta.

V.3.10 GASES.

Los gases resultantes de una voladura, sea cual fuere el explosivo utilizado, contiene gases tóxicos, por lo que es necesario tener cuidado con las emanaciones de los gases producto de una voladura principalmente en trabajos subterráneos.

Por lo general, los explosivos utilizados para trabajos subterráneos se seleccionan en base a sus características en cuanto a la producción de gases, pero debe tomarse en cuenta que la carga de una plantilla de barrenos requiere de gran cantidad de explosivos y aún utilizando los de las mejores características, pueden producir suficientes gases tóxicos para

crear una atmósfera peligrosa para la respiración. Este problema existe también con las mezclas de agentes explosivos, por lo que el tiempo de espera entre el disparo y el regreso al frente puede ser un factor que afecte los rendimientos programados.

Este tiempo se puede reducir considerablemente mediante una adecuada ventilación. Un buen sistema de ventilación tiene dos fines: el primero es retirar el humo, polvo y los gases producidos por la voladura, y el segundo asegurar el aprovisionamiento de aire fresco al personal que desarrolla actividades en el frente.

Un método fácil y económico de proporcionar aire puro al personal del frente consiste en montar un ventilador en la fuente de aire fresco y conducirlo a través de una tubería adecuada. Esto además de reducir el tiempo de espera, propicia que se disipen los gases, aumentando la eficiencia del personal, pues reduce la fatiga y el cansancio.

En las operaciones subterráneas de rezaga, el rociar con agua el material producto de la voladura ayuda a mejorar la visibilidad, al precipitar el humo y polvo, además disolver ciertos gases tóxicos.

V.3.11 PELIGROS DE LA ELECTRICIDAD EXTRAÑA.

El concepto de electricidad extraña se refiere a las corrientes eléctricas no deseadas y que pueden entrar a los circuitos de una voladura, las causas que producen esa electricidad pueden ser:

- Las generadas por la naturaleza, como los rayos, la estática y la acción galvánica.
- Las producidas por el hombre que comprenden corrientes inducidas por la radiofrecuencia.
- Corrientes eléctricas producidas por equipo eléctrico impropriamente instalado o en malas condiciones de trabajo.

- Corrientes magnéticas o electroestáticas.
- Fuertes corrientes de tierra originadas por líneas de fuerza o rieles cercanos al sitio de voladura.

Cualquiera de estas causas pueden accionar los circuitos, produciendo una voladura prematura no esperada, con el riesgo de que no se tomen las precauciones adecuadas para resguardarse.

Acción Galvánica.

Las corrientes galvánicas se generan cuando metales de diferentes cargas hacen contacto entre sí, ya sea directamente o a través de un medio conductor.

RAYOS.

Cuando se acerque una tormenta eléctrica, deben suspenderse las operaciones de voladura, ya sea en la superficie, bajo tierra, o en el agua, pues si un rayo toca un circuito de voladura, es muy probable su detonación; - más aún rayos que han caído a varios kilómetros de distancia de un circuito, han motivado cargas eléctricas lo suficientemente grandes como para - hacer detonar a estopines eléctricos.

El riesgo de detonación aumenta si existe cerca una línea de transmisión o una corriente de agua que conduzca la electricidad entre la tormenta y el punto de disparo, pues los estopines eléctricos pueden ser detonados - por corrientes inducidas tanto en la superficie como debajo de ella.

Cuando se acerque una tormenta eléctrica la atmósfera puede almacenar y - licuar peligrosas cargas de electricidad estática a distancias considerables de la tormenta. La carga estática puede almacenarse en cualquier - cuerpo conductor y después descargarse, lo que pudiera detonar un esto- - pín, produciendo una detonación anticipada.

V.4 ANEXO DE CONCRETO.

V.4.1 CAVITACION.

La presencia de la cavitación ocasiona severos daños a las estructuras, - los que ocurren rápidamente. La cavitación se presenta en forma de burbujas de vapor cuando la presión absoluta local se reduce al valor de la - presión ambiente de vapor. Las cavidades pueden ser grandes huecos individuales que posteriormente se descomponen, o nubes de pequeñas burbujas- que fluyen y al entrar en un área de presión más alta chocan con gran im- pacto, el choque produce la entrada a alta velocidad en el espacio ante- riormente ocupado por aire por lo que se genera una presión extremadamen- te alta en intervalos de muy corto tiempo y la repetición del choque so- bre una determinada parte de la superficie, causa picaduras. El mayor da ño lo producen las nubes de cavidades diminutas que se encuentran en los- remolinos. Estos destruyen las superficies expuestas con gran rapidez.

Las superficies de concreto y de otros materiales afectados por la cavitación presentan formaciones irregulares, melladuras o picaduras y el daño- no progresa en forma uniforme. Usualmente después de un período inicial- de pequeños daños aparece un deterioro rápido seguido de un daño más len- to.

Se puede obtener una resistencia al daño por cavitación mediante concreto de alta resistencia y es recomendable que el tamaño máximo del agregado - no exceda a 30 mm. porque el efecto de cavitación tiende a remover las - partículas grandes.

El uso de un concreto adecuado puede reducir el daño por cavitación, pero ni el mejor concreto puede resistir por tiempo indefinido los efectos de- la cavitación, por lo que la solución a este problema es en primer lugar- evitar que se produzca este fenómeno, esto se logra preparando superfi- - cies lisas y bien alineadas libres de irregularidades tales como depre- - siones, salientes y desalineamientos.

V.4.2 BOMBEO DE CONCRETO.

En el caso de bombeo de concreto, se requiere del uso de una mezcla con propiedades especiales. El sistema de bombeo consta, esencialmente, de una tolva en donde el concreto se descarga, una bomba de concreto y una tubería a través de la cual se bombea el concreto. Generalmente, las bombas son de acción directa en donde el concreto se alimenta a la bomba por gravedad y se succiona también en parte durante la carrera de succión, en donde unas válvulas se abren y se cierran con pausas definidas, de modo que el concreto se mueve en una serie de impulsos, pero la tubería permanece siempre llena.

Mediante bombas de émbolo, el concreto puede moverse a más de 450 m. horizontalmente o 40 m. verticalmente, o una proporción de las combinaciones de distancia y elevación.

Es de mencionar que la relación de la distancia horizontal y vertical - equivalente varía con la consistencia de la mezcla. Hay bombas de émbolo y tubería de 200 mm. se pueden entregar hasta $55\text{m}^3/\text{hora}$.

La utilización del bombeo para concreto resulta económica si puede usarse para períodos largos y sin interrupciones, ya que al principio de cada período de bombeo, las tuberías deben lubricarse con mortero (a razón de $1/4\text{ m}^3$ por cada 100 m. de tubería) y debido a que al final de la operación se requieren cuidados especiales para limpiar la tubería y los implementos utilizados, pero tiene la ventaja de que se pueden hacer maniobras rápidamente con la tubería, al usar acoplamientos especiales. Se recomienda no emplear tubería de aluminio porque este material reacciona con los alcalis del cemento y produce hidrógeno. Este gas introduce vacíos en el concreto endurecido, lo que representa una pérdida de resistencia.

Las ventajas principales que representa el bombeo son:

- Capacidad y facilidad para entregar concreto a lugares que de otra forma resultarían inaccesibles, como lo es para el revestimiento de túneles.
- El bombeo entrega directamente el concreto de la revolvedora a la cimbra, evitándose así pérdidas de tiempo en el manejo del concreto.
- Puede procederse a la colocación del concreto a la velocidad de --descarga de las revolvedoras, sin detenerse por las limitaciones --del transporte y el equipo de colocación.

Además, el concreto bombeado no tiene segregación, pero para que pueda --bombearse, la mezcla debe cumplir con ciertos requisitos:

- El concreto debe estar bien mezclado antes de entrar a la bomba.
- La mezcla no debe ser áspera ni pegajosa, ni demasiado seca o húmeda, por lo que su consistencia es crítica.
- Es recomendable que la mezcla tenga un revenimiento entre 4 y 10 cm. o que esté previamente determinado.

V.4.3 VIBRADO DEL CONCRETO.

El vibrado del concreto tiene por objeto eliminar el aire atrapado y lograr una mejor colocación del mismo. Antiguamente se apisonaba la superficie del concreto con el fin de desalojar el aire y forzar a las partículas a una configuración más estrecha. Para substituir esta práctica, --el método más moderno es el de vibración mediante el cual las partículas se separan momentáneamente, lo cual permite acomodarlas en una masa más--compacta. El uso de la vibración como medio de compactación hace posi--

ble emplear mezclas más secas, de hecho las mezclas extremadamente duras y secas pueden vibrarse más satisfactoriamente a fin de hacer concreto de una resistencia deseada con un menor contenido de cemento y agua.

Vibradores internos.

Es el tipo más comúnmente empleado, y consta de un vástago en el cual se aloja una flecha excéntrica que es impulsada por un motor a través de un chicote flexible, este se sumerge en el concreto y le aplica fuerzas ondulatorias, de ahí el nombre de vibrador. El vástago es fácil de llevar de un lado a otro y se aplica a intervalos de 0.50 m. a 1.00 m. durante cinco a treinta segundos, dependiendo de la consistencia de la mezcla.

La compactación puede juzgarse por el aspecto de la superficie del concreto, que no debe tener cavidades ni contener exceso de mortero. Para esto es recomendable sumergir el vibrador en toda la longitud de la capa aplicada y al sacarse debe ser gradualmente, para que el agujero dejado por el vástago se cierre completamente sin dejar aire atrapado. El vibrador debe sumergirse en toda la profundidad de la capa de concreto depositada y si la capa anterior lo permite también debe introducirse en ésta, de esta forma se puede eliminar un plano débil en la unión de las capas, obteniéndose así un concreto monolítico.

Los vibradores internos tienen la ventaja de que el trabajo se efectúa directamente en el concreto. Hay vástagos desde 20 mm. de diámetro, los que se pueden emplear aún en secciones fuertemente reforzadas y de difícil acceso. El vibrador de inmersión no es muy eficiente en las orillas de la cimbra, por lo que es necesario picar a lo largo de éstas para lograr un buen resultado.

V.4.4 CONCRETO LANZADO.

Este es el nombre que se le da al mortero transportado a través de una-

manguera y proyectado a alta velocidad por medios neumáticos sobre una superficie, la fuerza del chorro que hace impacto en la superficie y compacta el material. De esta forma puede soportarse a sí mismo sin resbalar o caerse, aún en una cara vertical o en techos. En esencia, el proceso consiste en que el material sea lanzado neumáticamente.

Las propiedades del concreto lanzado no difieren de las propiedades de un concreto colocado normalmente y de proporciones similares, el método de colocación es el que da a este tipo de concreto sus ventajas en numerosos usos. Además se requiere gran habilidad y experiencia en la aplicación del concreto lanzado, ya que su calidad depende en gran parte del trabajo de los operadores, especialmente en el manejo de la boquilla. Ya que el concreto es lanzado sobre una superficie de apoyo, que se puede ir relleno gradualmente, no requiere del uso de cimbre, lo que representa una economía en tiempo, materiales y mano de obra en determinados trabajos debido a las características de este tipo de concreto. El contenido de cemento es mayor, además el equipo necesario y el costo de colocación son más caros que para un concreto normal. Por esto, el concreto lanzado es solamente empleado para ciertos tipos de actividades, como son: Recubrimientos de túneles, reparaciones en concreto deteriorado, recubrimiento de taludes, estabilización a base de inyecciones de macisos rocosos.

Hay dos procesos básicos por medio de los cuales se aplica el concreto lanzado:

- A) Proceso de mezcla seco.- Es el más común y consiste en mezclar bien el cemento y el agregado húmedo, los cuales se introducen a un alimentador mecánico o a una pistola, después la mezcla por medio de un mecanismo de distribución pasa a una corriente de aire comprimido y se impulsa a la boquilla de salida, la cual se embona con un dispositivo perforado a través del cual se introduce el agua a presión y se mezcla bien con otros ingredientes. Después la mezcla sale y se proyecta a alta velocidad sobre la superficie indicada.

B) El otro procedimiento es el de la mezcla húmeda, en el cual todos los ingredientes incluyendo el agua, se mezclan antes de entrar a una cámara para después ser lanzados neumáticamente, el aire comprimido se inyecta a la boquilla y el material sale a alta velocidad.

Cualquiera de los dos procedimientos es adecuado para un buen concreto-lanzado.

El proceso de la mezcla seca, es más apropiado para agregados ligeros, -acelerantes de fraguado instantáneo, además sirve para proyectarlo a -longitudes más grandes.

El proceso de mezcla húmeda, da un mejor control de la cantidad de agua empleada en la mezcla y de aditivos que pudieran emplearse, además este proceso tiene menos desperdicio.

V.4.5 COLOCACION DEL CONCRETO EN CLIMA CALIDO.

El colado de concreto en un clima cálido presenta algunos problemas especiales, causados por la alta temperatura del concreto y, por la mayor evaporación en la mezcla fresca. Los efectos que produce una alta temperatura en el concreto fresco son las siguientes:

Una hidratación más rápida, por lo tanto un fraguado acelerado y una resistencia más baja del concreto endurecido.

Una evaporación rápida puede causar una contracción y agrietamiento superficial que al enfriado posterior del concreto introduce esfuerzos -de tensión. Esto trae como consecuencia efectos secundarios, ya que la inclusión de aire es más difícil, esto se remedia con aumentar la cantidad de aditivo con el consiguiente aumento de costo.

El curado también presenta problemas, ya que el agua de curado se evapora rápidamente y el uso de compuestos para el curado no es muy satisfactorio, pues conduce a resistencias más bajas. Como medidas correctivas, pueden tomarse las siguientes:

- El contenido de cemento debe mantenerse lo más bajo posible, a fin de que el calor de hidratación no agrave los efectos de la temperatura ambiental.

- La temperatura del concreto puede controlarse al enfriar los ingredientes de la mezcla, regando con agua los agregados y agregando hielo o algún refrigerante al agua, pero es importante que el hielo esté derretido completamente antes que el mezclado termine.

Enfriar el agregado presenta más dificultades debido al bajo calor específico de la piedra. Todos los materiales que se usen en la mezcla deben protegerse de los rayos del sol. La temperatura del concreto debe ser tan baja como sea posible; se especifica a menudo como límite superior los 29° C.

V.4.6 REVENIMIENTO.

El revenimiento es una prueba que se usa ampliamente en las construcciones de todo el mundo. La prueba de revenimiento no mide la trabajabilidad del concreto, pero es muy útil para detectar variaciones en la uniformidad de una mezcla de proporciones determinadas. A continuación se describe el procedimiento de dicha prueba:

El molde para la prueba es un cono truncado de 30 cm. de altura, el cual debe colocarse en una superficie lisa, y con la abertura pequeña hacia arriba, se llena de concreto en cuatro capas, cada capa se apisona con 25 golpes, empleando una varilla con la punta redondeada y después se enrasa el cono con una cuchara, el molde debe estar firmemente-

sostenido durante toda la operación.

Inmediatamente después de efectuar los pasos descritos, se levanta el molde. El concreto al faltarle el apoyo se abatirá o reventará, de ahí el nombre de laprueba. La disminución en altura de la parte superior del concreto abatido con respecto a la altura del molde, se llama reventamiento.

Si en lugar de abatirse el cono, en un reventamiento normal, la mitad del cono se desliza en un plano inclinado, se dice que es un reventamiento por corte y la prueba habrá de repetirse.

Si el reventamiento por corte persiste, este es un indicio de que le falta cohesión a la mezcla, esto ocurre en mezclas ásperas.

Las mezclas ricas se comportan satisfactoriamente, pues su reventamiento es sensible a las variaciones de trabajabilidad. Pero en mezclas pobres con tendencia a ser ásperas, un reventamiento normal puede cambiarse fácilmente el tipo de corte o aún al de desplome y pueden obtenerse valores ampliamente diferentes de diferentes muestras de la misma mezcla.

La prueba de reventamiento se usa mucho en campo para verificar las variaciones de los materiales que alimentan la mezcladora o dosificadora.

Un aumento del reventamiento puede significar por ejemplo que el contenido de la humedad del agregado se ha elevado, otra causa puede ser un cambio en la granulometría del agregado, tal vez consistente en deficiencia de arena. Un reventamiento muy alto o muy bajo, es un aviso inmediato de que algo no anda bien y permite tomar las medidas necesarias para remediar la situación.

IV. CONCLUSIONES.

En este capítulo expondré mis conclusiones tomando en cuenta los diferentes puntos de vista en que uno se puede ubicar - dentro de esta obra.

Cabe aclarar que estas opiniones son muy personales, y corresponden a las experiencias que he tenido hasta la fecha.

Como estudiante:

La construcción de una presa es quizá una de las pocas obras que conjunta en un solo proyecto casi todas las áreas que comprende la ingeniería civil.

En una obra como esta intervienen especialidades como:

Estructuras.

Mecánica de Materiales.

Mecánica de Suelos.

Mecánica de Rocas.

Geología.

Topografía.

Hidrología.

Hidráulica.

Obras Hidráulicas, etc.

Como contratista:

El contratista es la persona o personas que cuentan con los recursos técnicos y materiales para ejecutar una obra.

La construcción de una obra se basa en planos, especificaciones y recomendaciones que proporcione la empresa contratante pero la ejecución de actividades está fundamentada en las experiencias de actividades realizadas de las cuales se aplican los procedimientos constructivos más adecuados, de lo efectivo que sean éstos y de la calidad de ejecución, depende en gran parte el éxito de una empresa al realizar un trabajo.

En el caso de que los procesos constructivos no sean los adecuados o que no se estén aplicando correctamente, los errores incidirán directamente en el costo de la obra, reduciendo así las utilidades del contratista.

Todas estas áreas están interrelacionadas entre sí, y la construcción es la que se encarga de dar realidad al proyecto.

Para un estudiante o para un profesionalista que empieza a desarrollar, la construcción de una presa resulta una gran experiencia pues en ella uno puede apreciar la aplicación real de casi todos los conocimientos adquiridos y que en las aulas no se alcanza a comprender su aplicación, a convivir y a desenvolverse con los trabajadores, y lo que considero más importante, a visualizar como se realiza una actividad, pues el principal enfoque de este trabajo es de servir de guía o referencia, al describir como se efectuaron estos trabajos.

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

1. **Mecánica de Suelos.** Lambe, T. William, y Whitman, Robert. Limusa.
2. **Energía Hidroeléctrica.** Viejo Zubicaray, V. Alonso. Limusa.
3. **Diseño de Presas Pequeñas.** United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation. Cecsá.
4. **Presas de Tierra y Enrocamiento.** Marsal, Raúl J. y Reséndiz Núñez Daniel. Limusa.
5. **Vías de Comunicación.** Crespo Villaloz, Carlos. Limusa.
6. **Manual para el uso de explosivos.** Sección de Desarrollo - de Ventas del Departamento de Explosivos de E.I. Du Pont - de Nemourus & Co. (Inc.) Wilhington, Delaware 19898, Cecsá.
7. **Tecnología del Concreto.** Tomos I y II. Neville, A.M. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
8. **Geología Física.** Longwell y Flint. Limusa.
9. **Maquinaria.** Day, David. Limusa.
10. **Presas Pequeñas de Concreto.** Portland Cement Association - (PCA), Limusa.
11. **Apuntes de Movimiento de Tierras.** Facultad de Ingeniería.
12. **Métodos, Planteamiento y Equipo de Construcción.** Peurifoy, Robert L.
13. **Informes de la Residencia de "El Caracol".** C.F.E.
14. **Obras Hidráulicas.** Torres Herrera, Francisco. Limusa.