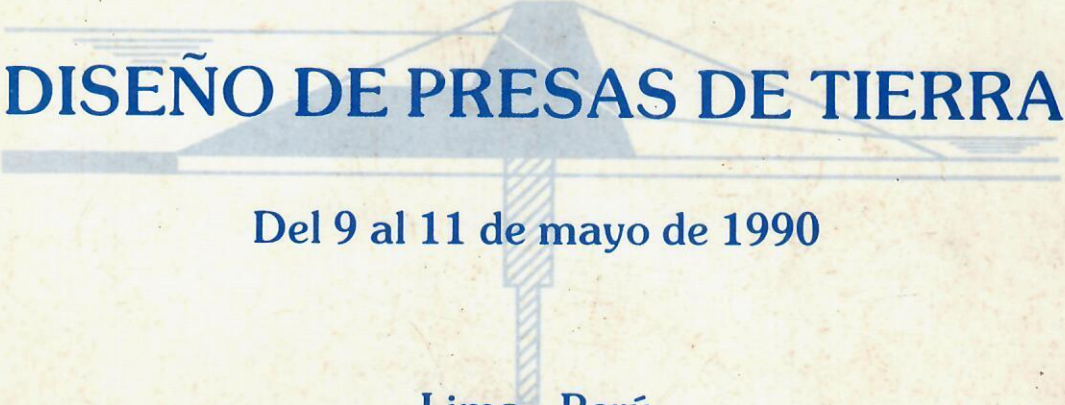


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



CENTRO PERUANO JAPONES DE
INVESTIGACIONES SISMICAS Y
MITIGACION DE DESASTRES

MEMORIAS DEL SEMINARIO



DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA

Del 9 al 11 de mayo de 1990

Lima - Perú



**MEMORIAS
DEL
SEMINARIO**

DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA

9 - 10 - 11 DE MAYO DE 1990

CISMID - UNI

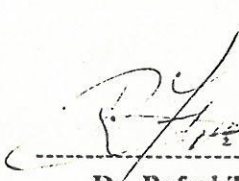
PROLOGO

El Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, tiene la satisfacción de poner a disposición de los interesados, las memorias que contienen los artículos de los expositores del Seminario sobre Diseño de Presas de Tierra, llevado a cabo del 9 al 11 de Mayo de 1990.

El referido Seminario ha sido organizado por el Laboratorio Geotécnico del CISMID, siendo este evento el que inicia las actividades académicas del CISMID en el presente año. Además se han programado un Seminario Internacional, un Simposio sobre Prevención de Desastres, Cursos de Extensión y otros eventos relacionados a la Ingeniería Sísmica y al Planeamiento para la Mitigación de Desastres.

En este Seminario sobre Diseño de Presas de Tierra se presentará, en las sesiones de los dos primeros días, nociones generales sobre planeamiento, geología, hidrología, hidráulica, geotécnica, diseño y construcción de presas de tierra de mediana altura. El tercer día se dedicará a presentar la experiencia del Laboratorio Geotécnico lograda en el asesoramiento a la revisión del diseño y construcción de la Presa Pasto Grande (Moquegua), en virtud a un Convenio celebrado con el INADE-Proyecto Especial Pasto Grande, durante 1989.

Agradecemos la desinteresada colaboración de los expositores, profesores de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, así como distinguidos profesionales de instituciones públicas y privadas. Asimismo se agradece el auspicio de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón, el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, el Comité Peruano de Mecánica de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas y el Capítulo de Ingeniería Civil del Consejo Departamental de Lima del Colegio de Ingenieros del Perú.


Dr. Rafael Torres Cabrejos
Director CISMID-FIC-UNI



RECONOCIMIENTOS

Se hace un reconocimiento a los ingenieros, bachilleres y personal técnico que en una u otra forma colaboraron con el comité organizador del Seminario de Diseño de Presas de Tierra y a todos los expositores que participaron en el Seminario de manera desinteresada, presentando y sustentando sus temas.

También se quiere mencionar a las instituciones y empresas que apoyaron a la realización de este evento.

Agencia de Cooperación Internacional del Japón	-JICA
Concejo Nacional de Ciencia y Tecnología	-CONCYTEC
Geotécnica S.A. Brasil	
Proyecto Especial Pasto Grande	-INADE
Comité Peruano de Mecánica de Suelos	-C.P.M.S.F.M.R.
Colegio de Ingenieros del Perú	-CIP

I N D I C E

PROLOGO

PRIMERA PARTE

	Pag.
PROYECTO DE UN ALMACENAMIENTO DE AGUA Ing. Miguel Soto Salvador Prof. Principal FIC-UNI Gerente Corpei	11
GEOLOGIA EN PRESAS DE TIERRA Dr. Ing. Milton Assis Kanji Consultor Geotécnica S. A. Brasil	19
CONSIDERACIONES SOBRE EL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO E HIDROLOGICO DE PRESAS DE TIERRA Ing. Edgar Rodríguez Zubiato Prof. Asociado FIC-UNI	57
EXPLORACION DE CAMPO Ing. Miguel de la Torre Sobrevilla Sub-Gerente de Estudios Electroperú	73
TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION Ing. Miguel de la Torre Sobrevilla Sub-Gerente de Estudios Electroperú	81
ANALISIS DE FILTRACION A TRAVES DE PRESAS DE TIERRA Ing. Alfonso Prialé Jaime Presidente Senapa	95
ESTABILIDAD DE TALUDES Ing. Jorge Díaz Collantes Prof. Asociado FIC-UNI	117
ENSAYOS DE LABORATORIO Dr. Ing. Jorge E. Alva Hurtado Prof. Principal FIC-UNI Laboratorio Geotécnico Cismid	129

CONSTRUCCION DE PRESAS DE ENROCADOS	147
Ing. Miguel de la Torre Sobrevilla	
Sub-Gerente de Estudios	
Electroperú	

SEGUNDA PARTE

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LA PRESA PASTO GRANDE

GEOLOGIA DE LA PRESA	157
Ing. Oscar Vásquez Huamaní	
Cismid - UNI	

EXPLORACION DE CANTERAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA PRESA PASTO GRANDE	165
Dr. Ing. Jorge E. Alva Hurtado	
Cismid - UNI	

DISEÑO DE LA PRESA PASTO GRANDE	183
Ing. Pedro Ruesta Ruiz	
Cismid - UNI	

CONSTRUCCION DE LA PRESA	203
Ing. Martín Rodríguez Trujillo	
Cismid - UNI	

CONTRIBUCION DE LA PRESA PASTO GRANDE AL DESARROLLO REGIONAL	237
Ing. Martín Vizcarra Cornejo	
Director Ejecutivo del Proyecto Especial Pasto Grande	

PROYECTO DE UN ALMACENAMIENTO DE AGUA

Por: Ing. Miguel Soto Salvador
FIC-UNI

INTRODUCCION

En esta charla se presenta en términos generales los conceptos y criterios que se consideran en un proyecto de almacenamiento. El concepto básico de considerar un almacenamiento está ligado al concepto de eficiencia hidrológica o hidráulica en el manejo de los recursos hidráulicos.

De acuerdo a esta premisa todo proyecto que haga uso de la oferta natural de agua (Superficial y Subterránea) para una mejor eficiencia en el manejo de este recurso, debe contar con un embalse, constituyéndose en muchos casos el embalse como una obra de vital importancia para la operación del proyecto; por ejemplo : Poechos, San Lorenzo, Tinajones, Condoroma, Mantaro, El Frayle, Aguada Blanca, Paucarani, etc.

En algunos casos el nombre del proyecto está ligado al nombre de la Presa o Embalse; ejemplo : Tinajones, San Lorenzo, Mantaro, etc.

Esto evidencia indudablemente la importancia de esta obra dentro del marco ya sea de un Proyecto Integral o un Proyecto Específico, cualquiera que sea la magnitud de la obra, esta Presa puede ser baja o pequeña o puede ser alta o grande, de otro lado el volumen del embalse puede ser grande o puede ser pequeño, al margen que la Presa sea pequeña o grande; así mismo, la cuenca a regular puede ser grande o muy grande (miles de Km^2) o pequeña (algunos Km^2).

El proyecto de Almacenamiento está directamente ligado a la estructura que propicia el almacenamiento de agua, esta obra es la presa o cortina (término mejicano) que es la pared o barrera que adecuadamente ubicada en el terreno, da lugar al almacenamiento o laguna artificial en una magnitud o volumen en concordancia a los fines establecidos en el Proyecto.

De otro lado la represa o presa (cortina) se ha constituido, con justo derecho, en la obra básica o estrella del Proyecto Hidráulico que se trate sea grande o pequeña, esta obra ha sido la preocupación técnica y científica desde los Albores de la Historia, las comunidades primitivas descubrieron, que con una barrera (amontonamiento de tierra o piedras) se conseguía almacenar agua para ser utilizada en época de escasez, este criterio básico es el mismo a pesar de haber transcurrido miles de años y así tenemos magníficos ejemplos y modelos históricos en diferentes partes del mundo, en los 5 continentes.

La aridez de gran parte de los diferentes países del mundo ha exigido desde muy antiguo la construcción de presas de embalse, especialmente para el desarrollo agrícola y consumo doméstico, estas obras fueron construídas con determinados criterios técnicos haciendo uso de los principios constructivos deducidos de la física y la mecánica, el empleo de la geología y de la hidrometeorología, acorde con los conocimientos vigentes en aquellas épocas.

Muchas de estas obras han fallado, por diferentes motivos, pero también algunas y esto es sorprendente, se mantienen hasta la fecha y los proyectos a que pertenecen se desarrollan favorablemente.

El mejoramiento y la eficiencia de estas obras ha ido ocurriendo progresivamente en estricta concordancia con el desarrollo de la tecnología y de la ciencia e inclusive con la aparición de nuevas tecnologías en los campos de:

- Hidrometeorología.
- Geología.
- Geotécnia y Mecánica de Suelos.
- Métodos de Análisis del Comportamiento de las Estructuras.
- Métodos de Análisis del Comportamiento de los Materiales.
- Investigaciones de Campo.
- Modelaje Físico y Matemático.
- Instrumentación.
- Nuevos Conceptos en la Formulación y Definición de Proyectos Hidráulicos.
- Procedimientos de Construcción.

El desarrollo de todos estos campos nos ubica ahora en la posición de decir que las obras diseñadas, construídas y operadas, acorde con los criterios y tecnología disponible actualmente tienen el mínimo de riesgo de fallar, esto en comparación con el mismo tipo de obras, pero construídas con tecnologías del pasado.

1.0 TIPOS DE ESQUEMAS DE PROYECTO DE ALMACENAMIENTO

Los tipos de Proyecto son muy variados. De acuerdo a la ubicación de la Presa, pueden ser localizadas en el mismo lecho del río, regulando todo el aporte hidrológico de la cuenca del río, pueden ser ubicadas en un afluente, regulando sólo parte de la cuenca o ubicarse lateralmente siendo alimentadas por un sistema de canales derivados de la cuenca principal, o de varias cuencas.

Como se puede apreciar las alternativas son varias. De otro lado, son factores de importancia en la elección, la eficiencia hidrológica en garantizar los aportes requeridos, la seguridad de la obra civil y el costo.

Todos estos factores varían de acuerdo a la solución que se adopte para un fin establecido y esto es muy importante de acuerdo a las condiciones locales (Topografía, Geología, Hidrología, etc.) por ejemplo: Si el aporte de sedimentos que transporta el río, que generalmente es imposible de reducir substancialmente por medios operativos, es considerable podría decirse, si es que se encuentran lugares apropiados, que es mejor solución la del embalse lateral (caso de Tinajones, Palo Redondo) debido a que el aporte de sedimentos se reduce en concordancia con la capacidad del canal alimentador y del control que sí se puede dar en este vaso; no obstante no en todos los casos es mejor el embalse lateral, aunque se disponga de buen caso y condiciones locales favorables); puede ocurrir que la longitud del canal alimentador sea tan grande (caso del Proyecto Embalse de San José) que a pesar de encontrarse condiciones favorables (Geología, Geotécnia, Morfología, etc.); la gran

longitud del canal (que normalmente son de gran caudal) hace inviable la adopción de este esquema, al agregársele el enorme costo del canal.

Podría en este caso ser más económica una presa ubicada en un afluente, o en el mismo lecho del río principal, si el volumen de sedimentos para un adecuado período de vida del proyecto permite construir una presa económica, y si la geología lo permite.

Como se puede deducir en cuanto a esquema de proyecto de represamiento no existe esquema normalmente más conveniente, esto depende de los alcances del proyecto y las condiciones o características locales y, específicas del área del Proyecto y su ámbito.

2.0 PARAMETROS DE DISEÑO

2.1 Capacidad y Altura de la Presa

La capacidad que debe tener el reservorio dependerá básicamente de los parámetros siguientes:

- Volumen requerido para atender las necesidades del proyecto, volumen neto.
- Volumen requerido para compensar las pérdidas por evaporación e infiltración.
- Volumen requerido para la deposición de los sedimentos que quedan atrapados en el embalse.
- Volumen requerido para producir el efecto de laminación del embalse para reducir el efecto de la crecida.

La estimación de todos estos parámetros darán el volumen total que deberá tener la presa y consecuentemente su altura.

A continuación se describen los conceptos principales involucrados en la determinación de estos parámetros:

2.1.1 Volumen de Operación de la Presa

El volumen de embalse necesario para el proyecto o volumen neto de operación, se determina en estricta concordancia con los requerimientos para el cumplimiento de los objetivos del Proyecto dependiendo de : Las características hidrológicas de las cuencas a regular. Alcances del Proyecto : Demandas : Agrícola, Poblacionales, Industriales, Energéticas, Control de Crecidas, etc.

El balance hidrológico define la necesidad de regulación, pero de acuerdo a premisas habrá que considerar algunos aspectos de base, dentro de los objetivos del Proyecto para adecuarse a esto el funcionamiento de la obra.

En cuanto a los aspectos hidrológicos, con la charla sobre estos aspectos se detallarán las metodologías a emplear, pero conviene recalcar que los estudios hidrológicos de base deben ser los más completos posibles y la información a utilizar debe ser la más confiable, sobre todo consistente para así obtener resultados con el menor riesgo.

Cabe puntualizar que dentro de las metodologías más empleadas están la de examinar el comportamiento de la capacidad del embalse por simulación empleando series de datos del registro histórico asumiendo que durante la vida del proyecto se van a repetir y el otro método es empleando los mismos procedimientos de simulación pero utilizando series sintéticas aleatorias y/o estocásticas ampliando así artificialmente las posibilidades hidrológicas para examinar mejor el comportamiento del proyecto y más especialmente de la capacidad adoptada.

2.1.2 Volumen Requerido para Compensar Pérdidas por Evaporación y/o Filtraciones

Este parámetro depende del tipo de obra de embalse que se trate, para el caso de pérdidas por evaporación es muy significativo cuando el embalse es poco profundo y de gran espejo de agua; en esta situación será necesario llevar un prolijo estudio de base de este tipo de pérdidas que puede llegar a volúmenes asombrosamente grandes, siendo recomendable estimar, basándose en registro in situ o de lugares próximos, las pérdidas durante el año y su variación estacional. Existen metodologías para estos estimados y más aún se han adoptado metodologías para algunas zonas del país como es el caso de la adecuación del método de Penman a las zonas andinas.

En el caso de presas de gran altura y embalses de reducida área, el volumen perdido por evaporación puede ser menor o un porcentaje menos significativo del volumen de operación. En los procesos de simulación para el estudio de la capacidad del embalse deberán considerarse como datos básicos las láminas de pérdidas estimadas por evaporación.

En lo que respecta a filtraciones, generalmente la zona más crítica es la parte de la Boquilla de la presa y en el diseño de la obra se estudian las soluciones (sellado) para evitar o reducir al mínimo estas pérdidas (pantallas, inyecciones, etc.). No obstante los estudios geológicos deben poner especial atención en todo el área de embalse para detectar este tipo de problemas y plantear sus soluciones.

2.1.3 Volumen Requerido para la Deposición de Sedimentos

La estimación de este parámetro realmente presenta complejidades para una exacta determinación, la concentración de sedimentos es sumamente variable y las causas que lo originan son igualmente complejas de evaluarlas. No obstante, este es un dato importantísimo porque de su correcta estimación dependerá la eficiencia del proyecto y la máxima vida útil que pueda tener para beneficio del proyecto.

De otro lado, según el esquema que se trate el volumen a considerar difiere y a veces substancialmente, por ejemplo para el caso de un embalse lateral, el aporte de sedimentos será menor o mucho menor que en el caso de una presa en el lecho del río, para el caso de la vertiente occidental, una presa en la costa tendrá mayor cantidad de sedimentos, que una ubicada en la puna o en altura. Indudablemente que este parámetro y su determinación es de relevante importancia y los estudios para su estimación deben ser los más completos posibles.

2.1.4 Capacidad Adicional para Laminar el Paso de una crecida

La presa a construirse deberá permitir el paso de crecidas a través del embalse, en la etapa de diseño deben de considerarse los criterios de base para definir la altura de la presa, especialmente cuando la obra es vital para el desarrollo del Proyecto que está involucrada, cuando la cuenca a represar es relativamente apreciable y los efectos de destrucción son considerables. Cabe mencionar además, que gran parte de las presas destruídas han tenido su causa en una adopción insuficiente de este concepto.

Normalmente se recurre a consideraciones extremas para adoptar la crecida de diseño, concurrencias de situaciones hidrometeorológica críticas para producir una crecida en valor pico y en volumen lo más severa posible (crecida máxima probable) y además se consideran también situaciones igualmente desfavorables en el embalse a diseñar, como por ejemplo embalse lleno y aún funcionando con un nivel mayor del normal en el momento de presentarse la crecida.

El criterio que se adopte, como se puede apreciar, dependerá del tipo de obra que se trate, por ejemplo, la presa de tierra no soportará ser rebalsada con flujo sobre ella, lo que sí podría ser soportable por una presa de concreto. No obstante dependiendo de la magnitud que se trate, el tamaño de la crecida de diseño puede ser muy grande y las obras de seguridad que se adopten excesivamente costosas y más aún mayores que el resto de las obras y tener que acondicionarse el diseño de la presa a la crecida. Es por esta razón que la técnica de diseño de aliviaderos contra crecidas propone en muchos casos dividir el trabajo, en aliviaderos normales para crecidas comunes y complementadas con aliviaderos extraordinarios para la crecida extrema, caso de los aliviaderos fusibles que deberán ser restituidos ante la improbable ocurrencia de la crecida máxima posible o probable.

De todos modos, la adopción de la crecida cualquiera que sea ella involucrará un volumen adicional para dar lugar al proceso de laminación o acción reguladora del embalse, reduciendo así los daños catastróficos de la crecida.

Las condiciones geológicas para la construcción de la obra en muchos casos define la elección de la alternativa más conveniente, especialmente para la localización y cimentación de las estructuras como para el drenaje de los grandes volúmenes de agua proveniente de estas situaciones hidrológicas.

2.1.5 Borde Libre

Para definir la altura total deben además considerarse una sobreelevación para absorber cualquier fluctuación del nivel, sobre este aspecto se tomará como base la máxima ola posible, para lo cual existen criterios para definir este dato.

3.0 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Definido el marco del proyecto o ámbito es aconsejable buscar la alternativa más adecuada para el embalse del proyecto, debiéndose elegir entre varias posibilidades asociadas principalmente a las localizaciones más convenientes para la construcción de la presa.

Generalmente se plantean todas las posibles alternativas empleando la documentación existente y ampliada en aquellos datos que sean estrictamente necesarios. Formulados los sitios de embalse y presa es aconsejable realizar reconocimiento de lugar teniendo como base los datos siguientes:

- Hidrología
- Climatología
- Cartografía y Topografía
- Geología de Superficie
- Geotécnia Preliminar

Por cada punto deben de quedar presentados la boquilla, el área de embalse (curva, áreas-volúmenes).

Geología superficial de las boquillas.

Excavaciones complementarias y prospección geofísica para estimar aproximadamente el espesor de relleno aluvial.

Además deberán:

- Geología general del vaso con énfasis en zonas críticas, áreas con estratos de arenas o materiales filtrantes.
- Área para materiales de préstamo posibles (para rellenos, concretos, enrocados de protección, etc.)
- Fuentes de agua para la construcción.
- Carretera de Acceso.
- Disponibilidad de mano de obra.
- Otros datos relativos.

Para cada alternativa se estimarán los volúmenes de embalse y las características básicas y tipos más recomendables de presa.

Un aspecto de relevante importancia para la cuenca que se trata de regular, es la capacidad del aliviadero de excedencias, deberá establecerse los criterios para su diseño, si la cuenca es grande y las condiciones hidrometeorológicas extremas es crítica, el aliviadero puede resultar tan costoso o más que la presa misma, pudiéndose dar el caso que el material de excavación del aliviadero al necesitar ser utilizado en la construcción de la presa defina el tipo de presa, como ya ha sucedido en algunos casos (Presa del Baixo Açu - Recife Brasil). Otro aspecto que cabe resaltar y en algunos casos es definitorio del volumen total de la presa es el volumen muerto para la deposición de sedimentos, porque si la presa está ubicada en el lecho del río y la cuenca es fácilmente erosionable, produciendo una alta concentración de sedimentos, el volumen muerto (dependiendo de la vida del proyecto se estima supere los 50 años) puede ser igual o mayor al volumen de agua requerido para el proyecto necesitándose así un volumen total estremadamente grande y consecuentemente una altura de presa más alta que la normalmente requerida, como es el caso del Proyecto de Abastecimiento de Agua de la Siderúrgica de Nazca.

Puede suceder, si se trata de embalses ubicados en zonas planas o del altiplano, donde el espejo de agua sea extremadamente grande dando lugar a grandes pérdidas de agua por evaporación, que en zonas de alta evaporación pueden dar lugar pérdidas anuales del orden

de 1.5 millones de m³/año por kilómetro cuadrado de espejo de agua. En este caso el estudio climatológico de la evaporación es fundamental y definitorio para la elección de la alternativa sobre todo si el agua es muy limitada.

Para el caso de embalses a elegir, además de las características de las presa (de tierra, enrocado, mixtas, concreto, contrafuertes, etc.), los criterios para la definición son sumamente variables o mejor dicho no son rígidos, algunas alternativas ofrecen mayores ventajas que otras, por lo que es recomendable para la selección de la alternativa más adecuada el empleo de matrices de toma de decisiones, donde la alternativa, incluya sus elementos básicos y sus respectivos pesos para la definición de las más convenientes (costos, períodos de construcción, seguridad, hidrología, métodos constructivos, etc.)

3.1 Criterios para el Exámen de Alternativas

Fundamentalmente la información de base de todas las alternativas debe ser homogénea, debe tener el mismo nivel; del mismo modo el nivel de desarrollo de cada alternativa debe ser el mismo para producir resultados que estén dentro de un margen de error admisible y sobre todo que no involucre aspectos tratados muy superficialmente y que al final puedan invertir los resultados del examen invalidando así la solución adoptada. Obviamente no se exige para la decisión de la alternativa más conveniente el desarrollo en detalle de investigaciones básicas especialmente de las más costosas (perforaciones diamantinas), pero si se debe analizar al máximo los aspectos geológicos y emplear preferentemente metodologías para examinar las características globales del subsuelo (cimentación) las más expeditivas posibles (métodos geofísicos por ejemplo), lo mismo que el examen de las canteras para materiales del cuerpo de la presa, las ubicaciones son básicas para el estimado del costo y en ese sentido se deberá orientar la investigación.

Los estudios de campo deberán complementarse con exploraciones de calicatas, zanjas y otros métodos manuales, así como de muestreo para la determinación de los tipos de materiales y sus calidades.

Como se puede apreciar en el estudio de alternativas normalmente se hace el máximo empleo de la información existente complementándose con información de campo lo más expeditiva y económica posible tratando de encontrar respuestas en los aspectos fundamentales del diseño, de modo que las comparaciones finales resulten ser lo más confiablemente posibles y con el mínimo de distorciones que puedan favorecer o perjudicar a alguna alternativa propuesta.

Cabe recalcar además que dada la gran responsabilidad del estudio de alternativas, este debe ser desarrollado por profesionales especializados y de la mayor experiencia, porque de ella dependerá el éxito en las recomendaciones para la selección de la propuesta más conveniente.

GEOLOGIA EN PRESAS DE TIERRA

Por: Dr. Milton Assis Kanji
Director Técnico, Dir. Internacional,
GEOTECNICA S.A.
Prof.,Esc.Politéc.,Univ.S.Paulo (BRASIL)

1.0 GENERALIDADES

Hablando en general de la geología de presas, se puede inicialmente afirmar que existe un conjunto de estudios y actividades que se suele realizar, algunos siempre obligatorios y otros variables en función del sitio, del tipo de presa y de la etapa de los estudios, con las variaciones y ajustes que la situación específica así lo exija.

Por ejemplo, dos sitios pueden tener igual topografía, pero diferente geología; pueden tener igual topografía y geología, pero diferentes condiciones hidrológicas, resultando diferentes obras; pueden corresponder a obras iguales, pero con diferente geología, etc. En cualquiera de estos casos los problemas de geología aplicada a la ingeniería de la obra serán algo diferentes, así como los problemas y soluciones correspondientes. Eso quiere decir que cada sitio de presa será único, presentando sus problemas y condiciones particulares y que, por lo tanto no hay receta para su estudio geológico, sino criterios que tendrán que ser aplicados a cada situación.

De una forma general, se puede decir que la geología interviene en las presas en lo que corresponde al sitio de presa y sus vecindades, en cuanto a sus fundaciones y materiales de construcción, al área de embalse, y a las características regionales, lo que se va a tratar en este trabajo.

1.1 Selección del Tipo de Presa

Es un concepto bien conocido de ingeniería de presas que en cada sitio se tiene que buscar la mejor ubicación de los órganos (presa, aliviadero, derivación, túnel, central, etc.) y tipos más adecuados de estructuras de presa. Esto quiere decir que uno no decide "a priori" el tipo de presa que se va adoptar, pero que el tipo de presa resulta de las condiciones locales. En general este tipo de estudio se hace en la etapa de Estudios de Pre-Factibilidad y/o Factibilidad, cuyos objetivos y principales factores condicionantes a la concepción de la obra están mencionados en el Cuadro 1. Del cuadro se ve que la geología condiciona las características de la fundación y de los materiales de construcción.

La definición del tipo de presa, puede resultar de factores técnicos, económicos, u otros. Entre los factores técnicos se puede mencionar la existencia de terrenos débiles de fundación, que no

La definición del tipo de presa, puede resultar de factores técnicos, económicos, u otros. Entre los factores técnicos se puede mencionar la existencia de terrenos débiles de fundación, que no son adecuados a presas de concreto y que sólo admiten presas de tierra o de enrocamiento. Ese caso es posible por la razón de que las presas de tierra o de enrocamiento son granulares y por lo tanto deformables, admitiendo hasta cierto punto la deformabilidad de la fundación. Las presas de tierra tienen aún menor exigencia en cuanto a la resistencia de la fundación que las de enrocamiento.

Las exigencias de fundación pueden ser observadas de una manera general en el esquema de la Figura 2A, que compara los terrenos aceptables para cada tipo de presa.

Entre los factores económicos se puede mencionar la abundante existencia de materiales adecuados en sitio de la obra y su vecindad, o excedentes de excavación obligatorias (por ejemplo, para aliviadero); si los materiales son suelos o si son rocas (inclusive algo meteorizadas), las soluciones correspondientes tienden a ser, respectivamente, presas de tierra o de enrocamiento.

Entre los demás factores, se puede mencionar accesos muy definidos o una ubicación remota, lo que torna antieconómica la importación de cemento, la disponibilidad de tecnología en el área o en la región; la derivación del río; y el plazo requerido de construcción.

Evidentemente, pueden ocurrir interferencias entre los diversos factores condicionantes. Sólo como algunos ejemplos, se puede mencionar las siguientes:

- Valles muy estrechos no favorecen desvío del río ni área de trabajo para presas de tierra.
- Excavaciones voluminosas para vertedero favorecen presas de tierra y/o enrocado.
- Fundaciones con grandes espesores de suelos, roca débil o descompuesta favorecen presas de tierra.
- Climas calientes y húmedos favorecen meteorización de las rocas y formación de espesas capas de suelo.
- Altura y volumen de presa y disponibilidad de materiales locales de construcción, limitación de inundación de ciudades, etc.
- Una buena discusión de los diversos factores que influyen en la ingeniería de presas es presentada en el trabajo de Souto Silveira y Vardé (Reporte General, Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, B. Aires, 1975), cuyo Flujograma de Ingeniería de Presas es reproducido en la Figura 1.

En las discusiones de arriba se pretende demostrar que la geología es uno de los aspectos más importantes, pero es uno de los medios para integrar la ingeniería de presas para alcanzar un buen diseño.

1.2 Estadística de Accidentes en Presas

Vale la pena estudiar cual es el comportamiento de las obras existentes, lo que se puede verificar a partir de los accidentes sufridos.

Por accidente se suele llamar a cualquier tipo de ocurrencia no deseable, en grados

diversos de severidad, y la falla de la obra corresponde al mas grave tipo de accidente. De una manera simplificada se puede sumarizar los resultados de una investigación del ICOLD (" Lessons From Dam Incidents ", 1974), en la cual se catastraron 534 accidentes, de 426 presas implicadas (o sea algunas presas tuvieron mas de un accidente). Se verificó que el porcentaje de fallas y accidentes con relación al tipo de presa fue lo siguiente:

<u>Tipo de Presa</u>	<u>% Fallas o Accid.</u>
Concreto (Divs. Tipos)	22
Tierra	69
Enrocamiento	6
Otros	3

	100

El cuadro de arriba revela que las presas de tierra son las más succptibles de accidentes o fallas, correspondiendo a 2/3 del total, y que las de enrocamiento son las de menor incidencia de accidentes.

En cuanto a las causas de los accidentes, se puede verificar las diversas causas y sus incidencias fueron como abajo se indica:

Causas	T I P O D E P R E S A							
	Concreto Falla Acc.		Tierra Falla Acc.		Enrocam. Falla Acc.		Otros Falla Acc.	
Estabilidad	9	17	18	56	--	6	1	--
Percolacion	1	3	2	22	--	--	--	--
Erosion Inter- na	6	4	15	20	2	--	--	--
Erosion Super- ficial	1	--	4	10	--	--	--	--
Drenaje	--	--	--	2	--	--	--	--
Deficiencia Aliviadero	4	4	14	11	4	3	--	--
Otras	2	10	4	10	1	1	1	--

Se puede verificar que las presas de tierra, además de su estabilidad, son muy sensibles a los problemas de corrientes de agua (percolación, erosión interna y superficial, drenaje), y también a la deficiencia de aliviadero, debido a su alta credibilidad. Se sabe también que un porcentaje muy significativo de los accidentes corresponde a presas de alturas menores de 15m., probablemente debido a que se considera que su costo no compensa mayores investigaciones o cuidados durante la construcción, lo que puede conducir a los problemas verificados. No obstante, algunas de las mayores y mas altas presas existentes son de tierra, operando con pleno suceso, pues su estudio, diseño y construcción merecieron cuidados adecuados.

Las presas de enrocamiento son consideradas de alta seguridad, una vez que su diseño y construcción sean apropiadas.

2.0 GEOLOGIA DEL AREA DEL EMBALSE

2.1 Generalidades

Hay que considerar que normalmente al construirse una presa se creará un embalse y que el mismo tendrá que ser considerado como una obra de ingeniería, por la importancia de sus posibles consecuencias. Los principales problemas generales son mencionados en el Cuadro 2, sobre los cuales se hacen algunos comentarios a continuación.

2.1.1 Estabilidad de las Paredes del Vaso

Con relación a posibles deslizamientos de laderas, los mismos tienen como sus causas básicas la elevación del nivel del agua (que causa la saturación de las paredes del vaso, acompañada de pérdida de resistencia y aumento de presiones hidrostáticas en vacíos del suelo o fracturas de roca), o el rebajamiento rápido del nivel del agua (que retira el efecto confinante del agua del embalse, mientras mantiene una gran parte de las presiones hidrostáticas internas de los terrenos).

Particularmente en regiones andinas, donde frecuentemente las paredes de los valles muy inclinados presentan antiguos derrumbes en la forma de depósitos de taludes, los cuales pueden ser reactivados por el efecto del agua del embalse, como es el caso del Derrumbe 5 de Tablachaca.

Estudios han demostrado que la altura crítica de agua, para la inestabilidad de las paredes de suelo del embalse frente a condiciones de rebajamiento rápido, es del orden de 40 a 60m. Arriba y abajo de esta franja los problemas son menos severos. Como la geología en general presenta variaciones en la escala del área de un embalse, el mismo afecta diferentemente a zonas geológicas diferentes. Por ejemplo, zonas de filitas débiles y metcorizadas pueden presentar problemas, mientras que zonas de cuarcitas no lo presentan. Es común también verificar que la estructura de las rocas puede causar variaciones en el grado que las paredes del embalse son afectadas. Por ejemplo, en rocas anisotrópicas (sedimentarias o metamórficas) con buzamiento mas o menos constante, las paredes en que las capas se inclinan hacia el reservorio suelen ser mucho mas afectadas que las paredes con situación contraria.

2.1.2 Pérdidas de Agua

Otro asunto que es obligatorio estudiar antes de llenar el embalse es su estanqueidad o las posibilidades de pérdida de agua. Esa es quizá la preocupación mas antigua que ha motivado el estudio geológico de áreas de presas. Como muchas veces el reservorio tiene extensiones de decenas de kilómetros, en general el estudio de la geología regional está involucrado.

La principal preocupación es la de detectar aspectos geológicos que pudieran ser responsables por considerables pérdidas de agua. Esa es quizá la preocupación mas antigua que ha motivado el estudio geológico de área de presas. Como muchas veces el reservorio tiene extensiones de decenas de kilómetros, en general el estudio de la geología regional está involucrado.

La principal preocupación es la de detectar aspectos geológicos que pudieran ser responsables por considerables pérdidas de agua, lo que puede ocurrir a través de rocas con alta porosidad (areniscas, valles fósiles o paleocauces de arenas y gravas, etc.), rocas con alto grado de fracturación (cuarzitas, andesitas, basaltos, calizas, fallas tectónicas), o de rocas solubles con vacíos y canales de disolución (calizas, yeso, etc.). Efectivamente, hay reservorios que nunca fue posible llenarse, como es el caso de la Presa Santa Cristina (España), que logró solamente alcanzar 1/3 de la altura de diseño, debido a fuertes pérdidas de agua por la caliza fracturada.

En el caso de calizas con manifestación karstica (canales de disolución) la geología general puede inferir hasta qué profundidad se desarrolla ese fenómeno, siendo necesario a veces realizar pruebas de inyección de agua con trazadores (corantes, fluorescentes, o radiactivos), para determinar sus caminos de percolación. Un buen conocimiento de la geología del área es esencial para eso.

2.1.3 Sismos Inducidos

Desde la década de los años 60, ya se concluyó que la llenada de un embalse importante puede provocar sismos inducidos, cuya intensidad depende de los aspectos geológicos del área y de la sismicidad regional. La sismicidad inducida es mayor en embalses que cubren fallas geológicas, en zonas de mayor actividad. La intensidad de posibles sismos inducidos tendrá que ser considerada en el cálculo sísmico de la presa y de sus posibles consecuencias en el embalse (deslizamientos).

2.1.4 Asoreamiento

Entre los demás factores, hay que resaltar el asoreamiento, cuyas causas básicas son la geología (determinando el tipo de roca que puede suministrar mayor o menor cantidad de partículas), las condiciones climáticas (las regiones más calientes y húmedas producen mayor meteorización de las rocas resultando suelos mas espesos, las regiones áridas no presentan vegetación que proteja la erosión, la

pluviosidad causa la remoción y transporte de las partículas, además de que ríos de mayor caudal presentan mayor cantidad de carga sólida), y las condiciones topográficas (laderas mas íngremes presentan mayor aporte de sedimentos). En la literatura hay ejemplos de presas que se construyeron para un tiempo de vida útil de unos 50 años, pero cuyo embalse se llenó completamente en 5 años, eliminando su capacidad de almacenamiento y regulación. En especial en regiones andinas y con pluviosidad significativas, el asorcamiento puede ser considerable, lo que obliga a la adopción de desarenadores para las bocatomas, y mismo de dragado constante del reservorio (siempre que los estudios de factibilidad comprueben la conveniencia del costo del dragado, en comparación al incremento de hidroeléctricidad que pueda ser generada por el aumento de volumen del almacenamiento).

3.0 CARACTERISTICAS GENERALES DE LA GEOLOGIA DEL SITIO DE PRESA

3.1 Generalidades

Los principales factores geológicos que influyen en las características del sitio de presa, conforme se presentan en el Cuadro 3, corresponden básicamente a la geomorfología, a la litología, y a la estructura geológica, lo que se va a comentar en los subcapítulos siguientes.

El principal objetivo del estudio geológico del sitio es el reconocimiento de las condiciones de la fundación, y la prospección de los materiales de construcción. Existe un gran traslape con la mecánica de suelos y la mecánica de rocas, para la obtención de las características y propiedades de interés a la ingeniería de la obra, como las propiedades mecánicas e hidrocotécnicas de las fundaciones, de las propiedades tecnológicas de los materiales de construcción y de su comportamiento cuando son aplicados en la obra.

Es interesante mencionar la gran diferencia de procedimientos existentes entre el estudio de la presa y de sus fundaciones. Para la presa de tierra (o enrocamiento), las canteras de sus materiales son muy bien estudiadas, y sus materiales hartamente probados, y estadísticamente definidos, inclusive para simular sus propiedades después de aplicados y compactados en el terraplén, y se ejerce un riguroso control de calidad de su construcción. Asimismo, existen incertidumbres que aconsejan el uso de instrumentación de observación para chequear su comportamiento en comparación al calculado a partir de las hipótesis de diseño.

Al contrario, la fundación existe tal como se formó en la naturaleza, con todas sus heterogeneidades y defectos, que el estudio geológico y geotécnico tratará de reconocer y definir sus propiedades.

Habrà que tener suficiente grado de certeza de que se detectaron sus zonas más críticas (como por ejemplo, definir sus resistencias mínimas, zonas más permeables, etc.). Las propiedades de la fundación pueden ser mejoradas solamente hasta cierto grado por los tratamientos del macizo de fundación, lo que también requiere buen conocimiento de su geología.

3.2 Geomorfología

El estudio de la forma del terreno, como resultado de su constitución geológica puede ser muy útil, pues puede permitir la identificación de elementos de la constitución geológica como, por ejemplo, capas más resistentes o capas débiles, buzamiento o pliegues de los estratos, fallas y grandes fracturas, terrazas fluviales, depósitos inconsolidados, área de materiales naturales de construcción, zonas karsticas y sumideros, situación de la napa freática, etc. Estos aspectos ayudarán en el establecimiento de un programa racional de investigación del sitio.

Muchas veces a sitios muy atractivos por tener un valle estrecho u otras características topográficas favorables para la presa, corresponde una característica geológica desfavorable, por contener algún defecto geológico importante, que condicionó la forma topográfica atractiva.

3.3 Litología

La litología corresponde a los tipos de roca presentes en un sitio. El estudio geológico debe reconocer los diferentes tipos de roca que ocurren en el sitio, sus límites, estructuras, y características de alteración, así como de fracturamiento. Desde el punto de vista de la geología de ingeniería, las rocas también deberán ser clasificadas cuanto a su heterogeneidad, anisotropía, discontinuidades, resistencia (desde muy blandas a muy duras), compresibilidad (que en general varía en el rango de 20 hasta 500 veces la resistencia uniaxial para rocas blandas y rocas duras, respectivamente), resistencias a la alteración, al impacto, etc. Esto quiere decir que es importante relacionar la litología a sus propiedades y características de estas y de las condiciones climáticas. Algunos ejemplos básicos son presentados en el Cuadro 3. La existencia de los diversos tipos, su cantidad disponible, características geotécnicas y geotecnológicas, en ubicación y distancia al sitio de utilización, generalmente determinan el diseño de la presa.

3.4 Estructura

La estructura geológica es también muy importante, pues permite conocer la distribución y posición de las capas de las rocas (dirección, buzamiento, pliegues, etc.), o de las discontinuidades presentes en los macizos o capas rocosas (como fracturas, fallas, estratificación, esquistosidad, etc.).

En el caso de fracturas de mayor porte y de fallas, las mismas pueden ocurrir en conjuntos o en sistemas de orientación preferenciales, u ocurrir aisladamente. En cualquier caso, su importancia suele ser grande en las obras que son afectadas por estos tipos de estructuras, pues las mismas generalmente se presentan mas alteradas y fracturadas que las rocas adyacentes, y con mucho mayor permeabilidad y menor resistencia. En cuanto a las fracturas menores, es importante conocer por levantamientos de campo sus orientaciones preferenciales (debido a la anisotropía que imponen a la roca, que será mas permeable y menos resistente según las direcciones preferenciales), y su grado de fracturación, (debido a que las rocas mas fracturadas son mas permeables y compresibles, y con menor resistencia del macizo que las menos fracturadas).

En el otro caso, de rocas inherentemente anisotrópicas, la existencia de planos de

esquistosidad o de estratificación implica en la existencia de planos de debilidad a lo largo de estas estructuras (que pueden presentar menor resistencia y mayor permeabilidad, en cuanto que la compresibilidad es menor cuando las fuerzas son aplicadas perpendicularmente a estos planos).

3.5 Objetivos

El objetivo fundamental del estudio geológico del sitio de presa es el de conocer la constitución de las fundaciones, estimar o evaluar sus propiedades geotécnicas, y formular modelos geomecánicos simplificados que permiten analizar los problemas y hacer el diseño respectivo, sea de la obra (superestructura) como de sus fundaciones (infraestructura). Adicionalmente, se plantea ubicar y caracterizar los materiales de construcción necesarios, e identificar los problemas del embalse y darle soluciones.

4.0 GEOLOGIA DE LAS FUNDACIONES

4.1 Situaciones Típicas

No obstante la multiplicidad y complejidad de las situaciones que pueden ocurrir en la naturaleza, se puede considerar algunas situaciones típicas, como se menciona a continuación.

Una de las condiciones posibles es la de rocas anisotrópicas en las fundaciones, sea por estratificación o por esquistocidad. Estos macizos pueden corresponder a rocas sedimentarias (como areniscas, lutitas, calizas, etc.); a rocas metamórficas (como cuarzitas, esquistos, filitas, etc.); o a rocas volcánicas (como andesitas, tobas, cenizas volcánicas, etc.). Los problemas mas comunes resultan de la existencia de planos de debilidad paralelos a las capas, y de la existencia de intercalaciones de capas débiles entre capas resistentes. Pueden existir además, capas de naturaleza muy porosa, muy fracturada, o solubilizada, lo que les confiere alta permeabilidad. De este modo, dos principales problemas pueden ocurrir: la baja estabilidad al deslizamiento y la alta permeabilidad a lo largo de estas capas o planos.

Si la estructura es horizontal o subhorizontal, como en la Figura 3-A, la debilidad al deslizamiento es evidente, así como la facilidad de percolación y pérdida de agua. En general se analiza la estabilidad a lo largo de cada capa débil en la fundación y se diseñan elementos de impermeabilización (trinchera de vedación o pantalla de inyección hasta alcanzar capas de baja permeabilidad).

Si la estructura presenta buzamiento para aguas-abajo, como en la Figura 3-B, el deslizamiento por las capas ya es mas difícil, mejorando las condiciones de estabilidad, pero la filtración desde el reservorio es aún un problema, principalmente si el agua filtrada encuentra una fractura que comunica con la superficie bajo la presa, aplicándole altas subpresiones, o si se comunica mas aguas-abajo de la presa, causando pérdidas de agua.

Cuando la estructura presenta buzamiento para aguas-arriba, como en la Figura 3-C, la situación en general es la más favorable, pues cualquier deslizamiento por las capas tendría que subir la ladera a lo largo del buzamiento, lo que equivale a aumentar la resistencia a la fricción del plano. La filtración es dificultada, pues la permeabilidad

transversal es en general mucho menor que la longitudinal a las capas. Las pérdidas de agua serían posibles por alguna fractura que cruce las capas, siguiendo después a lo largo de alguna capa o plano mas permeables. Normalmente se puede aprovechar la existencia de capas impermeables (de filitas, de esquistos, etc.) como barreras subterráneas, sobre las cuales se puede ubicar el núcleo impermeable de la presa, como está representado en la figura en referencia.

Cuando las capas presentan buzamiento hacia uno de los estribos, eso significa que la dirección de las capas es perpendicular u oblicua al eje de la presa, como en la Figura 3-D, lo que puede facilitar la filtración del agua a lo largo de planos o fracturas abiertas, o de capas porosas y muy permeables. Normalmente, en este caso, el diseño incluye inyecciones en taladros inclinados en contra del buzamiento de las capas, mas concentrados en las capas o fracturas permeables, y también protección especial al pie de la presa, como pozos de alivio, o filtros drenantes con mayor capacidad de drenaje. Una solución complementaria es también la construcción de una carpeta impermeable aguas-arriba.

Otra condición posible es que la roca de fundación corresponda a rocas isotrópicas y macizas, en general de naturaleza cristalina (granitos, gnaisses, dioritas, basaltos, etc.) o eventualmente bancos macizos y espesos de areniscas cementadas u otras rocas en que la anisotropía no sea dominante). En estos casos el principal aspecto geológico es la alteración de la roca cerca de la superficie, cuya intensidad cambia mas o menos gradualmente con la profundidad, como está esquematizado en la Figura 3-H. En esta situación se trata de reconocer y caracterizar las propiedades de los suelos y de la roca en los diferentes horizontes, y seleccionar el que presenta propiedades adecuadas de fundación, definiéndose así las excavaciones necesarias. En general se hacen pantallas de inyección hasta 5 ó 10 m. en la roca, cruzando las zonas mas fracturadas de la roca cerca de su tope.

Las fundaciones de rocas macizas se pueden presentar afectadas localmente por fallas o grandes fracturas, que casi siempre se presentan muy fracturadas y mas profundamente alteradas que el macizo rocoso, representando caminos de fácil pérdida de agua, así como zonas más débiles para la fundación, como está representado en la Figura 3-I. Las investigaciones geológicas tendrían que reconocer y caracterizar estas zonas, y orientar su tratamiento, que en general consiste en excavar los materiales blandos y sustituirlos por concreto magro o relleno compactado, e inyecciones profundas a lo largo de la falla o fractura por taladros que las crucen en diversas profundidades.

Por supuesto, pueden ocurrir situaciones mixtas, y de complejidad variable. Una situación, posible es indicada en la Figura 3-J, en la cual uno de los estribos se constituye de rocas cristalinas y macizas (por ejemplo, una intrusión de granito o diorita), y el otro estribo se constituye de rocas estratificadas (por ejemplo, areniscas, calizas y lutitas sedimentarias, o andesitas y tobas volcánicas), que fueron puestas en contacto por una falla, que provocó el pliegue de las capas adyacentes a la falla, y condicionó la posición del cauce del río, debido a la mayor facilidad de erosión del río en la falla por su debilidad. La geomorfología también es evidente en la Figura, pues la forma del valle resulta de la mayor facilidad de erosión en las rocas más débiles y deleznales. En un caso como este, está claro que cada estribo, así como el cauce, tendrán que recibir tratamiento diferente, de acuerdo a sus condiciones.

Finalmente, la tercera condición posible, es la de la existencia de depósitos superficiales inconsolidados, como aluviones, coluviones, taludes, y otros tipos subsidiarios de depósitos. Los aluviones son los depósitos de sedimentos del río, que en general están representados por arenas o por arenas y gravas y algunas veces pueden incluir capas arcillosas compresibles (vea en la Figura 3-E) lo mismo antiguos derrumbes de las paredes del valle (como en la Figura 3-F). En regiones menos accidentadas los aluviones pueden ser de pequeña profundidad, pero en regiones accidentadas (como las andinas) pueden ser muy profundos, en valles estrechos. Los aluviones en general son muy

permeables, lo que requiere la incorporación en la fundación de elementos de vedación (trincheras, inyecciones, muros colados o diafragmas, etc.). Otro problema es su potencial de licuación en sollicitaciones dinámicas, lo que es más significativo en regiones sísmicas. Esto puede obligar a su remoción parcial (en las capas superiores, de mayor porosidad, lo que ya constituye un problema pues en general son excavaciones en material saturado de agua), o su tratamiento por densificación (pilotes de gravas, apilonomiento, vibración, etc.). Los talus y coluviones son depósitos superficiales en el pie de las laderas o en las laderas mismas, como está representado en la Figura 3-G, provenientes de derrumbes, deslizamientos, o transporte del material por el agua de escurrimiento. Son depósitos heterogéneos e inconsolidados, por su propia condición de formación y son débiles y muchas veces muy permeables. Algunos coluviones, también pueden ser colapsibles. En general, estos depósitos requieren su remoción, pero a veces, cuando son más antiguos (por ejemplo, del Terciario), ya presenta alguna consolidación por efecto de su propio peso, y hay casos en que son removidos apenas parcialmente, pudiendo el restante ser incorporado o no al cuerpo de la presa.

R. Marzal, en su reporte al Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones de 1971, presenta algunos casos reales de presas en México, reproducidos en la Figura 4, que se encuadran en las situaciones típicas arriba descritas.

4.2 Condiciones Necesarias de Fundación

El análisis de estabilidad de una presa de tierra en conjunto con sus fundaciones se hace buscando las superficies críticas de falla (circulares o planas), para las diversas situaciones posibles (como para diversas etapas de construcción, operación normal, condiciones excepcionales, y rebajamiento rápido del embalse), y las correspondientes situaciones de subpresiones o presiones de poros. Así, se puede inmediatamente concluir que para la estabilidad del conjunto, las fundaciones de una presa de tierra debería tener una resistencia en el mínimo igual, o preferiblemente mayor, que las capas inferiores del terraplén de la presa. Si el terraplén tiene una resistencia correspondiente a un ángulo de fricción $\phi = 25^\circ$, su fundación podría tener, digamos, $\phi = 25^\circ$ a 30° , lo que corresponde a la resistencia usual de suelos residuales no muy blandos. Si se trata de una presa de enrocamiento el ángulo puede ser del orden de 35° , y una fundación de resistencia de 35° a 40° ya puede ser satisfactoria. Estas situaciones están representadas de forma esquemática en la Figura 2-A, en comparación con los requisitos mínimos de fundación para otros tipos de presas. Por eso suele decir que la presa de tierra es la que presenta menor exigencia en cuanto a la resistencia de sus fundaciones, y es el tipo adoptado cuando la fundación no es satisfactoria para los otros tipos de presa.

También en lo que respecta a la deformabilidad, la presa de tierra es la que presenta menor exigencia que los demás tipos, por tratarse de una estructura de material granular y deformable, con un buen grado de aceptación de deformabilidad diferencial de las fundaciones.

Hay casos en que la fundación de la presa contiene capas de suelos muy blandos, de mucha menor resistencia que la del terraplén. Aún así es posible la implantación de la presa sobre dichos materiales, pero los tipos de solución cambian con la magnitud del espesor de los suelos blandos (ver la Figura 2-C), por razones técnicas y económicas. Si el espesor de la capa es pequeño, será seguramente más económico removerla (mismo que ella esté bajo una capa también delgada de roca resistente).

Cuando el espesor de la capa débil es mediano, puede no ser más económico removerla, pudiéndose dimensionar banquetas de equilibrio al pie de la presa para obtener la estabilidad de la misma. Ya cuando el espesor es muy grande, con falla profunda, sólo la banqueta de equilibrio puede no ser suficiente, obligando a un total

cambio en el diseño de la presa, con pendientes de las laderas de aguas-arriba y de aguas-abajo mucho más suaves y con mayor volumen de terraplén para una determinada altura de la presa.

Así también en relación a la permeabilidad de las fundaciones de la presa los tratamientos pueden variar en función del espesor de la capa permeable, por ejemplo, constituida de aluvión, como se demuestra esquemáticamente por la Figura 2-B. Si la capa es poco pesada, de pocos metros, en general lo más recomendable es su remoción. En el caso en que el aluvión tiene buena resistencia como material de fundación, puede ser mejor su remoción apenas parcial, de una capa mas superficial de baja densidad y a lo largo de una trinchera de vedación hasta el horizonte impermeable para ser rellenada con material impermeable. Hay que considerar que la excavación puede ser difícil por ser material saturado, de alta permeabilidad, y generalmente con fuente de alimentación de agua por el río, lo que requiere trabajos de abatimiento de napa freática.

La trinchera se limita a alcanzar los horizontes más duros pero no puede penetrar en los mismos, a menos que se utilice excavación por voladuras. De cualquier modo, se suele hacer inyecciones de impermeabilización, a continuación de la trinchera, para evitar las filtraciones del horizonte fracturado en el tope de la roca.

Cuando el espesor del aluvión es grande (una decena de metros o más), la excavación de una trinchera en material inconsolidado y saturado ya no es factible, requiriéndose alguna barrera construida desde la superficie. Antiguamente se utilizaban los pilotes-plancha pero los mismos no representan buena vedación, y hoy la práctica los reemplazó por inyecciones o por muros colados de concreto o de concreto bentonítico hasta varias decenas de metros, en aluviones de arena. Si los mismos contienen gravas en fragmentos duros y de gran diámetro, las posibilidades de su empleo ya son muy limitadas. Una alternativa interesante es la de inyecciones de cemento y de productos químicos para la vedación de los vacíos, principalmente en aluviones muy profundos. Esta fue la solución adoptada para el tratamiento del aluvión de un paleocauce de 190 m. de profundidad que provocaría elevadas pérdidas de agua del embalse de Piedra del Aguila, en Argentina. Se están ejecutando inyecciones de cemento en dos líneas externas e inyecciones químicas de silicato en una línea central, desde dos diferentes túneles, uno al tope y otro a media altura del paleocauce. Los diversos tipos de vedación en presas de tierra también fueron tratados por Marzal (1971, la misma referencia), reproducidos en la Figura 5-A.

La misma importancia que se da a la vedación debe ser dada al drenaje, para aliviar las subpresiones y evitar el carreamiento de partículas que causaría la corrosión interna. Los diferentes tipos comunes de soluciones de drenaje también son resumidos en la Figura 5-B.

Vale la pena llamar la atención ya que si las fundaciones están en roca sana, pero fracturada, hay que cuidar de la protección a la erosión interna, pues esta puede ocurrir en el material de relleno de las fracturas, aumentando progresivamente los caudales de filtración, al punto de atigrir la presa.

4.3 Algunos Ejemplos de Fundaciones de Presas

Con el objeto de tratar conjuntamente los aspectos geológicos, soluciones al diseño de presas y de los tratamientos de fundación, se seleccionaron algunos ejemplos brasileños representativos del Catastro Geotécnico del Simposio de Geotécnia del Alto Paraná (S. Paulo, 1983), reproducidos en las Figuras 6 al 11 y comentadas a continuación. La Cuenca Sedimentaria del Alto Paraná se constituye de sedimentos Paleozoicos y

Mezozoicos asentados sobre rocas Precámbricas. La mayor parte de las presas construidas en esta región tienen fundaciones de rocas Mezozoicas (basaltos y areniscas) o Precámbricas de los bordes de la cuenca (gnais, cuarzitas, etc.).

El sitio de la presa de Agua Vermelha, en el Rio Grande, es de basaltos en varias coladas, sub-horizontales, como se ve en la Figura 6, entre las cuales se observa tipos litológicos más débiles acompañados de alteración, vacíos, y planos de debilidad. En el centro del cauce (en la posición del Muro Central y Vertedero) se encuentra una zona de coladas delgadas de basaltos vesiculares, atribuida a anomalías del volcanismo. El cauce es de roca sana, donde se ubicaron las estructuras hidráulicas de concreto y para generación, y el restante del eje en una extensión de aproximadamente 2 km, que corresponde a una presa de tierra de 60 m. de altura máxima. En las márgenes derecha e izquierda la capa de aluvión y de suelo residual es muy delgada y fue excavada, para que la presa se apoye en roca sana, ver la Figura 7 (sección F). Empero, en la transición entre la margen derecha y el estribo derecho ocurre una zona en que el suelo residual es muy espeso, siendo antieconómica su remoción, teniendo los mismos planos débiles de fisuración. Se decidió apoyar la presa en dicho suelo, pero con el cuidado de instalar instrumentación para medir los desplazamientos que pudieran ocurrir, como indicativos de inestabilidad. Durante la construcción los desplazamientos fueron considerados grandes y por eso se añadió una banquetta de equilibrio aguas-abajo, del terraplén no compactado, como se ve en la Figura 7 (sección D).

En la parte alta de este mismo estribo hay escasas capas de suelos aluvionares-colvionares. Su resistencia fue suficiente para ser conservado en situación de presa de alturas medias, pero cuidándose de profundizar la trinchera de vedación.

En el estribo izquierdo los planos muy permeables que correspondían a contactos entre diferentes coladas, recibieron tratamiento especial, siendo cruzados por la trinchera de vedación, cuya pared de aguas-arriba recibió un muro de concreto y la pared de aguas-abajo un filtro para drenaje. Este ejemplo demuestra como las condiciones y correspondientes soluciones pueden variar en una misma presa.

La Figura 8 muestra las presas de Marimbondo y de Volta Grande, también en terrenos de basaltos. La sección ilustrada de la presa de Marimbondo presenta capa permeable de grava (cascajo) arenosos, que fue mantenida en la fundación, pero fue cruzada por la trinchera de vedación hasta el suelo residual. El detalle muestra la solución de filtro "sandwich" de arena con núcleo de piedra para aumentar la capacidad hidráulica del filtro. La presa de Volta Grande, en sus tramos de menor altura, está apoyada en suelos residuales de basalto, así como la presa de Porto Colombia, ilustrada en la Figura 9.

La presa de Promissao, tiene sus fundaciones de suelos porosos y compresibles, en región de areniscas. Por esto, el diseño de las excavaciones fue calculado para asentamientos diferenciales nulos en la presa, y resultó en la forma mostrada en la Figura 9.

Finalmente, la Figura 10 presenta la presa Armando de Salles Oliveira (Limoeiro), construida en los años 50. En los años 70 sufrió una falla de naturaleza hidrológica (insuficiencia de capacidad del aliviadero para lluvias excepcionales) y fue destruida en parte y posteriormente totalmente reconstruida. Una de las secciones muestra la presa apoyada en roca sana, y la otra sección, la presa apoyada sobre saprolito de alteración de la roca, con trinchera de vedación hasta roca sana, y que originalmente también incluyó un muro de concreto para vedación mas efectiva. Actualmente, esta solución de muro de concreto sería normalmente reemplazada por inyecciones de cemento, como los ejemplos de las presas mexicanas José M. Morales y Dique No. 2 de Malpaso (Marzal, 1971), presentados en la misma figura. Las inyecciones realizadas en las presas de las Figuras 6 al 10 no están demostradas en los dibujos presentados.

4.4 Investigaciones Geológicas

Las investigaciones geológicas de superficie tienen inicialmente el objetivo de reconocer las litologías presentes y su estructura en los sitios de interés (embalse, presa, túneles de derivación y de aducción, control, etc.). Es frecuente el caso en que para conocer bien la geología local se tiene que estudiar la geología regional y también visitar los sitios alejados de aquellas estructuras para conocer los tipos de rocas y estructura geológica en los sitios de las mismas.

El estudio geológico específico en los sitios de las obras se complementa por investigaciones del subsuelo por prospección geofísica, pozos o calicatas y zanjas de inspección, y por sondeos a percusión y diamantinos o rotación con recuperación de núcleos de la roca perforada. Un ejemplo interesante de las investigaciones por sondeos para definir las condiciones del subsuelo en un sitio de geología compleja, es el dique auxiliar No. 1 de la presa de Salto Santiago (Simpos. Geot. Alto Paraná, 1983) presentada en la Figura 11 donde se ve las zonas de ocurrencia de los diferentes grados de alteración de la roca y la presencia de dos grandes fallas (Nos. 4 y 5).

Las investigaciones geológico-geotécnicas se completarán por diferentes tipos de pruebas de laboratorio y de campo, como son mencionados en el Cuadro 4, con el objetivo de definir las características y propiedades geotécnicas de los diferentes tipos de suelos y rocas existentes, de acuerdo a las necesidades del diseño.

No se detalla mas el asunto de las investigaciones puesto que merecen un trabajo específico y aparte, y porque es también un asunto cubierto por otra conferencia de este Seminario. Vale apenas aclarar que las investigaciones son hechas con tipos e intensidades variables, en función de la etapa del estudio, correspondiendo las investigaciones mas detalladas y costosas a las etapas finales y definitivas del diseño. Esto también significa que en las etapas iniciales las investigaciones serán mas generales y de menor costo, lo que exige la utilización de profesionales de larga experiencia en geología de ingeniería para obtener el máximo de informaciones al menor costo posible.

4.5 Tratamiento de las Fundaciones

El conocimiento de la geología y las actividades de la geología de ingeniería, a través de las investigaciones, también tienen un papel muy importante en el tratamiento de las fundaciones. El tratamiento consiste de la mejoría de las fundaciones por procesos varios de trabajos de geotecnia para tornarlas como propiedades adecuadas a la obra de ingeniería.

Resumidamente, los tratamientos se aplican a la superficie de fundación, y pueden consistir de:

- Remoción, por excavación de materiales inconvenientes: blandos, compresibles, colapsibles, bolsones de materiales alterados, regularización de la superficie, etc.
- Densificación, por pilotes de gravas, apilonamiento, vibroflotación, explosiones o inyecciones.
- Elementos de vedación, trincheras impermeables, pantalla de pilotes-plancha (palplanchas), pantalla de inyecciones, muros colados o diafragmas.

- Drenaje, filtros, drenes superficiales, pantalla de taladros de drenaje, pozos de alivio, galerías de drenaje.
- Refuerzo, por llavetas de concreto, anclajes pretensados, etc.
- Consolidación, de la roca por inyecciones.

La utilización de estos procesos depende de la geología y del diseño de la obra, debiendo tener siempre un estudio integrado y no independiente para sus diseños.

Los tipos de tratamiento mas frecuentemente utilizados por razones técnicas y económicas son las excavaciones, drenaje y las inyecciones de cemento de consolidación e impermeabilización.

La superficie de la fundación tiene que ser preparada para promover una buena ligación entre la roca y el terraplén. Los procedimientos mas comunes y usuales son resumidos en el Cuadro 5.

Por otro lado, se procede al tratamiento profundo para impermeabilización de la roca por inyecciones de lechadas de cemento, que tienen por objetivo obturar los vacíos de las fracturas, que se constituyen en caminos de percolación del agua. Las principales ideas son resumidas en el Cuadro 6, y son brevemente comentadas a continuación.

El estudio práctico de las características hidráulicas de rocas de fundación de presas se inició a principios de este siglo por el geólogo suizo Lugeon, por pruebas de pérdida de agua en sondeos, con la medición de los caudales unitarios de agua inyectada por presión, pérdidas en un tramo de sondeo, bajo una presión de 10 atm. y definido por la expresión constante en el Cuadro 5. En las décadas de 50 y 60, ingenieros de Geotécnica S.A. propusieron internacionalmente la consideración de la presión en el denominador de la expresión, correspondiendo a un coeficiente entonces llamado Hv (Hvorslev), pero hoy mas conocido como coeficiente de pérdida de agua específica (CPAE). La correlación entre los 2 procedimientos es: $1 \text{ Hv} = 0.1 \text{ L}$.

Se puede calcular la permeabilidad "equivalente" de la roca, o sea como si el medio fuera poroso y no fracturado, resultando en la correlación aproximada de que $6 \text{ L} = 1.10^{-4} \text{ cm/seg}$. La experiencia empírica tradicional ha considerado la necesidad o no de realizar inyecciones conforme lo demostrado en el Cuadro 6. Bowen (1984) detalló mejor los criterios empíricos para definir cuales son las permeabilidades (en término de unidades Lugeon aceptables para la fundación de diferentes tipos de presa del siguiente modo:

Presas de Concreto: $L = 3 \text{ a } 5$

Presas de Enrocamiento

- Núcleo estrecho $L = 3 \text{ a } 5$

- Núcleo ancho $L = 5 \text{ a } 7$

Los valores arriba son válidos para una línea de taladros de inyección; si se trata de 3 o más líneas de taladros en tresbolillo, se puede aumentar 2 unidades a los límites de arriba. Para el caso de una presa de tierra, se puede comparar a una de enrocamiento de núcleo ancho y adoptar los límites correspondientes.

Hay que mencionar también que la práctica ha demostrado que existe un límite para la inyectabilidad de la roca, que empíricamente se ha definido entre aproximadamente 1 a 3 Lugeon, abajo del cual ya no es posible impermeabilizar mas la roca. La razón

reside en que permeabilidades muy bajas corresponden a fracturas muy delgadas, ya con la misma dimensión del grano de cemento, que entonces no podrá penetrar en las fracturas. Algunos autores definen la espesura mínima inyectable de una fractura como igual al diámetro máximo del grano del cemento (D_{100}) y otros como 2 veces D_{100} . Actualmente, en algunos trabajos más sofisticados se emplean cementos especiales mas finos, para mejorar su penetración en las fracturas de la roca.

Existe una relación entre la permeabilidad (Lugeon), la abertura de la fractura, y la distancia de penetrabilidad de la lechada en la fractura, como la correlación entre L y l en el Cuadro 6. Se puede ver con la disminución de la permeabilidad la distancia alcanzada por la lechada también disminuye, requiriendo taladros mas próximos. Para las viscosidades normales de la lechada, fracturas con valor de 1 L ya no son mas penetrables con cemento fino. Para cementos comunes este valor puede aumentar para hasta 10 L.

Un estudio para un caso típico de presa de enrocamiento con altura de 60 m. indica cuanto se debe reducir la permeabilidad de la fundación para obtener diversos porcentajes de reducción de caudales de filtración por la fundación, y se revela que para reducir en 50% los caudales de filtración, es necesario reducir la permeabilidad de la fundación en aproximadamente 10 veces. Para una reducción de caudal para 10% del original, la reducción de la permeabilidad de la fundación debería ser unas 100 veces. Como hay un límite inferior de inyectabilidad, el efecto de las inyecciones en la reducción de los caudales es menor cuanto menor sea la permeabilidad original.

Para demostrar el grado de mejoría usualmente obtenible en tratamientos de fundación de presas por inyección de lechadas de cemento, se presentan dos casos bien documentados, como ejemplos seleccionados. Uno es de la presa Alicura, en Argentina (Vardé et al, IAEG, B. Aires, 1986), que se ve en la Figura 12. La presa de tierra se asienta sobre suelos residuales en la parte de aguas-arriba; en la parte de aguas-abajo no se retiró totalmente la capa de suelo aluvional, pues es una zona de drenaje, protegida por el filtro horizontal de la presa. Las inyecciones se hicieron desde la trinchera de vedación hasta la roca sana, en 3 líneas de taladros, cuya disposición también se muestra. Los gráficos comparan la estadística de las permeabilidades de la fundación antes y después de las inyecciones. Se verifica que al final se obtuvo la eliminación de permeabilidades mas elevadas que 10^{-3} cm/seg., y se aumentó la frecuencia de los valores de permeabilidades menores que 10^{-4} cm/seg. El promedio geométrico se redujo a la mitad. En las fundaciones de la presa Itaipú las pruebas de pérdida de agua mostraban largas zonas con permeabilidades mayores que 1 CPAE (o sea 10 L), principalmente a lo largo de contactos y zonas más débiles y fracturadas, paralelas a las coladas de basalto, como se ve en la Figura 13. Estas zonas fueron significativamente reducidas y eliminadas en la mayor parte por las inyecciones de cemento.

5.0 GEOLOGIA DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION

Los principales objetivos de la prospección geológica de materiales de construcción, así como los tipos de materiales necesarios para presas de tierra o de enrocamiento son condensados en el Cuadro 7.

En sitios donde ocurren diversos tipos de rocas, la diversidad litológica puede favorecer la obtención de diferentes tipos de suelos y de materiales. Por ejemplo, suelos arcillosos podrán ser facilmente encontrados como productos de alteración de lutitas, esquistos, rocas básicas o ultra-básicas, etc. Suelos areno-limo-arcillosos son generalmente producto de alteración de rocas cristalinas ácidas o intermedias, como granito, diorita, gneis, etc. Las etapas intermedias de alteración de las rocas permiten obtener materiales distintos, mas gruesos

cuanto menor el grado de alteración. La roca sana puede suministrar materiales para enrocamiento de protección o de relleno, como resultante de voladuras. Las características de los enrocamientos pueden variar considerablemente con el tipo de roca y sus propiedades. Marzal (1971) ha demostrado que existe una correlación entre rocas mas resistentes con menores desgastes y con menor grado de rotura de granos o fragmentos de la roca bajo compresión, lo que resulta en menor deformabilidad del enrocamiento, siendo verdadero el contrario. Así, rocas blandas y delesnables resultarán en enrocamientos mas compresibles que los contruídos a partir de rocas mas duras. Las características de cristalinidad, estructura, anisotropía y fracturación de la roca también pueden influir mucho en que los productos de la voladura tengan granulometría mas uniforme o mas bien distribuída, lo que también influye en las propiedades del enrocamiento: los productos mas bien graduados tendrán mejor distribución de esfuerzos en la compresión, con menor rotura de granos y menor deformabilidad.

Una muy buena demostración de la utilización de los diferentes materiales de un perfil de alteración de basaltos aplicados a distintas zonas de una presa de tierra-enrocamiento es suministrada por el ejemplo de la presa de Salto Santiago, Brasil (misma referencia que la anterior), en la Figura 14, donde aparece la clasificación "in-situ" de los materiales (según diferentes clasificaciones) y la clasificación correspondiente de los materiales aplicados a la obra y las zonas de su empleo.

Además de lo que se ha mencionado arriba, los estudios se completan con pruebas específicas de campo y laboratorio para los suelos y rocas de las canteras, incluyendo pruebas de caracterización geotecnológica de las rocas como agregado para concreto.

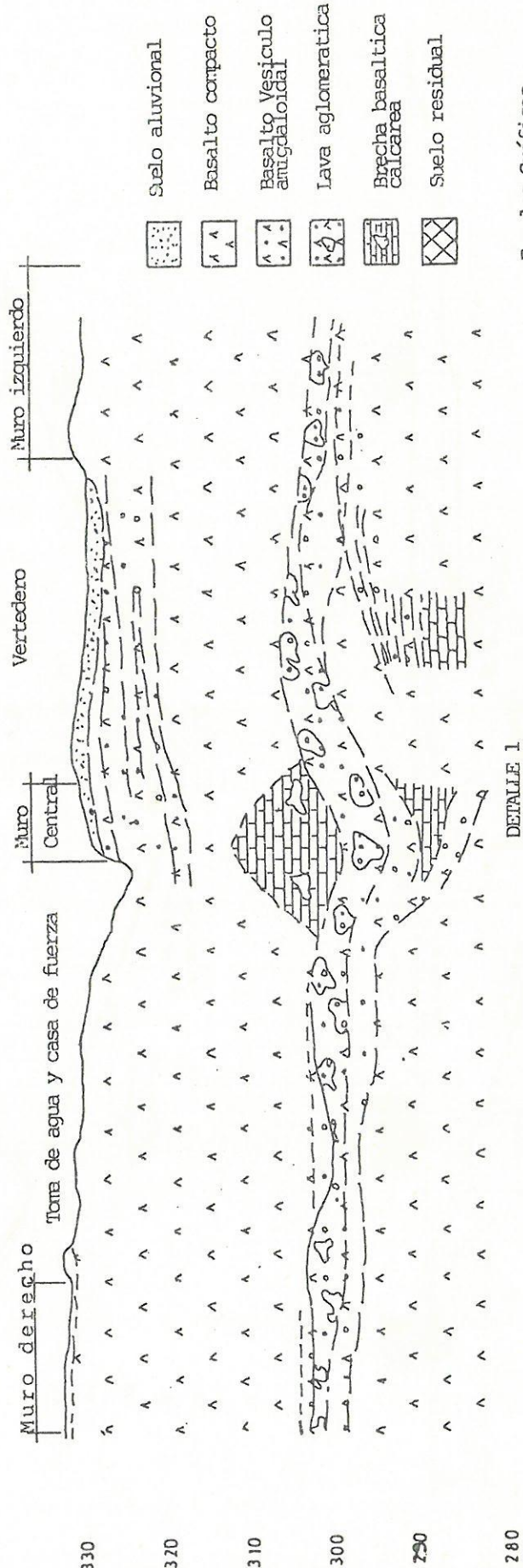
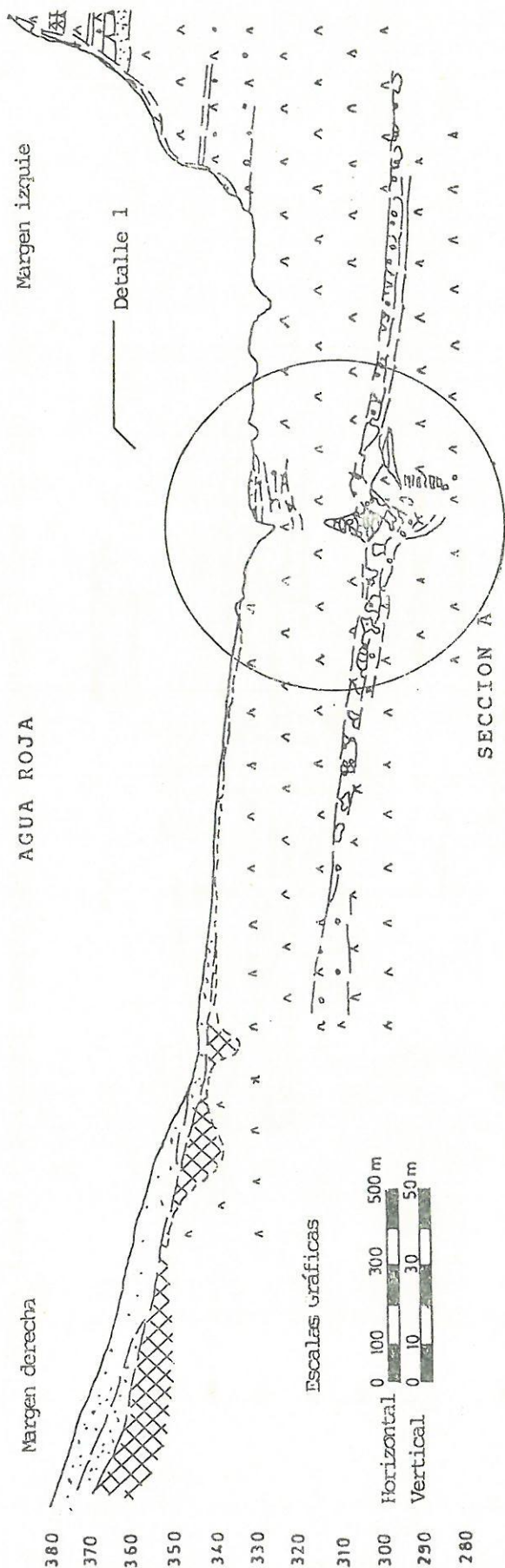


Fig. 6

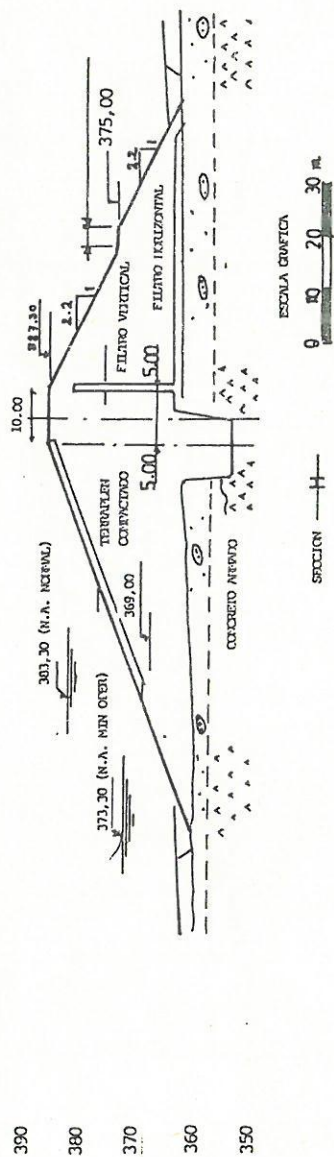
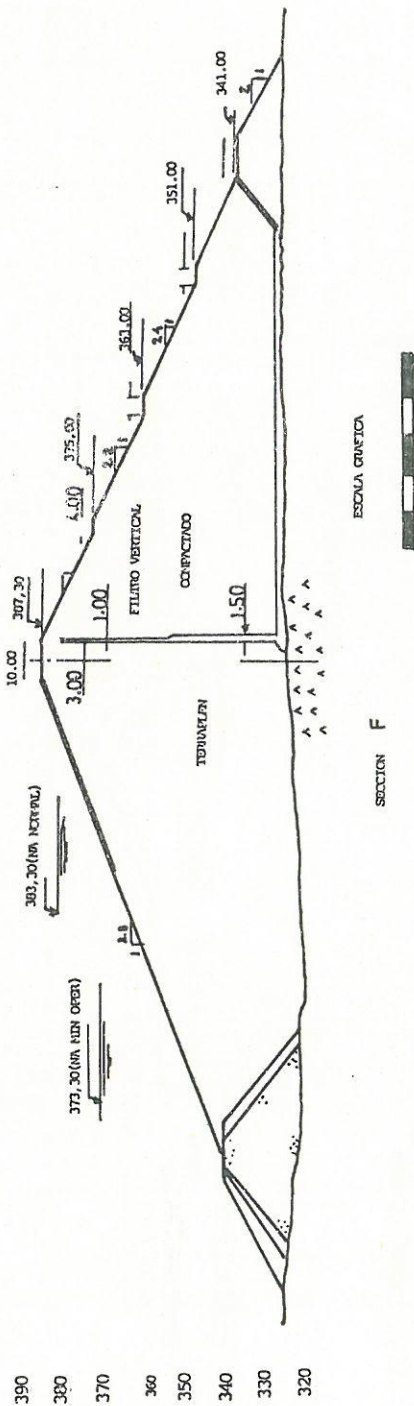
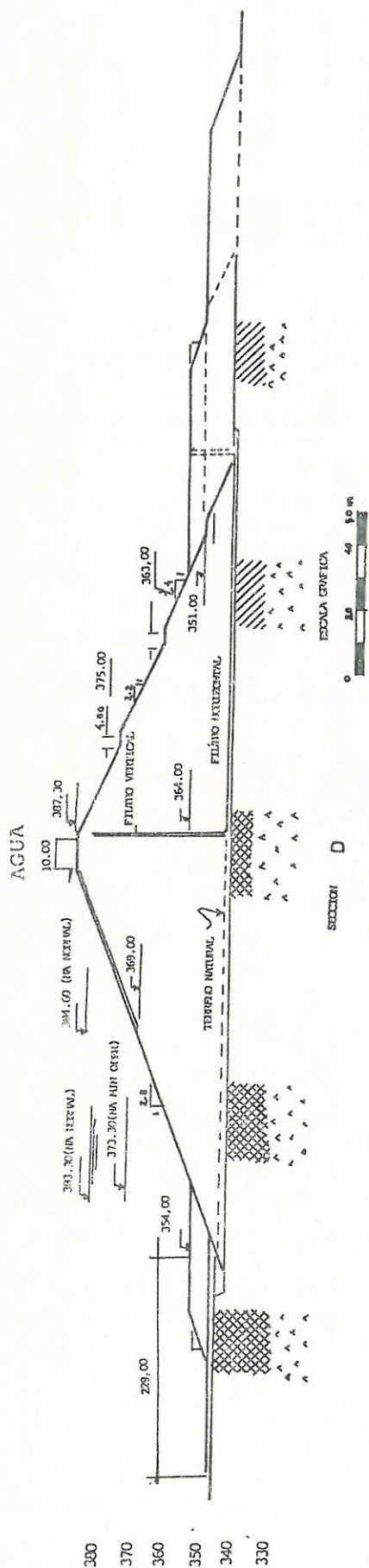
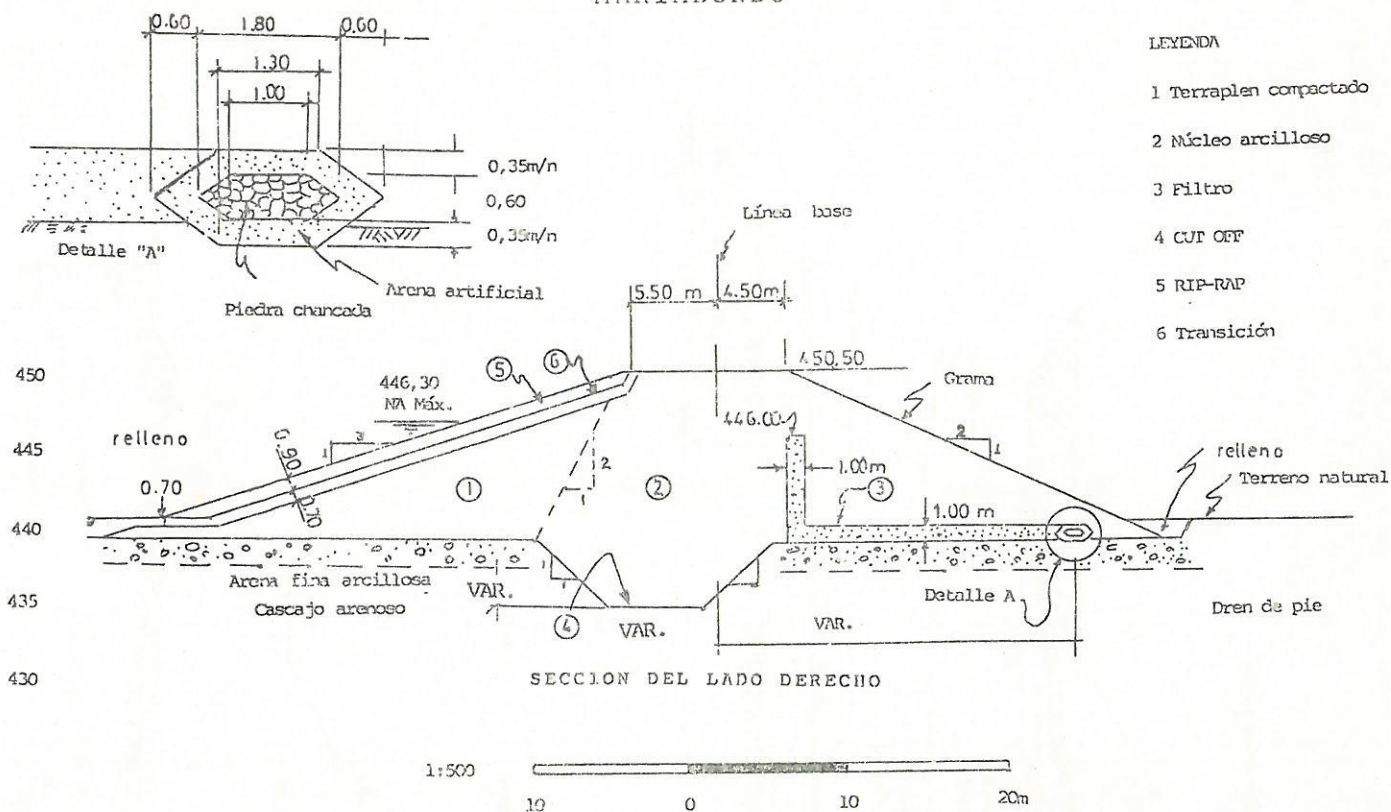


Fig 7

PRESA DE TIERRA - SECCIONES TÍPICAS EN LA MARGEN DERECHA, LECHO DEL RIO Y MARGEN IZQUIERDA

MARIMBONDO



VOLTA GRANDE

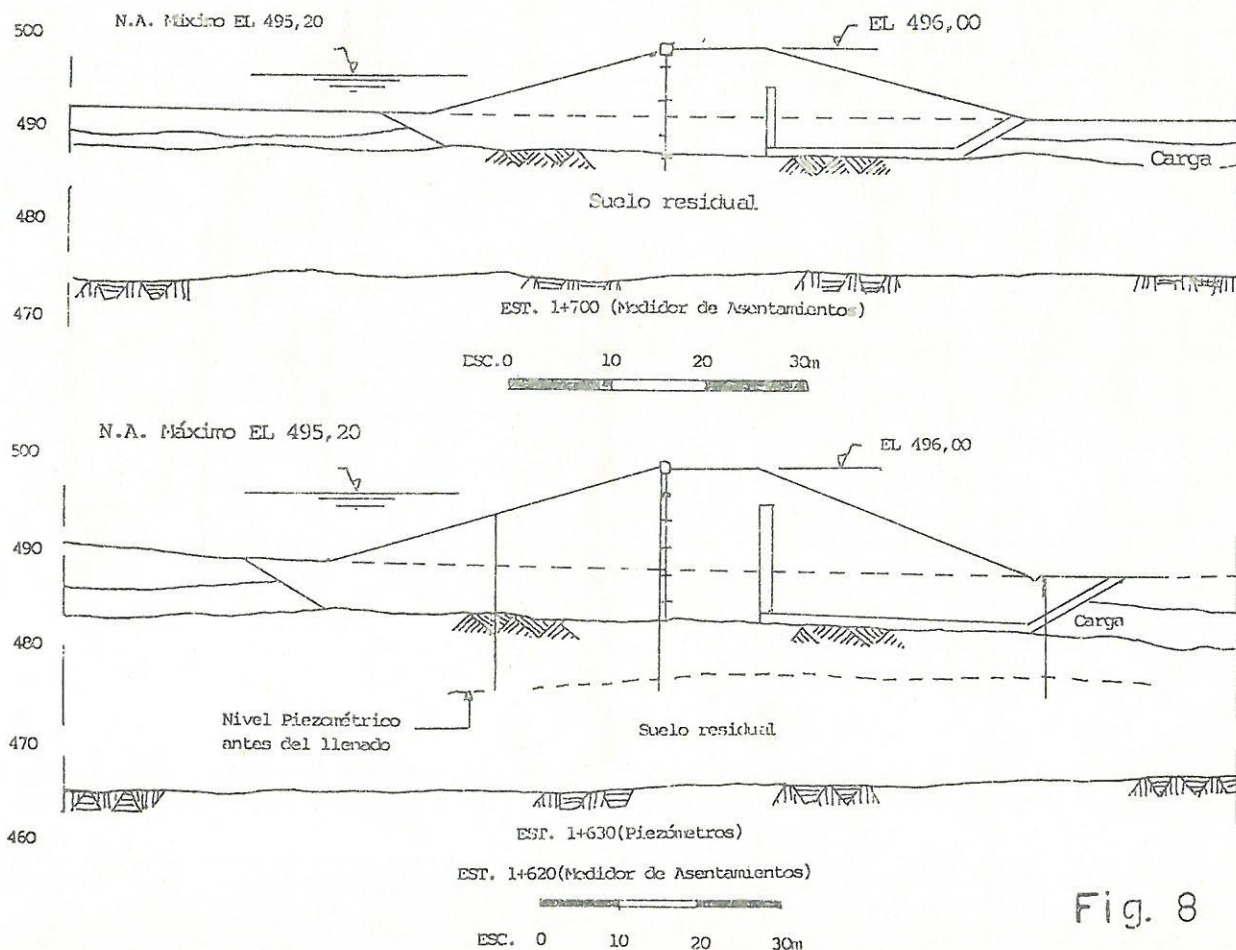
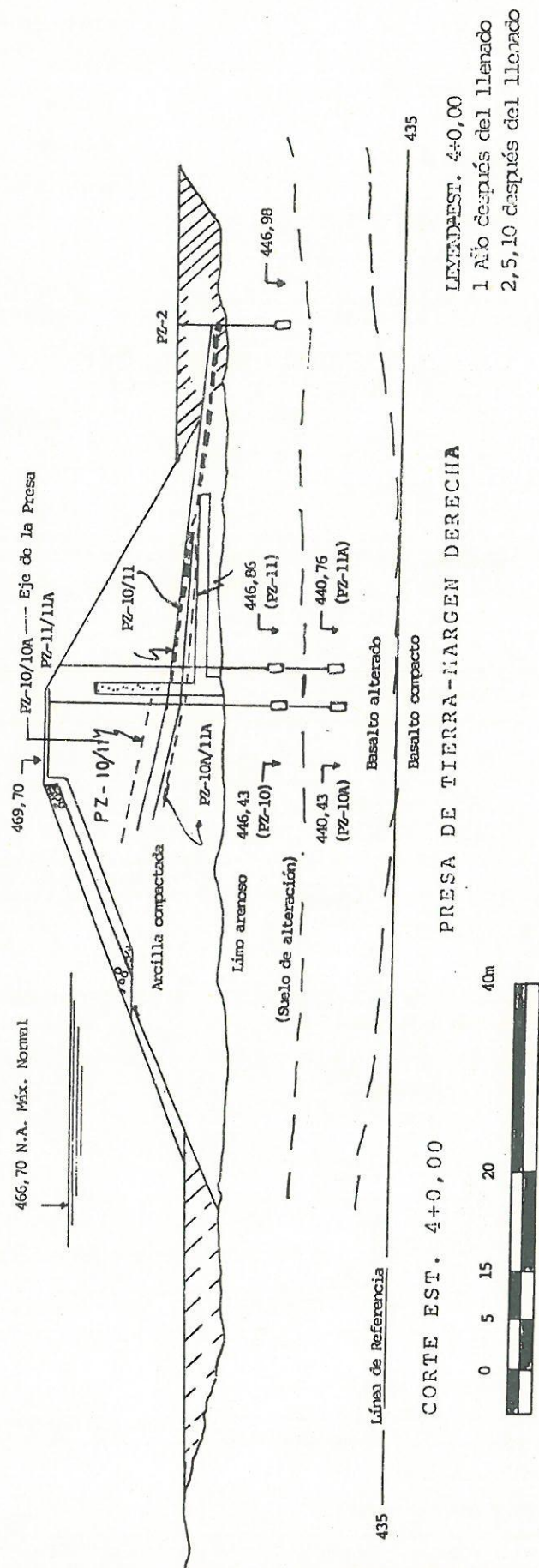
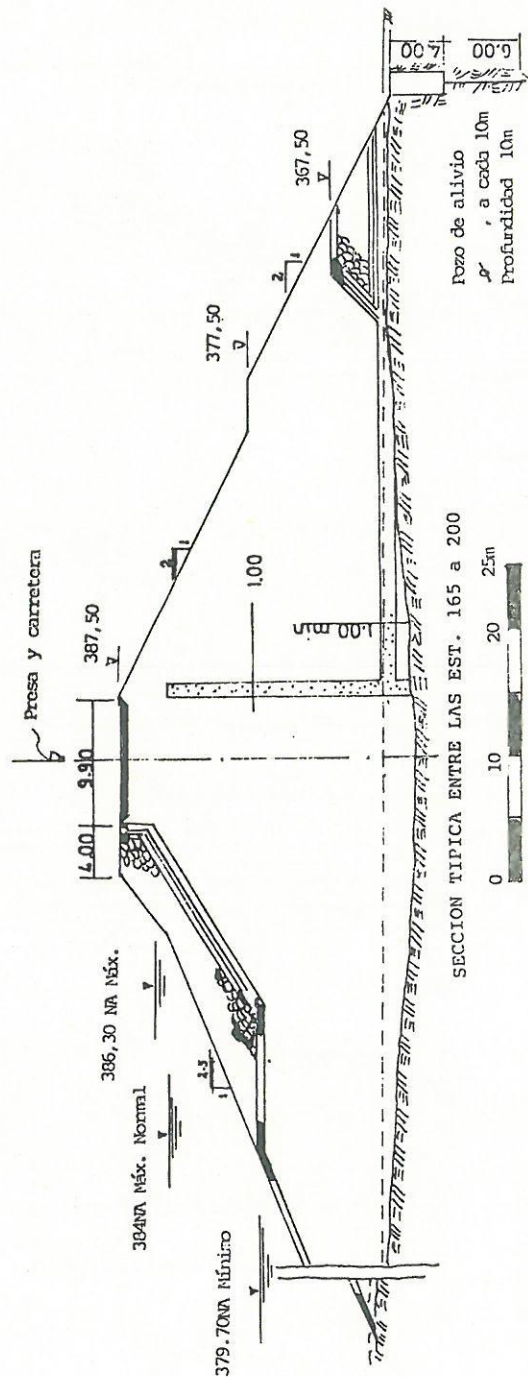


Fig. 8

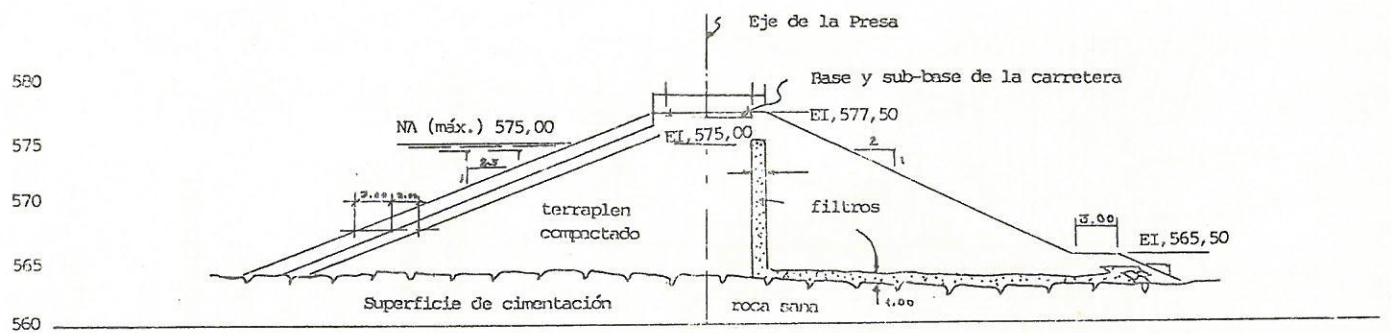
PORTO COLOMBIA



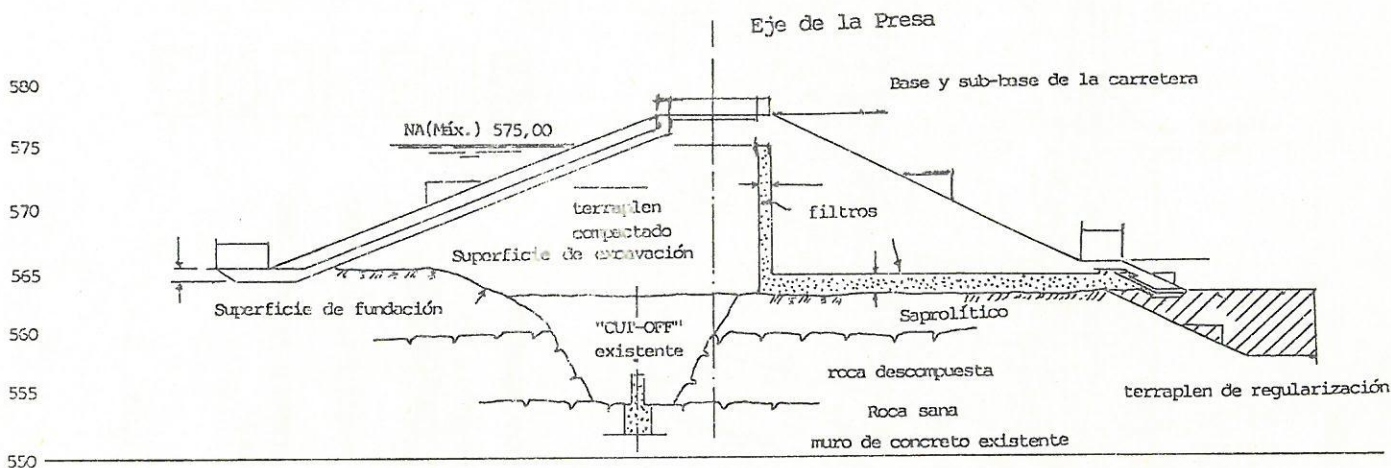
PROMISSANO



ARMANDO DE SALLES OLIVEIRA



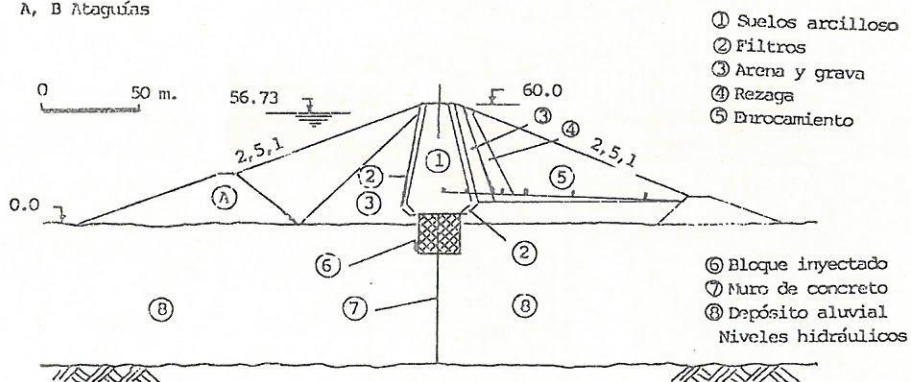
SECCION A-A (RECONSTRUIDA)



SECCION D-B (Reconstruida)

Presa José M. Morelos, Michoacán

A, B Ataguías



Dique N° 2 de Malpaso, Chiapas

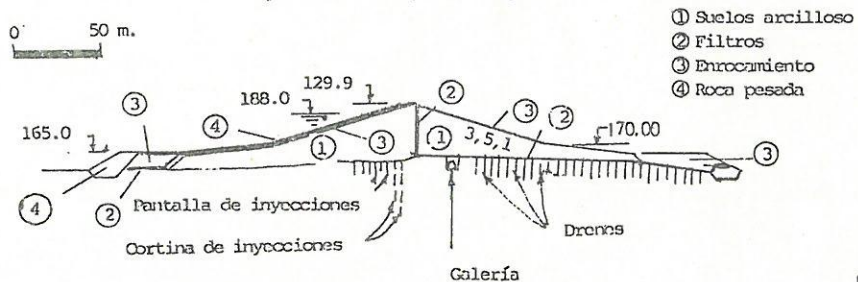
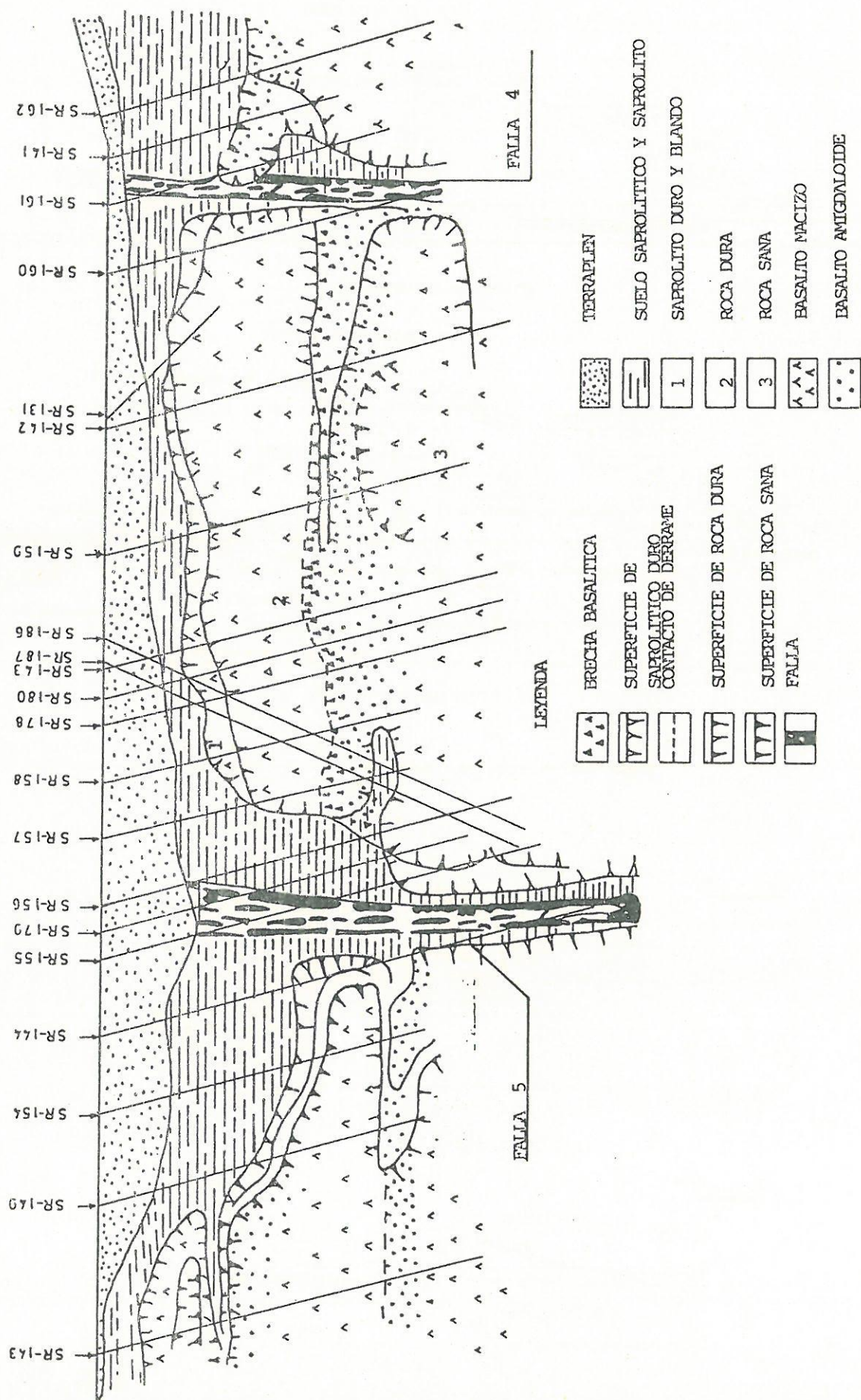


Fig. 10

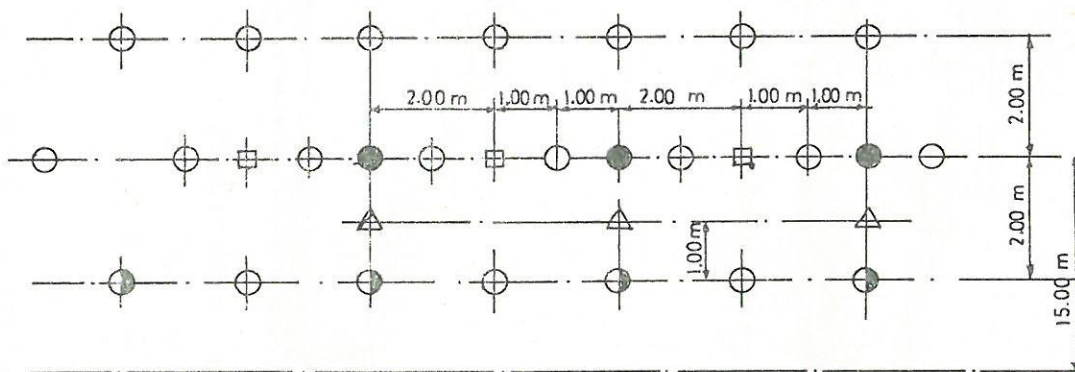
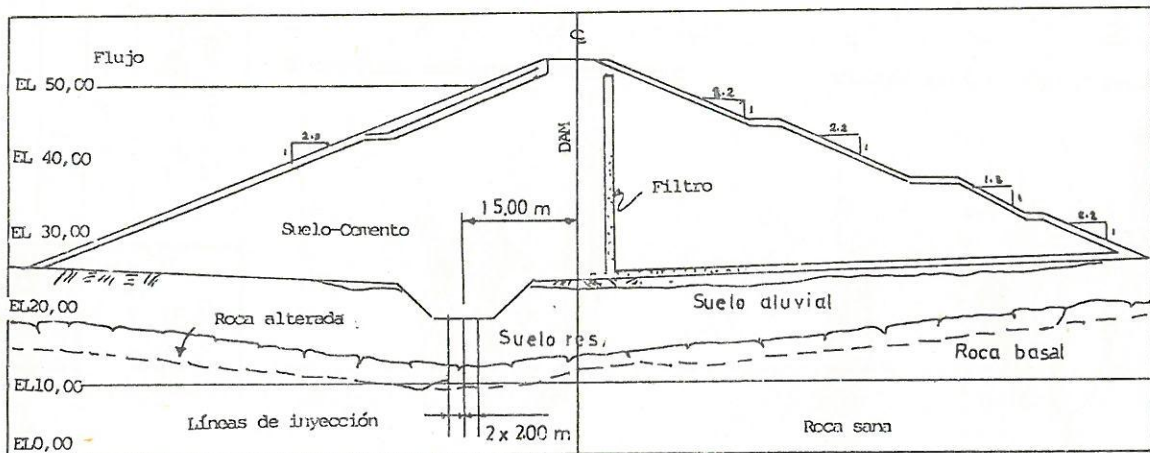
SALTO SANTIAGO



SECCION GEOLOGICA - PRESA AUX. N. 1

Fig. 11

A L I C U R A



LEYENDA

- Perforación de inyección
- Perforación para ensayo de control de permeabilidad complementario
- Perforación para ensayo de permeabilidad previa inyección
- Perforación para ensayo de control de permeabilidad secundario
- Perforación de inyección complementaria

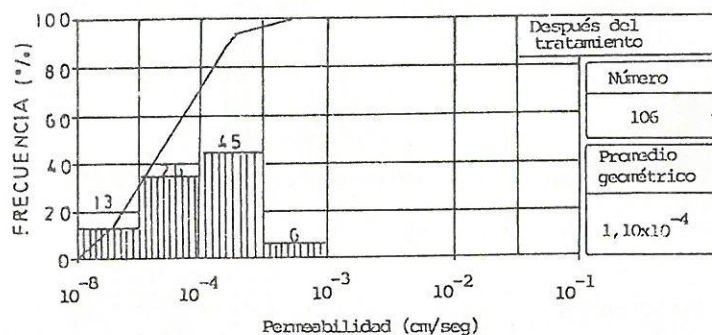
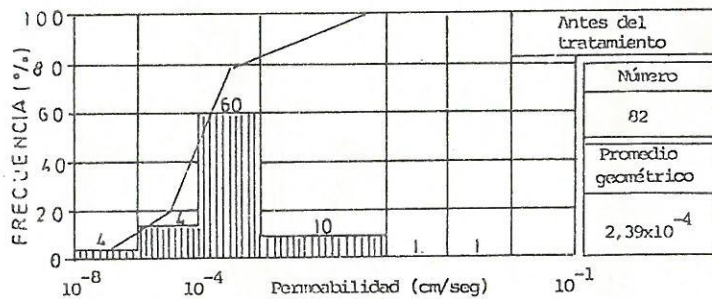
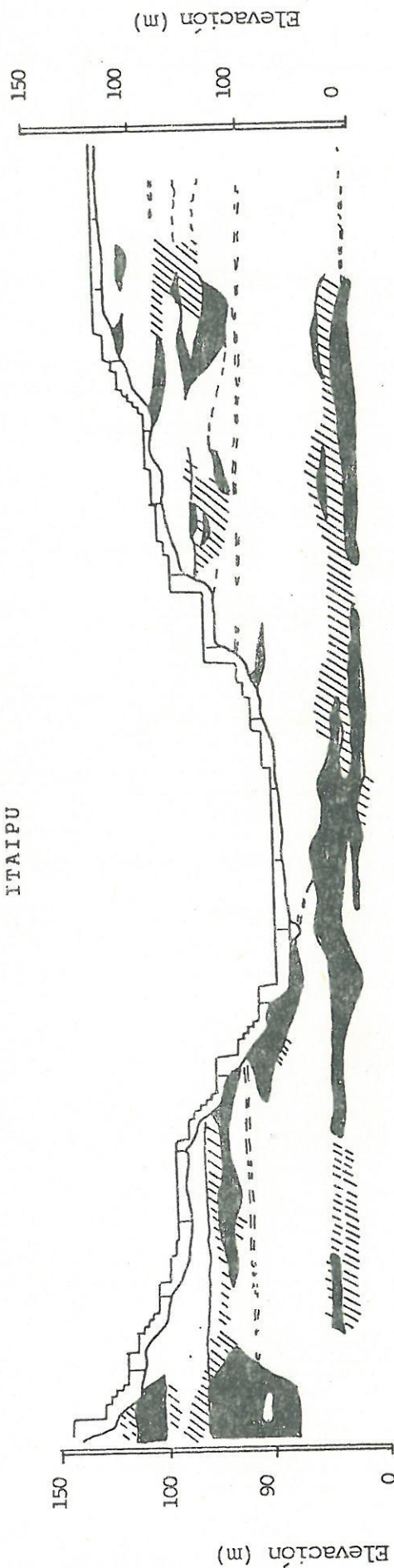
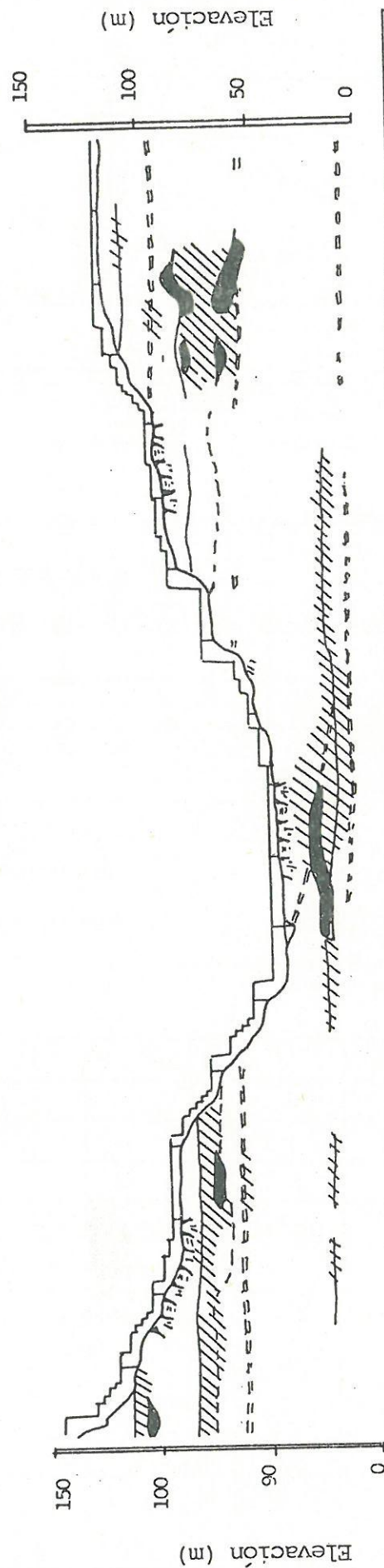


Fig 12

ITAIPU



ANTES DE LAS INYECCIONES



DESPUES DE LAS INYECCIONES

Leyenda Gráfica	P.D. AGUA ESPECIFICA (l/min.m.Kg/cm 2)
	< 0.1
	0.1 - 1
	> 1

PERDIDAS DE AGUA ESPECIFICAS DEL MACIZO ROCOSO

Fig. 13

CLASIFICACION "IN SITU"									
CLASIFICACION COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION DE TERREPLEN									
(1)									
VARGAS -53	VARGAS-69	DEERE-P-TION (1971)	MELLO (1972)	ELIENOSUL/COPEL (1981)	ELIENOSUL	CAMPO DE APLICACION	CAMPO DE ESTUDIO		
Suelo resi- dual maduro	Arcilla porosa o estrato de arcilla	I A A Horizon	Suelo maduro	Suelo coluvial residual maduro	Suelo residual maduro y/o coluvial. Arcillas limosas poco arenosas, homogéneas color marrón rojizo con presencia eventual de pequeñas piedras milimétricas de limonita, presencia eventual de gravillas centimétricas de origen eoluvial	Presas de tierra homogénea. Núcleo del grado de presa de entrocamiento	Mecánica de suelos		
Suelo resi- dual joven	Arcilla compacta o arena arcillosa	I B B Horizon	Suelo residual o saprolito	Suelo saprolítico o residual joven	Presas de tierras zonadas de presas entrocamentadas	Zonas de transición presa de tierra zonada espaldares estructurales	Mecánica de suelos		
Roca desintegrada	Suelo residual joven	I C C Horizon (Saprolito)	Saprolito	Saprolito blando	Suelo saprolítico. Arenas muy limosas y arenas o limos arcilloso arenosos, con eventuales fragmentos centimétricos de roca extrínsecamente alterada	Zonas de transición presa de tierra zonada espaldares estructurales	Mecánica de suelos		
	Roca alterada	II A transición sue- lo resi- dual saprolítico	Roca alterada y no alterada	Roca dura poco a medianamente alterada	Saprolito fino a medio. Arenas con piedras pequeñas, bien graduadas poco limosas, con eventual presencia de pequeñas fracciones arcillosas; fracciones de gravillas constituidas por fragmentos centimétricos angulosos de roca medianamente a muy alterada envueltos por la matriz de finos color (ver nota 2)	Espaldares de entrocamiento transición y filtros	Mecánica de suelos		
Roca sana	Roca sana	II B Roca parcialmente alterada	Saprolito	Roca sana	Granulación gruesa	Zonas de transición espaldares de entrocamiento drenaje libre filtros otros RIP-RAP	Mecánica de suelos		
Roca alterada	Roca alterada	III Roca sana			Granulación gruesa				

Notas

- 1 Esta clasificación corresponde a los suelos saturados y compactados.
- 2 Granulación dependerá esencialmente del grado de alteración y del estado de alteración de la roca.

CLASIFICACION VISUAL-MANUAL
(MATERIALES)

CONSIDERACIONES SOBRE EL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO E HIDROLOGICO DE PRESAS DE TIERRA

Por: Ing. Edgar Rodríguez Zubiarte
Profesor Asociado FIC-UNI

INTRODUCCION

Existe una abundante literatura técnica referente al tema; en este seminario se dan consideraciones que den una visión general sobre el funcionamiento hidráulico e hidrológico de presas de tierra.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos son básicos para determinar la capacidad del reservorio, el volumen muerto para el almacenamiento de sedimentos, el diseño del vertedero de demasias y de las obras de toma, el diseño de las estructuras de protección durante el proceso constructivo de la presa, etc.

1.0 CONSIDERACIONES PARA DETERMINAR LA ALTURA DE LA PRESA

Con relación a la determinación de la altura de una presa de tierra, tenemos las siguientes deficiones respecto a los niveles de agua:

1.1 Nivel Máximo Normal de Agua

Es el máximo nivel de agua almacenado por un reservorio sin considerar la ocurrencia de avenidas. Es decir es el máximo nivel de agua que se asume debe ser almacenado en períodos normales. En esta definición se toma en cuenta el volumen muerto del reservorio para el almacenamiento de sedimentos.

1.2 Nivel de Sobrecarga

Este nivel es muy importante en zonas donde ocurren grandes avenidas, donde indirectamente el reservorio funciona como regulador de avenidas. Se define como el máximo nivel en el cual la masa de una determinada inundación se almacena temporalmente más allá del nivel máximo normal de agua.

1.3 Nivel durante la ocurrencia de la avenida de diseño

Es el máximo nivel de agua que ocurre cuando el exceso de agua proveniente de la avenida de diseño y que ha sido almacenada temporalmente por el reservorio, fluye a través del vertedero de demasias.

1.4 Nivel mínimo de agua

Es el mínimo nivel de agua respecto al volumen neto del reservorio y a la capacidad por debajo de este nivel que corresponde al volumen muerto.

Para el cálculo de la altura de la presa hay que tomar en cuenta los niveles máximos de agua, la altura de las olas producidas por el viento (h_v) y la altura del oleaje debido a sismos (h_s).

En la Tabla 1.1 se presentan las fórmulas que nos permiten calcular la altura de la presa. (Ref.6). Al aplicar las tres fórmulas se escoge como altura de la presa el máximo valor calculado.

Tabla N° 1.1 Altura H de una presa de tierra. De las tres fórmulas se escoge como altura de la presa el máximo valor calculado.

Altura H (mts.)	Observaciones
$H_n + h_v + h_s + 1$	En el caso que $h_v + h_s < 2$, entonces $H = H_n + 3$
$H_s + h_v + h_s/2 + 1$	En el caso que $h_v + h_s/2 < 2$, entonces $H = H_s + 3$
$H_d + h_v + 1$	En el caso que $h_v < 1$, entonces $H = H_d + 2$

En la tabla :

H_n : Nivel máximo normal de agua (mts.)

h_v : Altura de las olas debido al viento en metros, determinado en base al nivel de agua del reservorio durante la ocurrencia de la avenida de diseño.

h_s : Altura del oleaje debido a sismos, determinado en base a un coeficiente sísmico de diseño y al nivel máximo normal de agua.

H_s : Nivel de sobrecarga (mts.)

H_d : Nivel de agua durante la ocurrencia de la avenida de diseño.

Para el cálculo de la altura de las olas debido al viento (h_v) se tiene la siguiente fórmula (Ref.6)

$$h_v = 0.00086 V^{1.1} F^{0.45} \text{ metros} \quad (1.1)$$

Donde: V: Velocidad promedio del viento para 10 minutos.

F: Máxima distancia medida desde el dique hasta el otro extremo del reservorio durante la ocurrencia de la avenida de diseño.

Esta fórmula es válida para paredes verticales. Cuando las paredes son inclinadas, como es el caso de las presas de tierra, se debe tener en cuenta además de la altura de la ola, el recorrido de la ola a lo largo del Talud (Valor R). La Fig. 1.2 nos da el valor de R para diferentes taludes.

En el caso de la ocurrencia de sismos, la altura de las olas se puede calcular de la siguiente fórmula (Ref.6):

$$h_s = \frac{1}{2} \frac{K \tau}{\bar{n}} \sqrt{g h_n} \text{ metros} \quad (1.2)$$

Esta es la fórmula de Seiichi Sato, donde:

K = Coeficiente sísmico de diseño en base al nivel máximo normal de agua.

τ = Ciclo del terremoto (segundos)

H_n = Profundidad total del reservorio con respecto al nivel máximo normal de agua (mts.)

g = Aceleración de la gravedad.

Para el caso de presas pequeñas, presas menores de 15 mts. de altura, el U.S. Bureau of Reclamation da los siguientes valores de bordes libres.

Tabla N° 1.2 Bordes Libres recomendados para presas pequeñas

F (Km)	Borde libre normal (mts.)	Borde Libre mínimo (mts.)
Menor que 1.6	1.2	0.9
1.6	1.5	1.2
4	1.8	1.5
8	2.4	1.8
16	3.0	2.1

Los valores de la Tabla N° 1.2 se basan en una velocidad del viento de 160 Km/h para el borde libre normal y de 80 Km/h para el borde libre mínimo.

El borde libre normal se define como la diferencia de elevación entre la corona de la presa y el nivel normal de agua del reservorio. El término borde libre mínimo se define como la diferencia de elevación entre la corona de la presa y el nivel máximo del agua en el reservorio que pudiera resultar cuando ocurre la avenida del proyecto.

2.0 CONSIDERACIONES SOBRE LA DETERMINACION DEL VOLUMEN DEL RESERVORIO

La determinación de la capacidad total de un reservorio está en función de tres principales componentes:

2.1.El almacenamiento activo o volumen neto requerido para la regulación del flujo de un río con fines de irrigación y/o abastecimiento de agua y/o proyectos hidroeléctricos etc.

2.2.El volumen muerto requerido para el almacenamiento de sedimentos

2.3.La capacidad de almacenamiento para regulación de inundaciones, en caso de construirse la presa en zonas donde ocurren grandes inundaciones. Es decir, para reducir el daño potencial de las inundaciones aguas abajo de la presa.

Cada uno de estos componentes que forma la capacidad total del reservorio pueden ser modelados y estudiados separadamente y después sumados para determinar el volumen total del vaso de almacenamiento.

2.2.1 Almacenamiento activo o volumen neto

Los caudales que discurren por un río no son constantes en el tiempo, tal como se puede ver en el hidrograma de la Fig. N°2

Si para el desarrollo de un determinado proyecto se requiere un caudal constante D , entonces estudiando la Figura 2.2 se ve que en algunos períodos de tiempo, el río trae agua en exceso y en otros períodos existe un déficit en relación a D . Sin embargo, es posible regular el comportamiento del régimen de un río almacenando parte del volumen de agua (una parte del área achurada de la Figura 2.1) mediante la construcción de una presa. En sistemas más complejos el caudal requerido para un proyecto determinado puede también variar con el tiempo. (D_t)

$$S_t + Q_t - D_t - L_t = S_{t+1} \quad (2.1)$$

Donde:

- S_t : Volumen del reservorio en el tiempo t
 S_{t+1} : Volumen del reservorio en el tiempo $t + 1$
 Q_t : Caudales de entrada (Caudales no regulados)
 D_t : Caudales de salida del reservorio de acuerdo a las demandas del proyecto.(Caudales regulados).
 L_t : Pérdidas por evaporación e infiltración.

El análisis de determinación de la capacidad necesaria de un vaso se llama estudio de operación o sea, una simulación de operación del reservorio, en base a la ecuación 2.1 para un período de tiempo dado y de acuerdo con un grupo de reglas adoptadas.

La simulación es quizás el método de modelamiento más usado para evaluar sistemas alternativos de recursos hídricos, no es un proceso de optimización, sino que da un medio rápido para evaluar el comportamiento del sistema.

La simulación puede ser determinística y estocástica. En la simulación determinística se usan solamente los registros históricos, no considera explícitamente incertidumbre en las variables del modelo y se corre el riesgo de que los beneficios del sistema sean sobreestimados y los costos y pérdidas subestimados.

En la simulación estocástica se amplía la información histórica mediante la generación de caudales por medio de funciones matemáticas, las cuales difieren de la observada, pero que conservan propiedades de la serie original. Cada secuencia generada se construye de tal manera que los eventos individuales tengan la misma probabilidad de ocurrencia que tienen en la secuencia observada.

Para el estudio de la ecuación 2.1 es necesario tener un conocimiento de las características físicas del vaso de almacenamiento. Esto se puede resumir en la Fig. N° 2.3, por medio de las curvas Elevación vs. Área y Elevación vs. Volumen.

Un estudio de operación puede hacerse únicamente para un período de escurrimiento, el cual se selecciona como período crítico o puede extenderse o prolongarse para el período total observado o registro sintético. En el primer

caso, el estudio no puede hacer más que definir la capacidad necesaria para seleccionar una sequía seleccionada, en tanto que en el último caso, el estudio puede determinar el agua utilizable para cada año del registro. El estudio más completo indica la probabilidad de deficiencia de agua de diversas magnitudes, las cuales son importantes en la planeación económica y en la integración del proyecto dentro de un sistema.

- Análisis de la curva masa para determinar la capacidad de un reservorio

Es uno de los primeros métodos usados para calcular la capacidad de un reservorio dado un caudal de salida o demanda D_t .

La curva masa es una representación del gasto o aportación de entrada neta al vaso para un período determinado de años. La pendiente de la curva masa en cualquier época o tiempo, es la medida del gasto de aportación o entrada en ese tiempo. Las curvas de demanda D_t , que representan un ritmo de demanda uniforme, son líneas rectas que tienen una pendiente igual a la del ritmo de demanda. En la Fig. 2.4 las líneas de demanda trazadas tangentes a los puntos altos de la curva masa (A,B), representan a los ritmos de extracción del vaso. Considerando que el vaso esté lleno, siempre y cuando una línea de demanda corte a la curva masa, la desviación máxima entre la línea de demanda y la curva masa representa a la capacidad del vaso que es necesaria para satisfacer esta demanda. La Fig. 2.4 es una curva masa para un período de 4 años seleccionado como la porción más crítica de un registro largo, donde las aportaciones acumuladas están ajustadas por evaporación.

Se trata de calcular la capacidad de un reservorio necesario para garantizar un rendimiento o demanda seguro de $75 \times 10^6 \text{ m}^3$ por año ($2.38 \text{ m}^3/\text{s}$). Las tangentes a la curva masa en A y B tienen pendientes iguales a la demanda de $75 \times 10^6 \text{ m}^3$ y esta es la capacidad necesaria del vaso de almacenamiento.

Un vaso así, estaría lleno en A, disminuido a $30 \times 10^6 \text{ m}^3$ de almacenamiento en el punto D, y de nuevo lleno en E. Entre E y B, el vaso permanecería lleno y toda la aportación en exceso de la demanda sería vertida aguas abajo. En C el vaso estaría vacío y en F estaría de nuevo lleno.

- Simulación Estocástica

La palabra estocástico se refiere a series de tiempo que son parcialmente aleatorias. En la ecuación 2.1 los caudales de entrada al reservorio Q_t , juegan un papel importante en los análisis para determinar el volumen óptimo del reservorio. Muchas veces la serie histórica no es lo suficientemente grande para obtener una información adecuada sobre la confiabilidad de un embalse determinado.

Es posible generar, por medio de funciones matemáticas, series de caudales que difieran de la observada pero, que conserven varias propiedades de la serie original. Cada secuencia generada se construye de tal manera que los eventos individuales tengan la misma probabilidad de ocurrencia que tienen en la secuencia observada. Tales series de caudales se construyen por técnicas de generación estocástica.

La capacidad necesaria de un embalse depende de la secuencia de caudales, especialmente de una secuencia de caudales mínimos. Si un embalse opera en un ciclo anual, es decir, se llena o es parcial o totalmente vaciado cada año, es posible

evaluar su confiabilidad, o sea la probabilidad de producir la cantidad esperada cada año, en base a un análisis del registro histórico de caudales, siempre y cuando este registro sea multianual, es decir, el volumen acumulado es suficiente para abastecer las necesidades de un período seco de varios años, es muy posible que el registro histórico no pueda producir información adecuada sobre la confiabilidad del embalse debido a que los registros son en general, muy cortos para definir la probabilidad de series de años subnormales. Los métodos estocásticos dan una herramienta para estimar la probabilidad de secuencia de años secos durante cualquier período futuro específico.

Existen muchos modelos de generación, entre los cuales tenemos:

- Modelos Markovianos Autoregresivos de 1^{er}, 2^{do} orden
- Modelos No Markovianos:
 - * ARMA
 - * ARIMA.

Mientras que un registro histórico es sólo una realización simple de una secuencia de caudales, se debe hacer pruebas para asegurar que el comportamiento del reservorio modelado con secuencias de flujo sintéticos es consistente con el comportamiento que ocurriría si los flujos históricos fuesen repetidos. Estas pruebas deben ser conducidas con secuencias sintéticas de una longitud igual al período de vida del reservorio. Si el modelo escogido falla en las pruebas, entonces se requiere un modelo diferente o los parámetros del modelo escogido requieren ajuste.

2.2.2 Volumen Muerto para el Almacenamiento de Sedimentos

El destino final de todos los reservorios es llenarse con los sedimentos que transporta el río. Existen diversos métodos aproximados para calcular el volumen anual de sedimentos que transporta un río.

En base a estos cálculos y al período de vida del reservorio que puede ser de 50, 100, 200 años, se determina un volumen muerto, que será llenado por los sedimentos durante el período de vida del reservorio.

3.0 CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO DEL VERTEDERO DE DEMASIAS

3.1 Determinación de la Avenida de Diseño del Proyecto

Se debe estimar la avenida de diseño con el propósito de los cálculos de la estabilidad de la presa y para calcular las dimensiones del vertedero de demasias, estructura que es indispensable para la seguridad de la presa.

La avenida del proyecto es la máxima avenida probable, que se define como la mayor avenida que puede esperarse razonablemente en una corriente determinada en el punto que se elija.

Un método para determinar la avenida de diseño puede ser el siguiente (Ref 6):

La avenida de diseño puede ser escogida entre la mayor de las siguientes descargas de avenidas multiplicada por el factor 1.2:

- a) La avenida que se estima ocurra una vez cada 200 años.
- b) El caudal de la máxima inundación que ha ocurrido en el lugar de la presa.
- c) El caudal de avenida considerado cuando hay temor que ocurra en vista de los resultados de observaciones de fenómenos hidrológicos o meteorológicos relacionados con avenidas máximas que han ocurrido en cuencas con fenómenos hidrológicos o meteorológicos similares a la cuenca donde se construye la presa.

Sin embargo, es importante indicar que no siempre se dispone de toda esta información y es necesario por lo tanto tomar otras consideraciones.

Con respecto al carácter de los datos disponibles sobre los gastos de la corriente, los caudales de las avenidas en el lugar que se propone construir la presa, pueden determinarse bajo una de las siguientes condiciones:

a.-Registro de aforos en o cerca del emplazamiento de la presa. Si se dispone de este registro y cubre un período igual o mayor de 20 años, se puede analizar el registro para determinar los valores de las frecuencias de avenidas.

b.-Se puede disponer de un registro de aforos de la misma corriente pero a una distancia considerable del emplazamiento de la presa. Este registro puede analizarse para obtener las características del hidrograma unitario, y datos sobre la frecuencia que pueden trasladarse al emplazamiento de la presa por medio de los coeficientes adecuados para el área y para las características del vaso.

c.-Uso de las marcas que dejan las aguas máximas. En este caso se puede aplicar las consideraciones de flujo uniforme para el cálculo del caudal. Por ejemplo, se tiene la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{\Lambda R^{2/3} s^{1/2}}{n} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (3.1)$$

Donde :

- Λ : Área transversal del río ocupado por el agua
- R : Radio hidráulico de la sección
- S : Pendiente longitudinal promedio del río.
- n : Coeficiente de rugosidad de Manning.

4.- No se dispone de registro de caudales pero si de datos de precipitación. En este caso existen diversos métodos para el cálculo de los caudales, algunos son:

a) Fórmula Racional.- Es una fórmula aplicable a cuencas pequeñas, menores de 200 Km², y con tiempos de concentración desde el punto más remoto de la cuenca de alrededor de 2 horas.

$$Q = \frac{1}{3.6} \quad \text{f. I. } \Lambda \quad (3.2)$$

Donde:

- Q = Avenida de diseño (m³/s)
- f = Coeficiente de escurrimiento
- I = Intensidad de lluvia promedio (mm/h) dentro del tiempo de concentración de la avenida.
- A = Area de drenaje (Km²)

b) Hidrograma unitario sintético.- También aplicado a cuencas pequeñas.

c) Método del modelo de Tanque.- Es un método propuesto por el Dr. Masami Sugawara.

d) Existen modelos más complicados que toman en cuenta características morfológicas de la cuenca, cubierta vegetal, etc.

- Probabilidad de Crecientes

Dado que la planeación y el diseño se refieren a eventos del futuro cuyo tiempo de ocurrencia o magnitud no pueden predecirse, debemos recurrir al estudio de la probabilidad o frecuencia con la cual un determinado caudal puede ser igualado o excedido.

Para el análisis la serie de datos debe ser adecuada. Esto se refiere primordialmente a la longitud del registro, pero incluye también el problema muy frecuente de escasez de datos apropiados. Si la muestra es muy pequeña, las probabilidades obtenidas no resultan muy confiables; debido a esto no se deben usar series de datos menores de 20 años para análisis de frecuencias.

Entre las distribuciones teóricas de crecientes se tiene:

- Distribución Log-Pearson III
- Distribución de Gumbel

- Tránsito de Avenidas a través de Embalses

Este análisis es importante para la determinación de la altura de la presa y de las dimensiones del vertedero de demasias.

Una vez calculada la avenida de diseño (Curva A de la fig. 3.1), se puede determinar el hidrograma de salida a través del vertedero (Curva B de la fig. 3.1)

Como se puede notar hay una disminución apreciable del caudal pico de la onda de avenida debido al efecto regulador del embalse.

Existen varios métodos para el cálculo de la curva B; todos se basan en la siguiente ecuación de continuidad:

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (3.1)$$

Donde:

- I = caudal afluente
- O = caudal que sale
- S = almacenamiento.

Entre varios métodos, se tiene los siguientes para el cálculo del tránsito de avenidas a través de embalses:

- Método de Goodrich
- Método Puls.

- Vertedero de Demasias

En la construcción de una presa de tierra se tiene que tener en cuenta aspectos topográficos tal que el vertedero de demasias se encuentre fuera del cuerpo de la presa. Esta estructura debe ser diseñada tal que sea capaz de dejar pasar el agua proveniente de la sobreelevación del nivel de agua del reservorio debido a la avenida de diseño. Como consecuencia del tránsito de la avenida a través del embalse el caudal pico de salida a través del vertedero de demasias es menor que el caudal pico de la avenida.

Los vertederos pueden ser:

- De caída libre
- Vertedero de pozo o vertedero morning glory

4.0 CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LAS OBRAS DE TOMA

Las obras de toma sirven para regular o dar salida al agua almacenada en una presa. Pueden dejar salir las aportaciones en forma gradual, como en el caso de una presa reguladora; derivar los volúmenes recibidos a canales o tuberías, como en el caso de una presa derivadora; o dar salida al agua con gastos que dependen de las necesidades aguas abajo de la presa; de las necesidades de evacuación; o de la combinación de necesidades múltiples.

Las estructuras de las obras de toma pueden clasificarse de acuerdo con su objetivo, con su distribución física y estructural, o con su operación hidráulica. Las obras de toma que descargan directamente en el río se pueden nominar con salida al río; las que descargan en un canal se pueden clasificar como de salida a un canal y las que descargan en una tubería cerrada pueden denominarse con salida a una tubería forzada.

La boca de entrada de la obra de toma debe tener un perfil adecuado para evitar turbulencia y problemas de cavitación.

En general se aplica la forma elíptica independiente de la forma de la sección transversal del conducto de descarga.

La forma de la boca de entrada puede estar definida por las siguientes ecuaciones (Ref. 2)

a) Cuando la sección de conducto de descarga es circular de diámetro D.

$$\frac{X^2}{D^2} + \frac{Y^2}{(D/3)^2} = 1 \quad (4.1a)$$

$$\text{ó} \quad \frac{X^2}{(0.6D)^2} + \frac{Y^2}{(0.2D)^2} = 1 \quad (4.1b)$$

b) Cuando la sección es rectangular

$$\frac{X^2}{B^2} + \frac{Y^2}{(B/4)^2} = 1 \quad (4.2)$$

Donde B es un valor promedio cercano a la altura y ancho de la sección.

Un accesorio importante de la toma es la estructura de control. Cuando el agua debe almacenarse y después descargarse con gastos específicos, será necesario instalar compuertas o válvulas de control en algún punto ó a lo largo del conducto.

Las compuertas y válvulas para las obras de toma se clasifican por la función que desempeñan en la estructura; las compuertas de operación y las válvulas reguladoras se usan para controlar y regular los gastos en las obras de toma, las compuertas de emergencia se proyectan sólo para utilizarse en el caso de una falla en las compuertas de operación, o cuando se desea revisar en seco el conducto en el tramo que sigue de las compuertas de emergencia y para reparar las compuertas de operación.

BIBLIOGRAFIA

- | | |
|---|--|
| 1.- U.S. Bureau of Reclamation | Diseño de Presas Pequeñas. |
| 2.- Japanese National Committee on Large Dams | Design Criteria for Japan |
| 3.- Linsley | Hidrologia para Ingenieros. Edit. McGraw Hill. |
| 4.- Linsley
Editorial, Continental-Mexico. | Ingeniería de los Recursos Hidráulicos-Cia. |
| 5.-D.P. Loucks | Water Resources Systems Analysis-
International Institute for Hydraulic and
Environmental Engineering Holanda. |
| 6.- Manual For Rivers Works in Japan | Design of Dams-River Bureau Ministry of
Construction-Japon |
| 7.- E.F Schulz | Problemas in Applied Hydrology Water
Resources Publications Fort Collins
Colorado U.S.A |

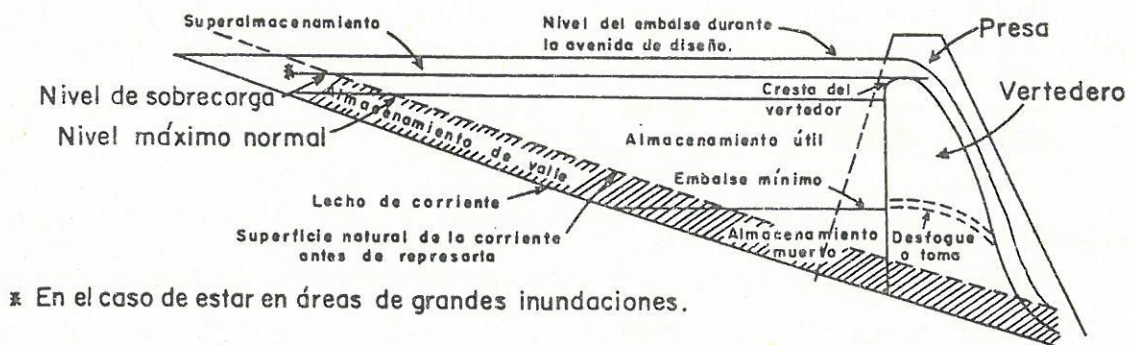


Fig.1.1 Niveles de almacenamiento en un vaso.

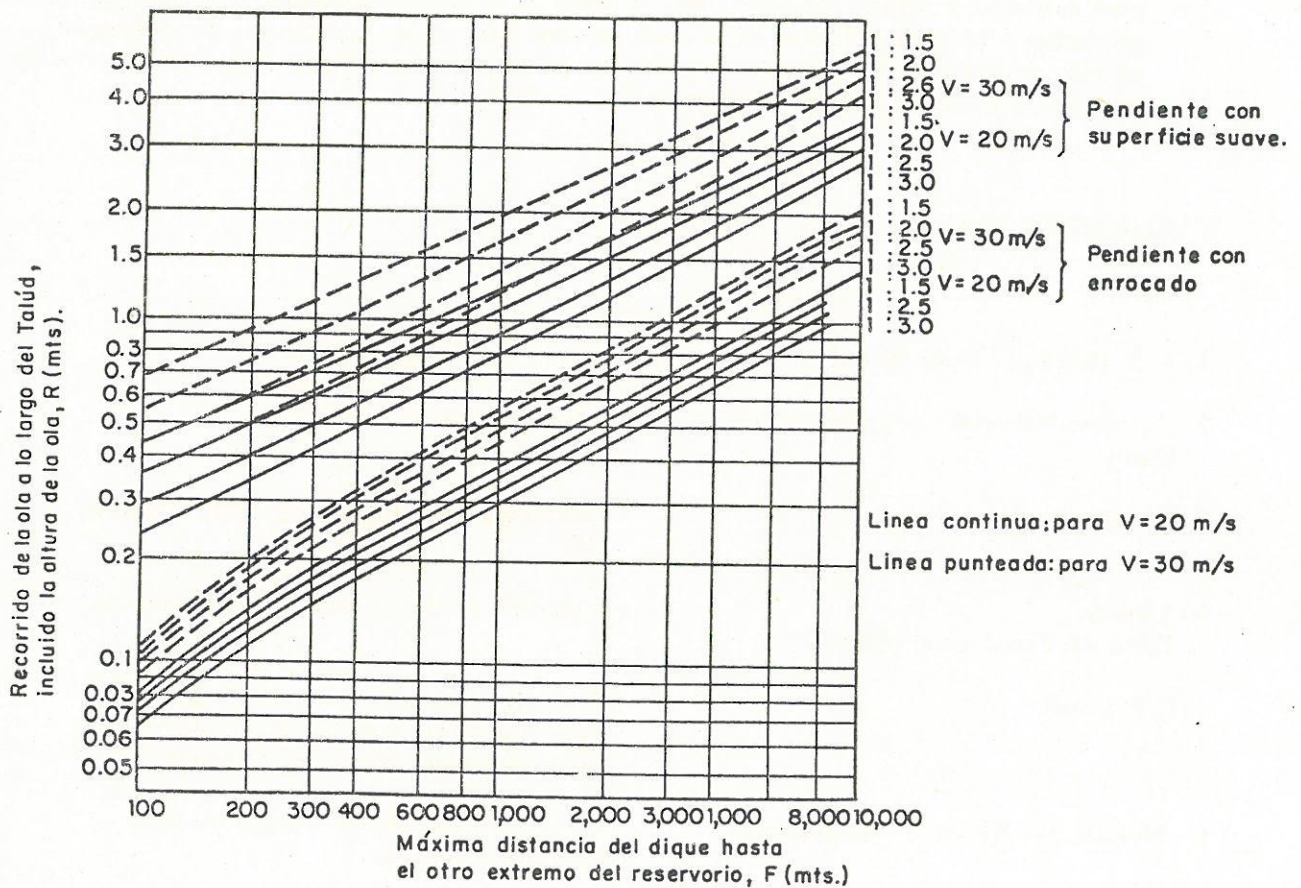


Fig. 1.2 Recorrido de la ola a lo largo del Talud (incluido la altura de la ola).

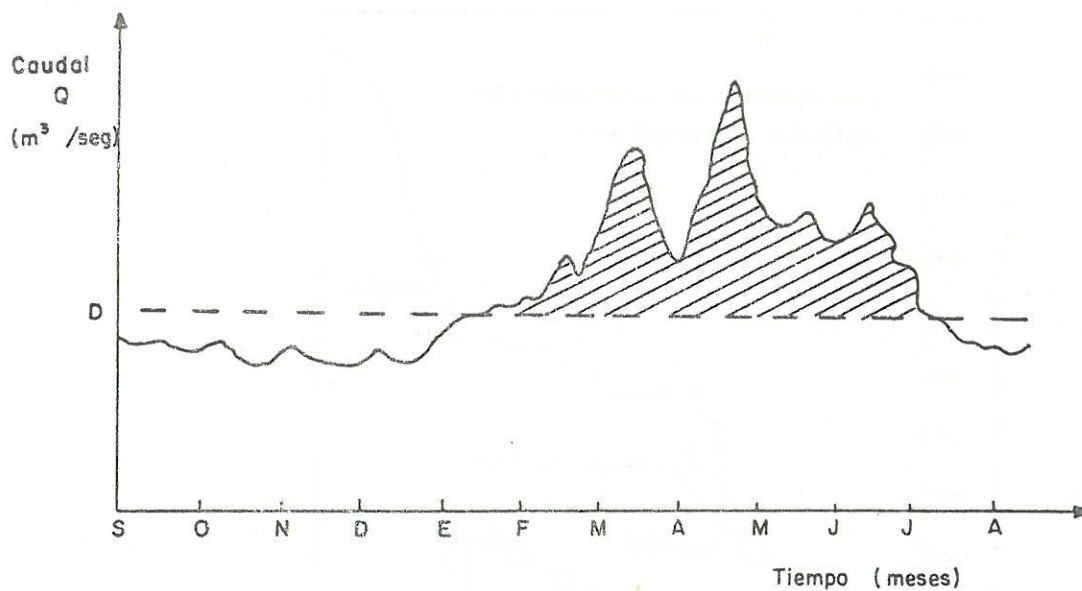


Fig. 2.1 Ejemplo de un hidrograma de caudales para un año determinado

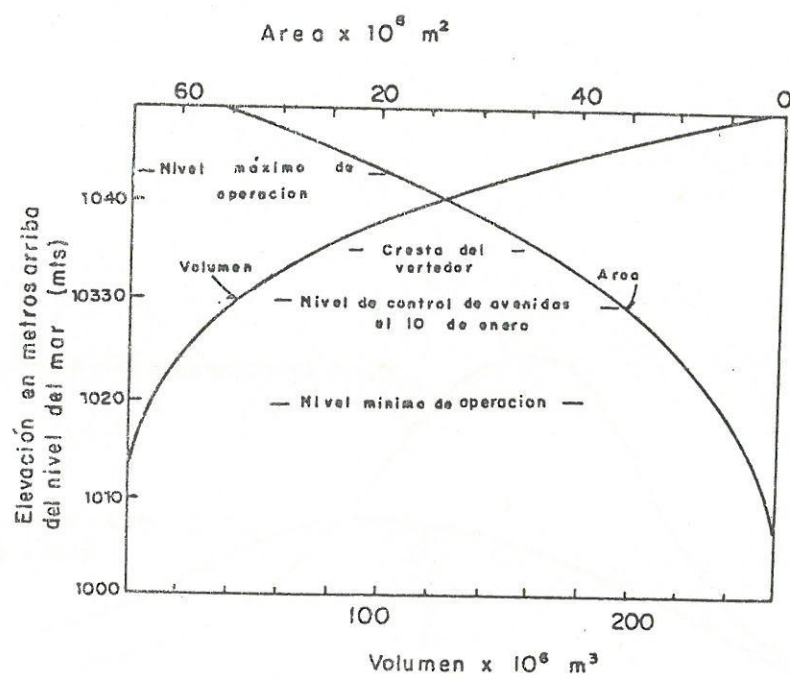


Fig. 2.2 Ejemplo de curvas Alturas capacidades y alturas areas

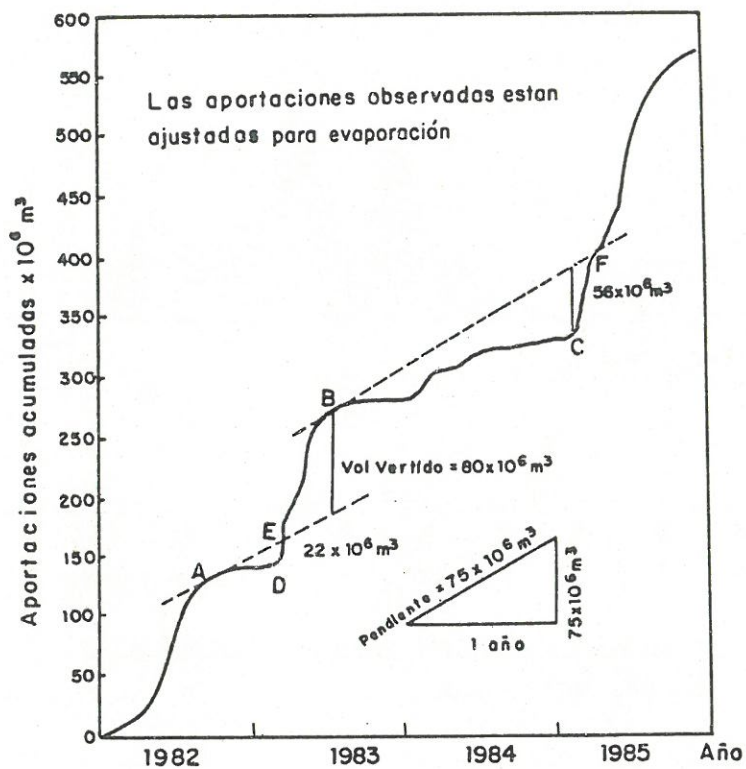


Fig. 2.3 Empleo de una curva masa para determinar la capacidad de vaso necesitada para dar un rendimiento especificado

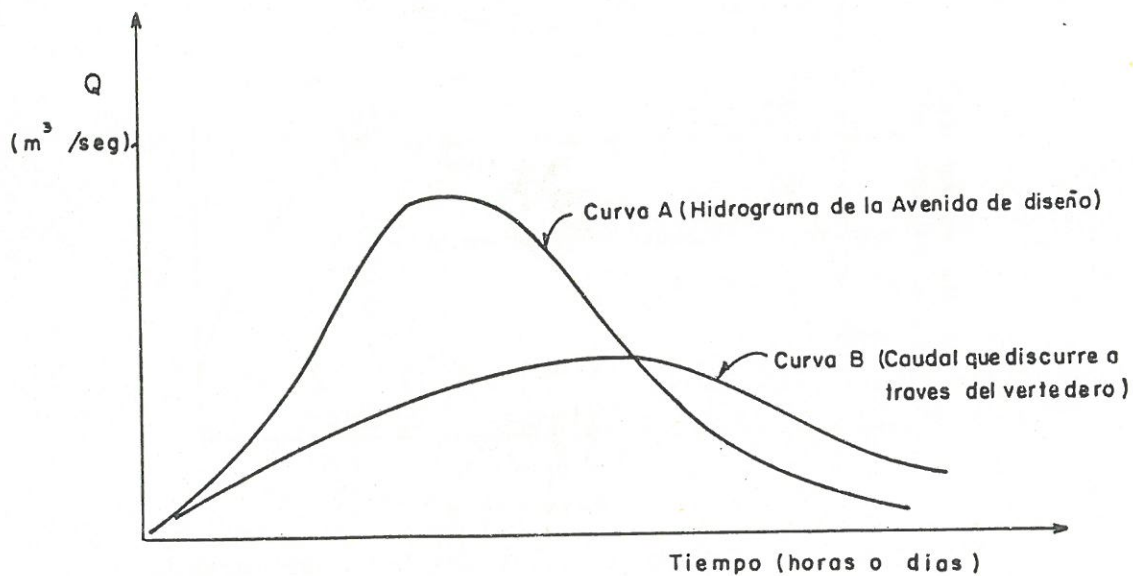


Fig. 3.1 Transito de Avenidas a Través de Embalses

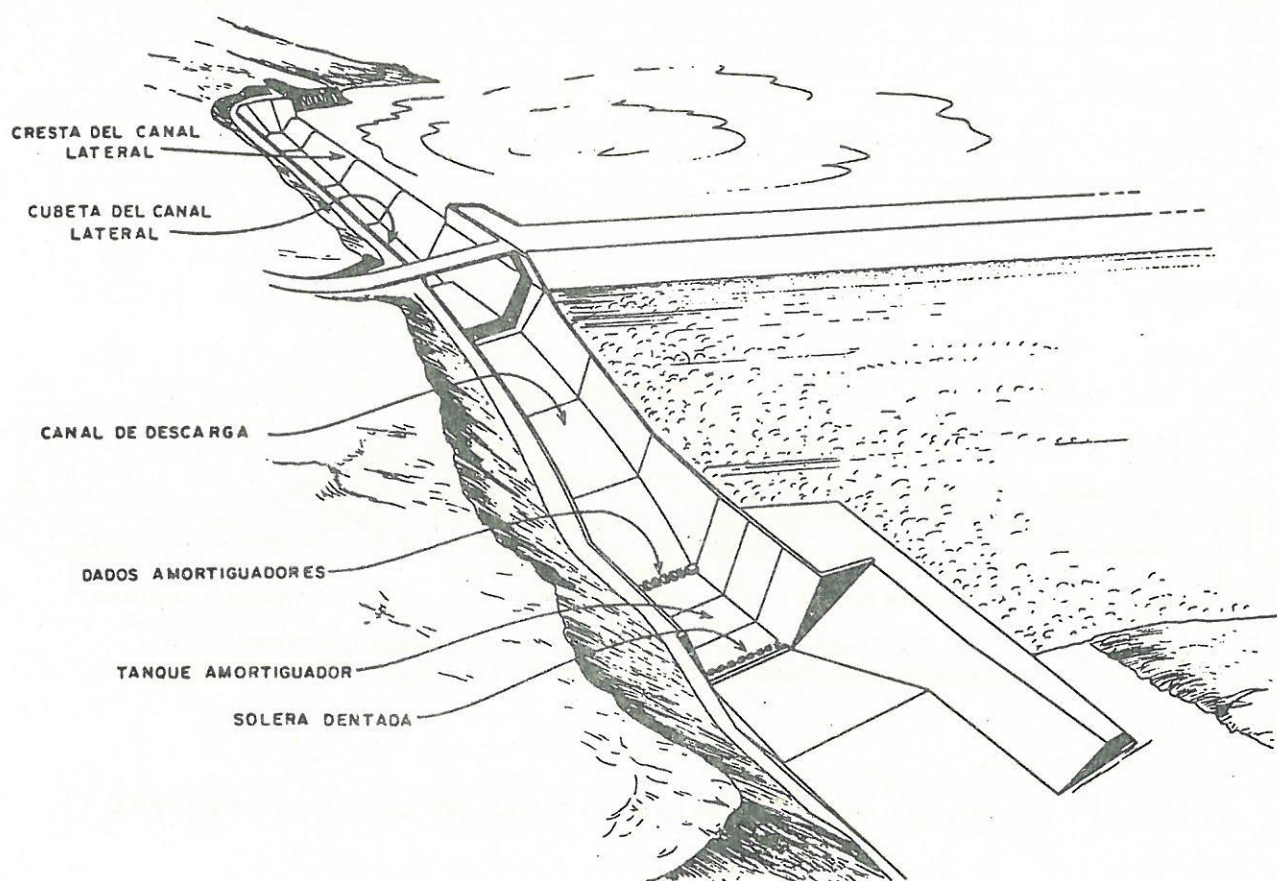


Fig. 3.2 Vertedero de canal Lateral y canal de descarga

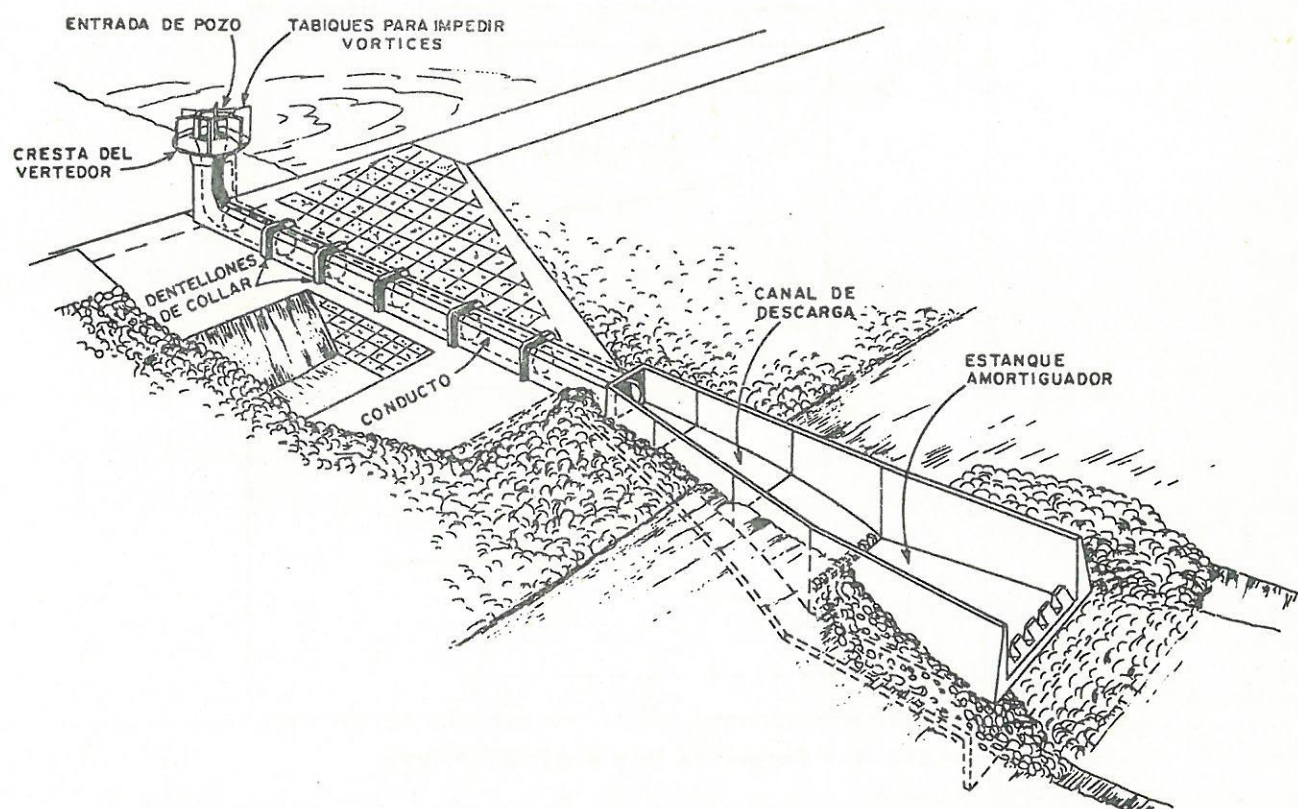
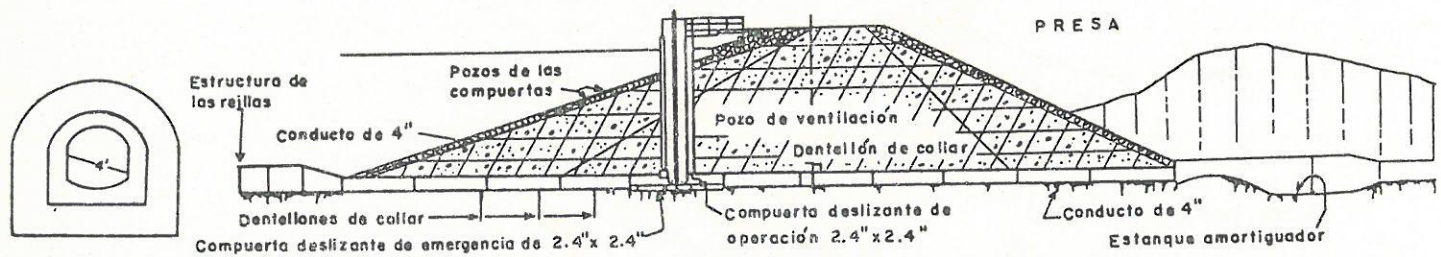


Fig. 3.3 Vertedero de demasias de pozo ó morning glory



(B) ENTRADA CON CAJA DE REJILLA, CONDUCTO DE PRESION DE AGUAS ARRIBA. CONTROL DE COMPUERTAS EN POZO LLENO DE AGUA, CONDUCTO CON CIRCULACION LIBRE AGUAS ABAJO, ESTANQUE AMORTIGUADOR.

FIG.4.1 Ejemplo de una Estructura de Toma en una Presa Pequeña

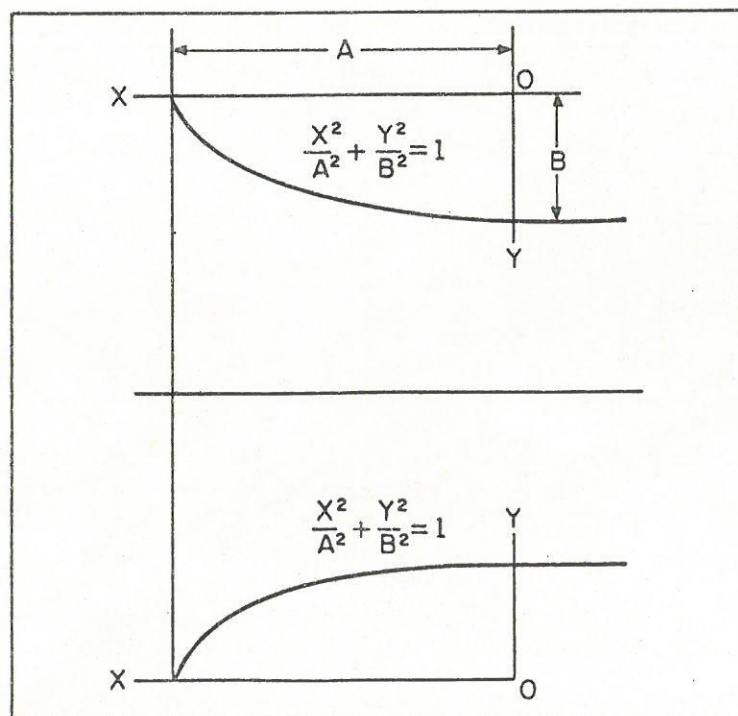


Fig.4.2 Forma de la entrada de la toma.

EXPLORACION DE CAMPO

Por: Ing. Miguel de la Torre Sobrevilla
Sub-Gerente de Estudios
ELECTROPERU

1.0 GENERALIDADES

La exploración geotécnica permitirá la información suficiente sobre el suelo o roca que se estudia.

La exploración geotécnica es complementada con ensayos de campo y laboratorio con el propósito de evaluar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conforman la cimentación, así como de los materiales de construcción.

La exploración geotécnica se debe realizar de acuerdo con dos condiciones que se debe establecer en la inspección ocular del sitio: la cimentación de la presa será efectuada íntegramente sobre roca, o que las capas superiores del sitio están conformadas por suelos.

2.0 EXPLORACIONES GEOTECNICAS

2.1 Exploraciones en Rocas

La exploración en roca debe ser somera porque los recursos económicos son limitados y porque no es aconsejable efectuar perforaciones con extracción de muestras con excepción de casos específicos.

Las investigaciones que se realicen en la cimentación del sitio de la presa, deben evaluar las condiciones de estabilidad y de permeabilidad, para formular los tratamientos adecuados y el costo aproximado del tratamiento

En los siguientes párrafos se presentan algunas recomendaciones dadas por el Dr. Raúl Marsal sobre el método para explorar una cimentación formada por rocas:

- Observación minuciosa de los afloramientos de roca en la zona y proximidad del sitio elegido para el terraplén, con el propósito de identificar formaciones; fallas, sistemas de agrietamientos, grado de intemperismo, etc.

- En el sitio de la presa, limpieza superficial de los sectores cubiertos por suelos o escombros, obteniendo muestras de cortes hechos con picos y palas para observar la estructura del material y clasificarlos.

- Si la formación es ígnea o metamórfica, debe examinarse la alteración superficial, en ranuras abiertas con herramientas de mano, para estudiar la disposición, módulo y relleno de grietas, así como su rumbo, y echado.

- Si la formación es sedimentaria, las zanjas abiertas manualmente deben ser lo suficientemente profundas para descubrir:

- * Síntomas de karsticidad en rocas calizas

- * Presencia de estratos diferentes en la formación estratificada definiendo su buzamiento, y las características de las lutitas o margas en su caso.

- * Resistencia y estructura de tobas volcánicas.

- * El sistema de agrietamiento que afecta a cualquier macizo, así como las características del material de relleno.

La posibilidad de fallas tectónicas en el sitio y su vecindad, debe investigarse mediante zanjas y ranuras excavadas con herramienta manual.

2.2 Exploraciones en Suelos

La exploración de suelos será orientada con el objeto de identificar los problemas de la cimentación, mediante un programa de trabajo que permita partir de un número mínimo de sondeos para identificar los problemas de la cimentación y complementar el estudio en etapas sucesivas, evitando gastos innecesarios.

La exploración será efectuada con herramienta manual, equipo de penetración estándar y el cono holandés. En ciertos casos, por las características especiales de la cimentación de la presa y la importancia de la obra se requiere ampliar la investigación empleando perforadora rotatoria.

3.0 EQUIPO DE EXPLORACION

El equipo mínimo de exploración que se recomienda está conformado por:

- Penetración estándar.
- Penetrómetro holandés.
- Veletas.
- Placas y gato (prueba de carga).
- Barreras y posteadoras.
- Anclas helicoidales.
- Herramientas: Muestreadores Shelby de 5 y 10 cm. de diámetro, picos, palas, martillos, etc.

En caso que la importancia de la obra y/o las condiciones especiales de la fundación lo requieran se utilizará equipo de perforación rotatoria.

GEOLOGIA

1.0 GENERALIDADES

Los detalles de la geología del sitio, deben ser conocidos antes de que puedan ser planteados esquemas razonables del proyecto y antes de que puedan ser desarrollados diseños preliminares y costos estimados.

Si una característica geológica adversa permanece sin ser detallada durante las fases de diseño y construcción; permanece el potencial de falla durante la operación de la obra en los siguientes años (Deslizamiento de Tablachaca "Derrumbe N° 5"), una de las primeras tareas que debe realizar el geólogo será de coleccionar y analizar toda información geológica existente sobre el proyecto. Así por ejemplo, los planos geológicos preparados por el Ingemmet (Instituto Geológico Minero y Metalúrgico) a escala 1/100,000, son de gran utilidad en la fase preliminar del estudio geológico, porque permite conocer las unidades geológicas del área correspondiente al vaso y boquilla, así como la presencia de fenómenos geodinámicos tales como fallas, sistemas de fracturamientos, sectores afectados por deslizamientos, etc.; que pueden de una u otra manera influir en la localización del eje de la presa y del vaso del reservorio.

2.0 ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD

El ingeniero geólogo posiblemente pueda jugar su más importante rol en las primeras etapas de la selección del sitio durante el estudio de factibilidad.

En esta etapa es examinada la geología general para identificar las más grandes características adversas tales como, fallas regionales, profundidad del intemperismo, calizas karsticas, antiguos deslizamientos, etc.

Las peores áreas son eliminadas y los mejores sitios son estudiados en mayor detalle.

2.1 Geología del Vaso

Los aspectos principales que se deben tener en cuenta cuando efectúa el estudio geológico del vaso son dos :

2.1.1 Permeabilidad del vaso.

En algunos casos el fracturamiento del basamento rocoso del vaso, originado por una actividad tectónica, y en otros la presencia de estratos de suelos permeables, conectados con cuencas vecinas, han determinado pérdidas considerables por fugas

que hacen peligrar la utilidad del reservorio.

Sobre este problema se pueden mencionar muchos ejemplos ocurridos en el pasado, entre los que se tienen los siguientes casos ocurridos en Mexico:

- Presa San Idelfonso

Tipo de Presa: Enrocamiento con pantalla de concreto en cara aguas arriba

Volumen total: 52'000,000 m³ de almacenamiento.

Geología del vaso : Tobas fracturadas por tectonismo.

El fracturamiento tectónico provocó una permeabilidad secundaria localizada importante, que determinó fugas de agua de hasta 2.2 m³/seg. que ponían en peligro la estanqueidad del vaso. Los reconocimientos efectuados en varios kilómetros por el cauce aguas abajo de la presa, no encontraron afloramiento de agua; pero se observó que por las grietas abiertas se filtraba el agua a profundidad con flujo vertical. cabe mencionar que el nivel de saturación regional es muy profundo, lo que fue verificado con una perforación de 234 m efectuada en el sitio de la presa.

- Presa Huichapan

Tipo de Presa: Enrocamiento con losa de concreto en cara aguas arriba.

Capacidad Total de Almacenamiento: 25'000,000 m³

Geología del Vaso: Tobas fracturadas presencia de fallas que cruzan el vaso

Las perforaciones efectuadas para estudiar el espesor de las tobas verificaron el grado de fracturamiento de esta roca, y determinaron que el nivel freático era muy profundo. Teniendo en cuenta las condiciones de permeabilidad de la cimentación de la presa, los proyectistas colocaron una pantalla de inyecciones para controlar las fugas del agua en dirección horizontal, sin embargo, cuando se pretendió almacenar agua en este reservorio por primera vez, no hubo retención de agua porque ésta se filtraba a través de las grietas siguiendo un flujo vertical. Es decir, que no fue útil el tratamiento minucioso que se efectuó con inyectado, en la cimentación de la presa.

El reconocimiento aguas abajo de la presa, por el cauce, no encontró afloramientos en varios kilómetros.

Teniendo en cuenta que el fracturamiento afecta todo el vaso, no se pudo aplicar ninguna medida correctiva, constituyendo este caso, un fracaso total para constituir un reservorio por las malas condiciones geológicas del vaso.

2.1.2 Probables deslizamientos de las laderas que rodean al vaso.

Otro aspecto que debe estudiar el geólogo en el vaso, se relaciona con los deslizamientos que pueden ocurrir por la modificación de las condiciones hidráulicas de los suelos y rocas que conforman las laderas que rodean al vaso, al subir el nivel del agua del reservorio.

Cualquier deslizamiento de relativa importancia que cayera en el reservorio, podría causar un desbordamiento del agua por la corona de la presa, con consecuencias impredecibles para la estabilidad y/o integridad de la estructura.

2.2 Geología de la Boquilla

Los reconocimientos de campo con la ayuda de fotos aéreas, es la mayor herramienta de exploración. Las calicatas y trincheras son de gran utilidad para examinar la cubierta de suelo y la roca meteorizada. La investigación geofísica es también empleada durante esta fase en muchos casos, usualmente geosísmica y ocasionalmente la geoeléctrica.

El producto final de esta fase de exploración, es una sección de corte geológico preliminar del valle, mostrando la topografía cubierta del suelo, profundidad de meteorización, configuración de la forma del valle y depósitos y la estructura de la roca.

En el informe de factibilidad de ingeniería geológica, está incluido el mapa geológico del área con la sección del corte geológico.

El informe incluye una descripción de la geología regional, la geología del sitio, condiciones de la cimentación, la disponibilidad de materiales de construcción (arcilla, arena para filtros, roca para enrocados, agregado de concreto y riprap); y tratamiento de la fundación (profundidades de excavación e inyectado).

Los diferentes sitios potenciales de presa son comparados y son recomendadas exploraciones adicionales para uno o dos sitios seleccionados.

3.0 ESTUDIOS DEFINITIVOS

El programa de exploraciones incluirá perforaciones, calicatas, trincheras con el objeto de obtener información suficiente para el ingeniero proyectista.

Algunas de las exploraciones pueden ser efectuadas para aclarar dudas sobre una determinada interpretación geológica, lo cual beneficiará en una mejor ubicación del eje de la presa, la profundidad requerida de excavación, la necesidad de inyectado, o quizás la existencia de un problema de deslizamiento potencial.

El ingeniero geólogo debe estar en constante comunicación con el ingeniero proyectista durante el período de exploración; evaluando los problemas potenciales que surgieran y discutiendo sobre el programa de ensayos que debe ser realizado:
Ensayos de permeabilidad, ensayos de inyecciones, estudios geofísicos adicionales, etc.

4.0 FASE DE CONSTRUCCION

La presencia del ingeniero geólogo durante la construcción es importante porque, debe evaluar las condiciones de la roca expuesta, verificar las suposiciones de diseño y estudiar cualquier nueva característica descubierta: falla, manantial, profundidad del intemperismo, etc.; llamando la atención de los diseñadores sobre cualquier posible implicancia adversa.

5.0 CARACTERISTICAS GEOLOGICAS ADVERSAS ESPECIALES

El ingeniero geólogo es responsable de la investigación e identificación por la presencia de capas de materia orgánica, cavernas karsticas, o de una importante falla y, todo ello será descubierto mediante el mapeo geológico, auxiliado con estudio de fotos aéreas, perforaciones, calicatas, trincheras y galerías.

Hay sin embargo, dos características que no son fáciles de detectar y son las causas de fallas de obras como las presas.

Ellos son el corte de foliación en rocas metafórficas y la grieta de milonita de esquisto en rocas sedimentarias.

5.1 Zona de Corte de Foliación

La zona de corte de foliación ha sido responsable de un sinnúmero de problemas de diseño y construcción de desarrollos hidroeléctricos en rocas metamórficas.

El espesor de las zonas de corte es casi de algunos centímetros cortando el relleno y la roca triturada. Las zonas de corte son continuas y tienen una extensión de varias decenas de metros, hasta centenas de metros.

Las zonas de corte de foliación crean una debilidad direccional en la roca, en la que la resistencia al corte, es debido enteramente, al ángulo de fricción residual del material triturado, el cual, a su vez es función del tamaño del grano y los minerales componentes. Los valores de ϕ pueden estar en el rango de 15° a 25°, pero pueden ser más bajos.

Si el ingeniero geólogo sospecha la presencia de una zona de corte paralela a la foliación, discutirá con los proyectistas los posibles efectos que pueden tener dichas zonas sobre la resistencia al deslizamiento, estabilidad de los estribos, y el tratamiento de la cimentación. La orientación de la zona de corte es crítica y puede ser asumida como paralela a la foliación. Las exploraciones mediante galerías o pozos, han probado que son las más efectivas para verificar la posible ocurrencia de dichos fenómenos geológicos.

5.2 La grieta de milonita de esquisto

La grieta de milonita de esquisto no es más que una zona de corte de un plano estratificado. Como en los cortes de foliación, este es causado por movimientos diferenciales entre lechos adyacentes (rocas sedimentarias en este caso), debido a plegamiento o esfuerzos de alivio.

El cortante es concentrado en el lecho blando (usualmente esquisto, pero ocasionalmente una delgada bentonita o lignito), el cual, es rodado por areniscas y calizas.

La milonita triturada es denominada usualmente como milonita de esquisto. La zona es usualmente de solamente 2.5 cms. de espesor pero, su extensión puede llegar de varias decenas a centenas de metros. La resistencia al corte es cercana al valor de la fricción residual de 10° a 20° o más baja, dependiendo esto del porcentaje del material de arcilla y del tipo del mineral de arcilla.

Obviamente, la resistencia al deslizamiento de una presa puede ser afectada adversamente por la ocurrencia de una capa horizontal de grieta de milonita en la cimentación.

TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION

Por: Ing. Miguel de la Torre Sobrevilla
Sub-Gerente de Estudios
ELECTROPERU

INTRODUCCION

El tratamiento de la cimentación para núcleos de presa de tierra y enrocado, tiene por objeto asegurar un apoyo estable para las condiciones de carga de la estructura que se construye, así como controlar las filtraciones que pueden afectar la seguridad de la presa.

El tratamiento de la cimentación incluye el cauce, así como las laderas comprometidas por la base de la presa. Los ingenieros que intervengan en dichos trabajos deben resolver todos los problemas durante el proceso de tratamiento, porque la experiencia enseña que las medidas correctivas que se aplican cuando la presa está en operación, son onerosas, y en algunos casos se han abandonado las obras, porque los esfuerzos para controlar las filtraciones, son inútiles.

1.0 CIMENTACION EN ROCAS BLANDAS

Las rocas blandas como pizarras, lutitas, arcilla, areniscas, conglomerados y piroclásticas, etc., pueden plantear serios problemas de estabilidad a la estructura, cuando han permanecido en estado seco, y repentinamente son saturados al entrar en operación la presa. Estas condiciones obligan a tomar previsiones en las fases de diseño y construcción, para eliminar los riesgos de ablandamiento y desintegración del material, por efecto de la saturación.

Por otro lado, las calizas originan problemas de permeabilidad, como consecuencia de la presencia de canales y cavernas de disolución difíciles de localizar y tratar.

2.0 CIMENTACION EN ROCAS VOLCANICAS Y PIROCLASTICAS

Las rocas volcánicas y piroclásticas como basaltos, tobas, brechas y aglomerados principalmente, pueden plantear problemas de asentamientos diferenciales, cuando el material que rellena sus fracturas (cenizas volcánicas o materiales brechosos), es saturado.

También, pueden ocasionar filtraciones peligrosas, cuando el flujo establecido del agua a través de la cimentación, pasa a través de las fracturas abiertas o cuando el material de relleno es eliminado por erosión.

Es preciso tener en cuenta que solamente en la etapa de limpieza y excavación de la cimentación de la presa, se pueden conocer los detalles geológicos menores, que en la mayoría de los casos, no pueden ser detectados durante la exploración en la fase de estudios.

Es en este momento donde se podrá definir el tratamiento final que se requiere.

3.0 CARACTERISTICAS GEOLOGICAS QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ROCAS DE CIMENTACION DE UNA PRESA

a) **Estratificación:** La sucesión de estratos puede contener capas débiles o permeables, que afecten la resistencia de la cimentación o la estanqueidad del vaso respectivamente.

b) **Plegamientos:** En algunas rocas las fracturas de esfuerzo cortante permiten un regular flujo del agua subterránea a través de la masa de roca de la cimentación.

c) **Fallas y zonas afectadas por fracturas de esfuerzo cortante :** El agua infiltrada en la cimentación a través de fracturas abiertas, pueden evacuar cantidades apreciables de agua de reservorio; en otros casos el material que rellena las fallas, puede ser removido por el flujo de agua subterránea, afectando la cimentación de la presa con fenómenos de tubificación.

d) **Cavernas y canales de disolución**

e) **Fracturamiento de rocas:** En boquillas escarpadas y de gran altura, como consecuencia de alivio de esfuerzos o reajuste de asentamientos.

f) **Deslizamientos rápidos o lentos:** Afectando masas de taludes de ladera, formados por materiales compuestos de suelos y rocas intemperizadas. Estos fenómenos generalmente son ocasionados por la presencia de flujos de agua que altera el equilibrio de las fuerzas actuantes en el talud de las laderas.

4.0 TIPOS DE FALLAS QUE AFECTAN A LAS PRESAS DE TIERRA Y ROCA

4.1 Características principales de la Presa de Tierra y Roca

Las presas de tierra y roca están definidas por las siguientes zonas específicas:

4.1.1 Zona Impermeable

Constituye el elemento impermeable del cuerpo de la presa y está formado generalmente por una masa compacta de arcilla, limo, grava y arena.

4.1.2 Filtro aguas arriba de la zona impermeable

Tiene la función de sellar cualquier grieta que presente la zona impermeable, desplazándose bajo la acción del flujo de agua.

4.1.3 Filtro aguas abajo de la zona impermeable

Esta capa impide el arrastre de las partículas del material de la zona impermeable, así también, proporciona suficiente drenaje para evacuar rápidamente el agua que se filtra a través del núcleo.

4.1.4 Respaldo Permeables

Tienen como objetivo principal asegurar la estabilidad de la estructura.

4.1.4.1 El respaldo permeable de aguas arriba proporciona protección contra el vaciado rápido y sirve de defensa contra el oleaje.

4.1.4.2 El respaldo permeable de aguas abajo proporciona defensa contra la acción erosiva de la lluvia y asegura una línea de saturación baja.

5.0 TIPOS DE FALLAS QUE AFECTAN LAS PRESAS DE TIERRA Y DE ENROCADO

a) Tubificación en la zona de material impermeable, así como, en su contacto con la cimentación.

b) Agrietamientos en el cuerpo de la presa, pueden ser:

Longitudinales.- Ocurren en dirección paralela al eje de la presa, como resultado de deformaciones diferenciales de la cimentación, o diferencias de compresibilidad de una sección compuesta.

Transversales.- Son las más peligrosas y ocurren cuando los estratos compresibles de la cimentación, tienen cambios bruscos de compresibilidad. También se presentan cuando la boquilla ofrece cambios fuertes de pendiente en los empotramientos, originando

deformaciones diferenciales en el material impermeable y formación de agrietamientos en zonas próximas a la corona encima de dicho sector.

c) Deslizamientos de taludes durante la construcción u operación de la presa.

d) Desbordamiento sobre la corona de la presa por la insuficiencia de capacidad del vertedero.

5.1 Tratamiento de la Cimentación

5.1.1 Casos de Cimentaciones

5.1.1.1 El basamento rocoso está expuesto o se encuentra a poca profundidad

La limpieza deberá ser efectuada eliminando todos los materiales indeseables, tales como, tierra vegetal, depósito de ladera, roca intemperizada, depósitos de acarreo fluvial, etc.

Esta limpieza debe ser más exigente en la zona de contacto del núcleo impermeable, a lo largo del eje de la presa; para lo cual se eliminarán las rocas superficiales intemperizadas hasta encontrar roca sana. En caso que la limpieza no consiga eliminar la roca agrietada o cavernosa a una profundidad razonable; entonces, será necesario construir una trinchera o dentellón, para interceptar sistemas de grietas, fallas estratos de roca permeable, juntas de contacto entre formaciones geológicas, etc., con el propósito de controlar zonas potenciales de fuerte filtración, las cuales pueden transmitir presiones hidrostáticas peligrosas a la cimentación y laderas.

5.1.1.2 El basamento rocoso se encuentra a una profundidad accesible, cubierto por potentes depósitos aluviales permeables

Remover en el área de la cimentación todos los materiales inestables que pueden originar asentamientos o deslizamientos que pueden afectar la estabilidad de la presa, como consecuencia de la alta compresibilidad o baja resistencia al esfuerzo de corte que ofrecen suelos como, las turbas, limos o arenas en estado suelto, mantos de arcilla. La presa debe estar apoyada sobre formaciones permeables compactos.

Paralelamente con la limpieza, se excavará una trinchera hasta alcanzar el basamento rocoso según como se indican en los planos respectivos, cuyo objeto es disminuir apreciablemente el volumen de filtraciones que discurren a través de los estratos permeables de la cimentación.

5.1.1.3 El basamento rocoso se encuentra a una gran profundidad.

Para tratar este caso se presentan varios métodos constructivos:

- Excavación de una trinchera hasta una profundidad que permita cimentar sobre estratos de menor permeabilidad.

- Construcción de un blanket impermeable como una prolongación hacia aguas arriba del núcleo de la presa.

El material impermeable compactado colocado aguas arriba, tiene por objeto, asegurar que las filtraciones a través de las formaciones permeables de grava y arena, tengan trayectorias que permitan un gradiente hidráulico que impida la formación de fenómenos de tubificación, aguas abajo de la zona impermeable de la presa. Generalmente, este accesorio está complementado con una capa de drenaje y filtro colocado aguas abajo del núcleo, para controlar la subpresión originada por las líneas de flujo ascendentes

Un ejemplo de la aplicación del blanket impermeable se tiene en la presa Abelardo Luján Rodríguez, en Sonora, México.

- Construcción de una pantalla de impermeabilización con inyecciones de lechada de cemento.

Cuando las formaciones aluviales son homogéneas y están compuestas principalmente de gravas y arenas y, previo a un análisis de alternativas con el empleo del blanket impermeable; es posible la construcción de una pantalla impermeable con inyecciones de lechada de cemento y algunos aditivos como arcilla y bentonita. Estas inyecciones son válidas cuando la permeabilidad del medio que se tratará es mayor de $k = 10^{-3}$ cm/seg. Cuando la permeabilidad es menor a este valor, se recomienda el empleo de inyecciones químicas con la aplicación de silicato de sodio o cloruro de etilo.

6.0 ETAPAS DEL TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION

6.1 Limpieza de la cimentación

- Eliminar materiales suaves erosionables, así como, los permeables que pueden ser vías de filtración. Este trabajo se hace con pico y pala.

- Remover rocas muy fracturadas, así como, aquellas que tenga un alto grado de intemperismo o alteración química. La zona central de material impermeable, debe quedar en contacto directo con roca sana, estable e impermeable.

- Limpiar la superficie expuesta mediante el uso de agua y aire a presión.

- Eliminar partes salientes muy pronunciadas de roca, así como, rocas desprendidas y taludes en contrapendiente, mediante pequeñas cargas explosivas; con el objeto de obtener una superficie firme y ondulada que facilite los trabajos de compactación de las primeras capas del material impermeable.

- Luego de la limpieza y tener expuesta la roca, se procederá al tratamiento de las grietas más importantes. Para ello, se procederá a remover los materiales del relleno (arcillas, gravas, arenas) , y luego, rellenarlas de mezcla de concreto simple. En cada una de estas

grietas dejar tubos para inyectado de lechada de cemento a presión.
Las fisuras medianas y pequeñas, deben cerrarse con mortero de cemento y arena.

6.2 Tratamiento de Accidentes geológicos importantes

6.2.1 Fallas y zonas de influencia

Cuando el material de relleno de falla es poco compacta o permeable, es conveniente removerlas en toda la zona de contacto del núcleo impermeable hasta encontrar materiales compactados no erosionables y luego inyectarlas.

Si la falla es normal o diagonal al eje de la presa, de gran espesor, profundidad y con relleno permeables será preciso cortarlas con uno o varios dentellones, según la importancia de la falla y de la carga hidrostática que existía.

6.2.2 Cavernas, conductos de disolución

El tratamiento es de acuerdo a la localización y dimensiones de los conductos que afectan la cimentación de la presa.

Si los conductos de disolución son pequeños, deberán ser rellenados con concreto simple y luego inyectarlas con lechada de cemento o mortero de arena y cemento. En el caso de grandes cavernas, deberán limpiarse si están rellenas de arcilla u otros materiales y luego de examinarlas cuidadosamente, sobre todo las ramificaciones que podrían constituir vías de agua; deberán ser rellenas de concreto simple para impermeabilizar y consolidar.

Los sumideros que generalmente presentan las calizas y que se encuentran en el área de la cimentación, deben ser examinados cuidadosamente, con el objeto de determinar su magnitud; luego deben ser limpiados hasta donde sea posible, de materiales permeables o impermeables, para colocar un filtro invertido empleando piedra, grava y arena, hasta cubrirlas con material impermeable.

En el caso de sumideros pequeños, se pueden obturar con un sello de concreto simple, siendo recomendable este método, para los casos que se ubican en el contacto con el medio impermeable.

6.2.3 Inyectado de la cimentación

El tratamiento tiene dos objetivos fundamentales:

- a) Impermeabilización de la cimentación.
- b) Consolidación de la roca de cimentación

Los detalles de este trabajo se mencionan en el reporte titulado "Prácticas de inyectado en macizos rocosos", publicado por el autor.

6.2.4 Preparación de la superficie de la cimentación para el inicio de la compactación de las primeras capas del núcleo

Luego de efectuadas la limpieza, el tratamiento de los accidentes geológicos y los trabajos de inyectado, se procederá a rellenar con concreto simple todas las aberturas juntas, que pueden ser vías de agua que provoquen el fenómeno de erosión interna.

Asimismo, se deben recubrir con una capa de concreto simple aquellas rocas que se intemperizan fácilmente, tales como, pizarras, algunas tobas, lutitas, etc.

Luego de haberse corregido todos los defectos geológicos superficiales que presenta la roca de cimentación, se efectúa el tendido de la primera capa de material impermeable.

Para eliminar las deficiencias de compactación de la primera capa se emplean rodillos neumáticos pesados, con las que se pueden formar fácilmente capas hasta de 30 cms. de material suelto, dado que este rodillo se adapta mejor a las sinuosidades que presenta la cimentación luego del tratamiento, con lo que se obtiene una mejor compactación.

Una alternativa al rodillo neumático, es el empleo de un tractor de 230 HP o similar para formar y compactar capas de arcilla de 30 cms.; este trabajo se completará con 15 pasadas de rodillo pata de cabra.

En el área de las laderas, el material impermeable será compactado con pisones neumáticos, con un grado de compactación de 95% y, humedad mayor que la óptima.

7.0 PRACTICAS DE INYECTADO EN MACIZOS ROCOSOS

7.1 Empleo del Inyectado

a) Es desarrollado con mucha frecuencia para reducir las filtraciones a través de materiales que conforman la cimentación de una presa o a través de materiales que rodean a estructuras de ingeniería como túneles.

b) Para incrementar la resistencia de materiales de fundación con una capacidad portante que impide soportar la estructura proyectada.

c) Para rellenar vacíos en las zonas de contacto entre la estructura construida y el basamento rocoso que sirve de cimentación, formados por las irregularidades que puede presentar la superficie de cimentación, así como por la contracción del concreto.

d) Rellenar juntas de construcción en estructuras de concreto, para unir bloques de concreto adyacentes que les permitan actuar como una sola unidad.

7.2 Materiales de Inyección

7.2.1 Cemento Portland

La experiencia ha demostrado que el cemento mezclado con agua, proporciona la mezcla más satisfactoria para inyectado en la mayor parte de los trabajos. Existen varios tipos de cemento portland, cada uno de los cuales es usado para determinadas condiciones específicas.

Tipo I. Es empleado en los casos donde no se requiera el empleo de propiedades especiales del cemento.

Tipo II. Es empleada en la construcción expuesta a una acción moderada de sulfatos o cuando se requiere una baja generación de calor.

Tipo V. Para uso en obras donde se requiera una alta resistencia a los sulfatos.

Tipo IP. Es un cemento puzolánico empleado en obras que requieran alta resistencia a las aguas agresivas (aguas de mar, aguas negras, etc.)

Tipo IS. Con agregado de escoria y empleado para obras similares al indicado para IP.

Los tipos I y II son empleados en la mayoría de los trabajos de inyectado en el Perú, mientras que los tipos IP, IS y V son empleados en el inyectado de casos especiales.

7.2.2 Filler

Considerando el alto costo de la mezcla agua/cemento, se emplean como fillers varios materiales como arena, arcilla, bentonita con el propósito de reducir los costos.

La arena para uso en inyectado es más fina que la empleada como agregado para concreto. El Cuerpo de Ingenieros de U.S.A. recomienda en su especificación CE-1305.01 la siguiente granulometría:

MALLA	% PASA
8	100
16	95 - 100
30	60 - 85
50	20 - 50
100	10 - 30
200	0 - 5

7.2.3 Acelerantes

Son empleados en unos casos para limitar la trayectoria del inyectado en formaciones que pueden tomar excesiva cantidad de mezcla, o para cerrar filtraciones que ocurren a gran distancia del barreno de inyección.

7.3 Dosificación de la Mezcla de Inyectado

La práctica recomienda que la mezcla inicial de agua/cemento en volumen será :

3:1 Cuando la mayoría de las grietas tiene un espesor promedio de hasta 0.75 mm.

1:1 Cuando la mayoría de las grietas tienen un espesor comprendido entre 1.25 a 2.5 mm.

0.8:1 Cuando algunas grietas son más anchas que 2.5 mm.

No se recomienda mezclas con la proporción 5:1 y más delgadas que esta, porque ha sido comprobado que producen inyectados no durables.

Generalmente, el inyectado de mortero se emplea para el relleno de grandes vacíos de la cimentación rocosa, tales como cavidades y grandes fisuras.

Cuando el mortero tiene una proporción de 2:1 (arena/cemento) en volumen, puede ser bombeado sin el empleo de aditivos. Asimismo, si el mortero tiene una proporción de 3:1 (arena/cemento) en volumen, puede ser bombeado sin el empleo de aditivos, si el 25% o más de la arena pasa la malla 100.

7.4 Presiones de Inyectado

7.4.1 Práctica Americana

La práctica Americana está representada por los trabajos realizados por el Bureau of Reclamation y por el Corps of Engineers, quienes tienen desarrollados criterios para la aplicación de presiones en los programas de inyectado de las cimentaciones de diferentes estructuras.

El Bureau of Reclamation de U.S.A. emplea tres tipos de presiones de inyectado, en la construcción de grandes presas:

a) Inyecciones de baja presión

Empleado para inyecciones de consolidación de la fundación cerca a la superficie para cualquier tipo de presa.

Los barrenos de inyecciones de baja presión tienen profundidades que varían de 3 a 15 m.; mientras que las presiones de inyectado varían de 1.5 a 10.5 kg/cm², dependiendo del tamaño y tipo de la estructura y de las condiciones de la cimentación.

b) Inyecciones de presión intermedia

En presas de concreto, los barrenos de las inyecciones de presión intermedia, son perforados aguas arriba del borde de la estructura. La longitud de estos barrenos varían de 15 a 30 m. dependiendo de las condiciones geológicas y geotécnicas

encontradas; mientras que las presiones de inyectado dependen del peso de la estructura sobre la cimentación en el momento del inyectado, así como de la estructura geológica y resistencia de la roca de fundación. Usualmente el rango de presiones fluctúa de 5 a 30 kg/cm².

c) Inyecciones de alta presión

Es empleado en presas de tierra y concreto, para formar las pantallas de impermeabilización.

En grandes presas de concreto el inyectado es generalmente efectuado desde galerías adyacentes o ligeramente aguas arriba del eje y cercano a la roca de cimentación. Los barrenos son perforados y luego inyectados bajo presiones altas, después que el concreto ha sido colocado a una razonable altura sobre la cimentación.

Las presiones altas empleadas en grandes presas varían de 7 a 35 kg/cm², pero, en algunos casos se emplean presiones superiores a 70 kg/cm², para inyectar secciones de barrenos profundos.

El Corps of Engineers considera que la presión de inyectado, tiene un límite máximo permisible, porque la aplicación de una presión demasiado alta puede levantar y dañar la roca de cimentación o la estructura que soporta. Así, los factores que afectan la selección de la máxima presión admisible son:

- El peso de la roca y de la sobrecarga sobre la zona que será inyectada.
- Tipo de roca, y sus propiedades físicas y mecánicas.
- Peso de estructura cimentada sobre la roca.
- Tratamiento por inyectado que haya recibido la roca en anterior trabajo.

Una regla práctica adoptada por el Corps of Engineers, consiste en considerar que la presión de inyectado en cualquier elevación, no deberá exceder la suma de la carga que ejerce la roca, con la mitad de la carga de material de sobrecarga dispuesta sobre la roca.

Creager, Justin y Hinds sugieren las siguientes fórmulas empíricas, para el cálculo de presiones de inyectado:

-Para roca estratificada - sólida

$$p = h + 1.33 h \left(\frac{h}{900} + \frac{\sqrt{h}}{20} \right)$$

-Para roca estratificada sólida que ha sido inyectada en los tramos superiores.

$$p = h + 1.33 h \left(\frac{h}{400} + \frac{3\sqrt{h}}{40} \right)$$

-Para roca masiva

$$p = h + 1.33 h \left(\frac{h}{100} + \frac{3\sqrt{h}}{20} \right)$$

Donde :

p = presión lb/pulg.²

h = profundidad de la roca hasta la zona que será inyectada

En general el Corps of Engineers recomienda que la presión de inyectado bajo presas, Casa de Máquinas y estructuras similares debe estar en un rango entre 0.35 a 14 kg/cm². Asimismo considera que se pueden emplear presiones superiores hasta llegar a valores arriba de 70 kg/cm², en casos excepcionales.

7.4.2 Práctica Europea

La práctica Europea recomienda presiones de inyectado del orden de 1 kg/cm², por cada metro de roca sobreyacente, por lo que la presión que se aplica es aproximadamente 4 veces más alta que la presión adoptada por la práctica Americana.

Las razones que se esgrime para el empleo de altas presiones son :

- i) Durante el proceso de inyección las presiones abren las fisuras, permitiendo que las partículas de cemento sean depositadas sobre las paredes de las fisuras y cuando la presión es disminuída, entonces hay una tendencia de que las fisuras se cierran produciéndose una unión sólida entre el cemento y roca.
- ii) Bajo presiones altas el inyectado recorrerá trayectorias adicionales en el macizo y esto originará una disminución de barrenos con un sustancial ahorro.
- iii) Cuando una fisura es llenada con material, el desarrollo de presiones durante el inyectado compactará el material formando una estructura; obteniéndose una reducción de la permeabilidad e incremento de la resistencia de la masa de roca bajo tratamiento.
- iv) Durante el inyectado bajo presión, el agua es expulsada de la mezcla, resultando un material de más alta resistencia y una mejor unión entre el cemento y la roca.

7.4.3 Conclusión

En algunos proyectos puede ser apropiadamente justificado aplicar presiones muy altas, mientras que en otros casos son necesarias presiones bajas. Por ejemplo en el proyecto Antrift y Twiste se aplicaron presiones de 2 y 3 kg/cm², mientras que en la presa Pueblo Viejo en Guatemala se aplicaron presiones de 60 kg/cm²; valores que fueron definidos por ensayos de campo y la evaluación de las condiciones geológicas y geotécnicas de la cimentación.

7.5 Espaciamiento entre Barrenos

Las prácticas Europea y Americana consideran que el espaciamiento típico podría empezar con 6.00 m. (barrenos primarios); luego, se perforan barrenos a intervalos iguales entre los barrenos perforados (barrenos secundarios).

El espaciamiento final será definido en base a los resultados obtenidos en el desarrollo del inyectado.

En general, los barrenos de inyección de impermeabilización tienen un espaciamiento final de 3.00 m., considerándose la posibilidad de barrenos adicionales si es requerido.

7.6 Profundidad de los Barrenos

La regla práctica, para el cálculo de las profundidades de los barrenos de inyectado de impermeabilización de una presa en ausencia de información geológica, está dada por la siguiente fórmula:

$$D = \frac{h}{3} + 20$$

Donde :

D = profundidad vertical en m.

h = altura de la presa en m.

La profundidad de los barrenos de las inyecciones de consolidación, está gobernada por las condiciones geológicas y geotécnicas de la roca de cimentación y para las inyecciones de impermeabilización por la carga hidrostática que estará sujeta la cimentación, de manera que la profundidad de la pantalla de inyecciones incremente la longitud de la trayectoria del flujo de agua subterránea.

7.7 Conclusiones

La técnica de inyectado de macizos rocosos con mezclas agua/cemento, permite resolver múltiples problemas que presenta la fundación de una estructura; disminuyendo las filtraciones subterráneas, incrementando la resistencia de rocas que subyacen a la estructura y otras aplicaciones relacionadas con obras de diferentes proyectos de Ingeniería.

Las recomendaciones que se formulan y tomadas de la práctica que se desarrolla en el Perú y en otros países del mundo, deben ser entendidos como una guía y no como una regla rígida, porque cada proyecto de inyectado debe estar desarrollado en base a las características geológicas y geotécnicas del sector que será tratado, así como de las características de la obra que estará cimentada en el sitio.

REFERENCIAS

- Littlejohn G.S. (1982) "Design of Cement Based Grouts" A.S.C.E. Geotechnical Engineering Specility Conference, New Orleans.
- U.S. Army Corps "Pressure Grouting Fine Fissures" of Engineers Technical Report N°6-437, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., October , 1956.
- Elston, J.P. Cement and Clay Grouting of Foundations Suggested Specifications for Pressure Grouting" Journal of the Mechanics and Found. Div.Proc. ASCE, pp. 1548-1530 Feb.
- Cambefort , H. "The Principles and Applications of Grouting", Quart Journal of Eng. Geol., Vol. 10, 1977, pp. 57-95.
- Task Comittee on "Cement Grouting, Progress Report Cement Grouting Proc.ASCE, Vol. 88, N° SM2, 1962, pp 49-97
- Wallace, B.J. "Foundation Practices for Talbingo and Hilton, J.I. Dam", Austraulia, Proc. ASCE, Vol 98, N° SMIO, 1972, pp 1080-1098
- Houlsby, A.C., "Engineering of Grout Curtains to Standards", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 103, N° GT9, Proc. Paper 13214, Sept. 1977, pp 953-970.
- Friedrich, K.E. Rock Grouting With emphasis on dam sites, Springer - Verlag, Berlin, 1985.

ANALISIS DE FILTRACION A TRAVES DE PRESAS DE TIERRA

Por: Ing. Alfonso Prialé Jaime
Consultor

INTRODUCCION

La teoría de escurrimiento o filtración de agua a través de una presa de tierra se basa en condiciones de frontera que hay que definir pragmáticamente antes de comenzar el análisis macro del problema, sea por limitaciones inherentes a la confiabilidad de la información disponible o simplemente, por razones de la simplificación que en ese sentido conviene hacerle. Es decir, se partirá primeramente de la aplicación en extenso de la ley de Darcy expresada por la fórmula:

$$q = k.i.A$$

donde:

- q = gasto unitario
- k = coeficiente de permeabilidad del medio a atravesar
- i = gradiente hidráulico
- A = area transversal

que es fórmula válida para flujo laminar a través de un medio poroso y homogéneo, flujo laminar que sólo será posible cuando se tengan velocidades pequeñas (Número de Reynolds menor que el valor crítico). Se hará en segundo término uso de la ecuación general de continuidad de Laplace con h como función armónica:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Ecuación aplicable a suelos anisotrópicos, saturados con régimen tridimensional establecido (flujo de agua que no modifique la estructura del suelo), pero que para continuar con las simplificaciones antes mencionadas, se igualarán las permeabilidades en todas las direcciones, es decir:

$$k_x = k_y = k_z = k$$

Con lo cual se está en primer término considerando que el suelo es isotrópico y que como conviene comenzar con un análisis bidimensional del problema, se reducirá finalmente la ecuación de continuidad a la siguiente expresión:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Ecuación que ya de por sí resulta de fácil manejo en el análisis del flujo de agua a través de presas de material homogéneo o su cimentación, en especial por el método gráfico.

1.0 REDES DE FLUJO

A principios de siglo, Forchheimer desarrolló las bases para el indicado método gráfico que se conoce actualmente con el nombre de Método de las Redes de Flujo, posteriormente Arthur Casagrande en 1937 publica su notable trabajo "Seepage through Dams" que revoluciona el análisis de la filtración de agua a través de presas que hasta esa fecha se hacían únicamente en base a las reglas empíricas de Bligh y Lane. Es así como a partir de ese momento, el procedimiento normal de trabajo que se siguió por todos los ingenieros en el análisis de los problemas de filtración, fue el del método gráfico indicado, al principio dibujando a mano las correspondientes redes de flujo y últimamente recurriendo a programas de computadora más o menos sofisticados que incluyen procedimientos basados, tanto en el método de "elementos finitos" como en técnicas que resuelven iterativamente por el método de "diferencias finitas", las ecuaciones diferenciales asociadas.

El ejemplo más simple de una red de flujo es el mostrado por el tablaestacado de la Fig. 1, en el cual se han trazado las líneas de flujo en línea llena y las líneas equipotenciales en línea de elementos, donde además las condiciones de frontera establecen que AB y CD son líneas equipotenciales (la máxima y la mínima respectivamente), así como que AEC y FG son líneas de flujo (la más corta y la más larga respectivamente).

Asímismo, tratándose de un flujo bidimensional a través de un suelo homogéneo (isotrópico), donde cualquiera de los elementos $J_1 K_1 N_1 M_1$; $N' M' J' K'$ y $N_2 M_2 J_2 K_2$ serán las figuras "cuadradas" con dimensiones $l_1 = b_1$; $l' = b'$ y $l_2 = b_2$ formadas por pares de línea de flujo adyacentes y líneas equipotenciales consecutivas, que asemejan cuadrados con sus cuatro esquinas en ángulo recto.

A. Casagrande hace las siguientes recomendaciones para el trazado a mano de una red de flujo:

- 1.-Formarse en la mente una idea clara de como será la red a dibujar, para luego dibujarla una y otra vez hasta llegar al trazado satisfactorio.
- 2.-Para el primer intento sólo será necesario trazar cuatro o cinco canales de flujo para no distraer la atención en el dibujo de muchas figuras "cuadradas", a las que por lo demás podrá llegarse después dividiendo cada cuadrado grande en cuatro más chicos (ver Fig. 2 (c)).

3.-Cuidar que toda la red en su conjunto sea consistente, no ajustando detalles antes de que toda ella esté aproximadamente correcta.

4.-Evitar dibujar transiciones demasiado bruscas entre las secciones rectas y curvas de las líneas de flujo o de las líneas equipotenciales.

5.-Cuidar por lo mismo, que todas las transiciones sean suaves, ya sea de forma elíptica o parabólica, así como que en cada uno de los canales de flujo cambien gradualmente los tamaños de los cuadrados (mayores en los extremos y menores en el centro).

En su artículo "Seepage through Dams", Casagrande proporciona instrucciones más explícitas para el trazado de una red de flujo, a las que se ha llamado por eso mismo "procedimiento de las pruebas explícitas". Un ejemplo de este procedimiento de trazado se muestra en la Fig. 2.

Se comienza trazando una línea de flujo de prueba (que puede ser también una equipotencial) adyacente a la línea de flujo (o equipotencial) que corresponda a una condición de frontera pre-establecida. Caso de la línea de flujo trazada en línea gruesa en la Fig. 2 (a), la cual tendrá carácter provisional y por tanto servirá para el primer ejercicio de trazado de la red de flujo correspondiente. Se comenzará este primer intento con el trazado de las figuras cuadradas entre ambas líneas de flujo que luego se completarán hacia abajo, dibujando toda la red con figuras cuadradas como las A, B, C, D, E, y F, sin prestarle mayor atención a la línea de flujo del fondo, conforme se muestra en la Fig. 2 (a). Por supuesto que esta primera red así trazada no será la correcta y por tanto el dibujo se recomienda hacerlo con líneas suaves para poderlas corregir mas adelante: caso por ejemplo del cuadrado E que está por debajo de la línea de fondo, lo cual se debe a que los cuadrados como el A y subyacentes resultan demasiado grandes con relación a los marcados como B y siguientes.

Para una primera corrección de esta anomalía, se retrazará la línea de prueba original según se muestra en la Fig 2 (b), donde sin embargo el último canal del flujo resulta todavía no ser el correcto. Para corregir la red así trazada se deberá dibujar otra línea de prueba intermedia, entre los dos primeros trazos, según se muestra en la red resultante de la Fig. 2 (c) que ya está muy cerca de ser la correcta y donde la línea de fondo no tiene que ser necesariamente una línea de flujo de la red trazada, pero que por lo menos deberá ser consistente con las otras líneas de flujo de la red. En nuestro caso el cuarto canal de flujo trazado por debajo de la línea de frontera deberá ser eliminado, quedando finalmente la red con los 3.1 canales de flujo así dibujados.

La línea de prueba (o provisional) pudo no ser una línea de flujo, sino una línea equipotencial adyacente al eje de simetría como se muestra en la Fig. 2 (d), que para un trazador de redes de flujo experimentado puede ser la mejor opción para comenzar el "procedimiento de pruebas explícitas" aquí explicado.

2.0 CALCULO DEL CAUDAL DE FILTRACION Y DE LA SUBPRESION

Por razones didácticas conviene hacer este cálculo para el flujo por un material permeable bajo una estructura de concreto. La determinación del caudal unitario de filtración (por metro de estructura) se hará con la siguiente fórmula, fácilmente demostrable para las condiciones de frontera que exige la Ley de Darcy.

$$q = k.h \frac{N_f}{N_d}$$

Donde h es la carga de agua en el embalse y los nuevos valores N_f y N_d , serán respectivamente el número de canales de flujo de la red y el número de caídas de potencial en la red (h) y estará en las mismas unidades de k. En la Fig. 3 se tiene que:

$$q = k.h \frac{5}{12}$$

Si se quisiera que en esta fórmula q esté en m³/seg, k deberá estar en m/seg y h en m.

Por facilidad, la determinación de la subpresión bajo la estructura se hará con un ejemplo, dimensionando previamente a la estructura de la Fig. 3, según se muestra en la Fig. 4 y teniendo en cuenta además que h = 10 m.

Luego, para determinar las cargas hidráulicas en los distintos puntos D, E, F, G, H, I, de la estructura se procederá como sigue

$$\text{Pérdida de carga } h = \frac{h}{N_d} = \frac{10}{12} = 0.833 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta que las caídas de potencial en cada punto vienen siendo (de la Fig.3):

$$\begin{aligned} \text{en D} &= 2 \\ \text{E} &= 3 \\ \text{F} &= 3.5 \\ \text{G} &= 8.5 \\ \text{H} &= 9 \\ \text{I} &= 10 \end{aligned}$$

Resultarán las siguientes presiones hidráulicas en cada uno de dichos puntos:

$$\begin{aligned} \text{en D: } (10 + 3.34) - 2 (0.833) &= 11.67 \text{ m.} \\ \text{E: } (10 + 3.34) - 3 (0.833) &= 10.84 \text{ m.} \\ \text{F: } (10 + 1.67) - 3.5 (0.833) &= 8.75 \text{ m.} \\ \text{G: } (10 + 1.67) - 8.5 (0.833) &= 4.56 \text{ m.} \\ \text{H: } (10 + 3.34) - 9 (0.833) &= 5.84 \text{ m.} \\ \text{I: } (10 + 3.34) - 10 (0.833) &= 5.00 \text{ m.} \end{aligned}$$

Como la subpresión por m. lineal, se calcula con la expresión:

$$U = \int w \quad (\text{área del diagrama de presiones})$$

$$\begin{aligned}
 U = & 0.981 \left(\frac{11.67 + 10.84}{2} \right) (1.67) + \left(\frac{10.84 + 8.75}{2} \right) (1.67) + \\
 & + \left(\frac{8.75 + 4.56}{2} \right) (18.32) + \left(\frac{4.56 + 5.84}{2} \right) (1.67) + \\
 & + \left(\frac{5.84 + 5.00}{2} \right) (1.67)
 \end{aligned}$$

$$U = 171.49 \text{ Ton/m}$$

3.0 FILTRACION A TRAVES DEL CUERPO DE UNA PRESA

Se asumirá en primer término que la presa es homogénea y de material isotrópico y en segundo término, que se trata de un análisis bidimensional del problema.

Teniendo en cuenta que la línea superior de flujo de la red de filtración a través del cuerpo de la presa es muy importante y por lo mismo su trazado deberá realizarse por alguno de los procedimientos conocidos antes de dibujar la red de flujo (red que muchas veces se omite dibujar por no ser necesaria en un siguiente análisis numérico). La Fig. 5 explica de por sí las condiciones de entrada y salida de la línea superior de flujo que también se llama línea de saturación y que está demostrado es parabólica, con corrección ortogonal al ingreso como se indica en la Fig. 5 (b).

Según se aprecia (Fig. 5 y 6) el trazado se hace por lo regular a través del núcleo de la presa o de los materiales finos del cuerpo de la misma y no por los materiales granulares de filtros, drenes o espaldones de grava o roca.

La determinación de la línea de saturación data de 1863 cuando Dupuit estableció las primeras bases para su trazado. Posteriormente Schaffernak y Van Iterson perfeccionan la teoría de Dupuit y llegan a establecer nuevas ecuaciones al respecto. Leo Casagrande propuso después un método para el caso de que el ángulo entre el talud de la presa de tierra y el plano de apoyo para la misma sea menor de 60° . Mas tarde Kozeny propuso una solución mas rigurosa válida para el caso de $\alpha = 180^\circ$. Finalmente A. Casagrande extiende la solución rigurosa de Kozeny a soluciones que siendo aproximadas son de alto valor práctico para los casos de ángulos con valores comprendidos entre 60° y 180° , gráfico que usualmente se extrapola hasta 30° (ver Fig. 7 (d)).

La solución de A. Casagrande consiste en adoptar como primera aproximación de la línea superior de flujo, a la parábola básica de Kozeny y que en un segundo paso, será corregida tanto en su entrada como en su salida. En la Fig. 7 se dan los valores obtenidos geoméricamente para α igual a 60° , 90° y 135° que se consolidan en la Fig. 7 (d), con el gráfico que sirve para determinar la ubicación y forma del tramo de salida de la línea de saturación.

Por último Pavlosky propone otra solución al problema, dividiendo el cuerpo de la presa homogénea considerada para el análisis, en tres zonas que serán tratadas cada una con procedimientos de cálculo independientes.

4.0 CONSTRUCCION DE LA LINEA DE SATURACION A TRAVES DEL CUERPO DE UNA PRESA HOMOGENEA

Es usual hacerlo por el método propuesto por A. Casagrande, para lo cual nos remitiremos a las figuras anteriores 6 (a), 6 (d) y 7 (a), donde las parábolas de foco F' , se trazan a la entrada desde un punto de partida ubicado aguas arriba a una distancia $0.3 H_B$ (proyección horizontal del talud mojado).

Para construir la parábola teórica se procederá como sigue. De acuerdo a sus propiedades intrínsecas la distancia focal FA en la Fig. 6 (a) será S y ecuacionando las distancias iguales FD y DE , tomando para el efecto como coordenadas del punto $D(x,z)$, se tendrá:

$$\sqrt{x^2 + z^2} = x + S \quad \text{y resolviendo:} \quad x = \frac{z^2 - S^2}{2S}$$

o de otra forma, según se puede obtener de la Fig. 6 (d), reemplazando $z = h_t$; $x = d$, se obtiene:

$$S = \sqrt{d^2 + h_t^2} - d$$

La distancia focal S puede ser fácilmente obtenida por medio de la construcción gráfica que se muestra en la Fig. 6 (d), en donde AF se traslada a AJ (igual a $d + S$) y por propiedad de la parábola FC será $1/2 S$ y FG será igual a S . Quedando determinadas de esta manera los puntos C y G de la parábola. Luego será fácil completar la línea de saturación por cualquier procedimiento gráfico, como el mostrado en la Fig. 8.

Aquí también el caudal de escurrimiento se puede calcular por la ecuación ya conocida:

$$q = k \cdot h_t \frac{N_f}{N_d}$$

Y según se puede ver en la Fig. 6 (d), la pérdida de carga entre las equipotenciales HG y FC es S las mismas que con las líneas de flujo ortogonales, determinan una red donde tanto N_f como N_d son iguales a 3 para el caso específico de la figura (subdrenaje horizontal en el pie de la presa). Por tanto, se tendrá para el cálculo del caudal de filtración una expresión tan simple como la de

$$q = Ks$$

5.0 REDES DE FLUJO EN MATERIALES ANISOTROPICOS

Se partirá en este caso de la ecuación de continuidad para el análisis bidimensional del problema,

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Donde $K_x =$ coeficiente de permeabilidad horizontal, y
 $K_z =$ coeficiente de permeabilidad vertical

Si dividimos por k_z la ecuación anterior, se podrá escribirla de la siguiente manera:

$$\frac{\partial^2 h}{(k_z/k_x) \partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Si de otro lado, en el primer término de la ecuación se sustituye

$\sqrt{k_z/k_x}$ x por x' entonces

$$\frac{\partial^2 h}{(k_z/k_x) \partial x^2} = \frac{\partial^2 h}{\partial x'^2}$$

Es decir, la ecuación de continuidad quedará transformada en:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Que permitirá tratar el problema como si fuera el de un flujo a través de material isotrópico, donde sólo habrá que hacer cambios de escala en el dibujo para poder proceder al trazado de la red de flujo con figuras "cuadradas", conforme fue explicado antes.

Resumiendo, para la construcción de una red de flujo en un material anisotrópico, deberán seguirse los siguientes pasos:

a.- Dibujar la sección de la presa manteniendo la misma escala vertical pero cambiando la escala horizontal, como se indica a continuación.

b.- La relación de permeabilidades vertical y horizontal será calculada por la expresión $\sqrt{K_z/K_x}$.

c.-Luego se adoptará una escala horizontal transformada e igual en valor a:

$$\sqrt{k_z/k_x} \quad (\text{escala vertical})$$

d.-Trazar a través de esta sección transformada de la presa la red de flujo como si se tratara de material isotrópico.

e.-El valor del caudal de filtración a través de la presa, se calculará con la nueva fórmula siguiente:

$$q = \sqrt{k_x k_z} \cdot h_t \frac{N_f}{N_d}$$

6.0 REDES DE FLUJO EN MATERIALES NO HOMOGENEOS

Este es el caso de materiales estratificados en una fundación permeable o de una presa zonificada (núcleo impermeable, transiciones y espaldones).

El problema habrá de resolverse trazando redes de flujo en cada una de las zonas de la presa que no será difícil hacer, de tenerse en cuenta el criterio de si en una de las zonas la red tiene figuras cuadradas en la zona contigua, variará su ancho o su largo y la figura ya no será cuadrada.

Por ejemplo si k_1 es menor que k_2 , el ancho b_2 será menor que el largo l_2 en la misma proporción que existe entre k_1 y k_2 .

Pero si k_1 es mayor que k_2 , el ancho b_2 será mayor que l_2 y proporcionalmente a la variación de las permeabilidades que es el caso de la Fig.9..

En la Fig. 10 se muestra un trazado de red de flujo a través del cuerpo de una presa de tierra zonificada, donde el coeficiente de permeabilidad $k_2 = 5 k_1$

7.0 SOLUCIONES MODERNAS AL TRAZADO DE REDES DE FLUJO

Recapitulando y ordenando los conceptos hasta aquí tratados podemos decir, que para el análisis de los problemas de filtración de agua por la cimentación o por el cuerpo de una presa, el mejor método conocido en Mecánica de Suelos para ese fin, es el llamado "Red de Flujo" por su potencia y versatilidad.

La Red de Flujo puede ser de varios tipos, dependiendo de la configuración y número de estratos o zonas que el agua de filtración tenga que atravesar tanto en el terreno de fundación de la estructura como en el cuerpo de la presa. Una primera subdivisión corresponderá a las dos siguientes:

- 1.-Caso de flujo confinado, como el de una cimentación permeable, donde las condiciones de frontera correspondientes a las equipotenciales máxima y mínima, a la línea de flujo por el basamento rocoso y a la línea de saturación, son conocidas.

2.-Caso de flujo no confinado, como el del cuerpo de una presa, donde las condiciones de frontera no son todas conocidas, tal el caso de la posición de la línea de flujo superior o línea de saturación.

Una segunda subdivisión dentro de un análisis bidimensional del problema, podrá ser aquella donde:

- a.-La sección transversal analizada corresponda a un único material, homogéneo e isotrópico o en su defecto, pueda ser dibujada como tal (sección transformada con escalas vertical y horizontal diferentes).
- b.-La sección transversal analizada contenga dos o más estratos (cimentación permeable) o zonas (cuerpo de presa zonificada). Es decir, se tratará de una sección compuesta (no homogénea y con diferentes permeabilidades).

Estas cuatro subdivisiones puedan dar pie a otras tantas combinaciones, a saber:

- 1.a.Flujo confinado en una sección con permeabilidad única.
- 1.b.Flujo confinado dentro de una sección compuesta por dos o más estratos de diferente permeabilidad.
- 2.a.Flujo no confinado en una sección de permeabilidad única.
- 2.b.Flujo no confinado por el cuerpo de una presa de sección transversal compuesta por dos o más zonas.

El dibujo de las secciones de material isotrópico (permeabilidades horizontal y vertical iguales) no tendrá problema, pero para el caso de material anisotrópico (permeabilidad horizontal mayor que la permeabilidad vertical) la sección transversal tendrá que dibujarse nuevamente, manteniendo la misma escala vertical y variando la escala horizontal a otra que se obtendrá multiplicando la escala vertical invariable por $\sqrt{k_z / k_x}$.

Para el caso de flujo confinado, además del método de análisis por medio de "Redes de Flujo", existen otros que incluyen soluciones analíticas con variables complejas (Pavlovsky; Harr-Dcen; Polubarinova-Kochina; Veruijt), métodos análogos (Aravin-Numerov), análisis estocásticos (Harr; Smith-Freeze). Sin embargo, el autor considera importante detallar mas bien otros dos.

El que en la Ref. 4, Braja M. Das, denomina Análisis Numérico de Filtración, basado en ecuaciones resueltas por diferencias finitas y que han sido desarrolladas a partir de la ecuación bidimensional de Laplace para flujo establecido:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Usando para ello la serie de Taylor, que en el ejemplo dado en ese libro termina con la décima iteración. Los pasos que Das recomienda seguir entonces, son los siguientes:

- Dibujar la red de flujo aproximada.
- Apoyándose en esa red de flujo, asignar valores porcentuales a las cargas hidráulicas en una tabla de doble entrada tipo damero, donde en su extremo superior derecho se ubicará a la estructura hidráulica correspondiente.
- Con las fórmulas deducidas para el efecto, se corregirán cada uno de los valores asignados en los cuadros de las distintas filas y columnas del damero, en una, dos, tres, etc., hasta llegar a la décima iteración que para este caso resultó suficiente.
- Con estos valores finales dibujar las líneas equipotenciales de la red de flujo correcta.

El segundo es el que D. V. Griffiths propuso según Ref. 5 en su trabajo "Rationalized Charts for the Method of Fragments applied to Confined Seepage", basado en el Método de Fragmentos" desarrollado por Pavlovsky (1935) y Harr (1962) y partiendo también de la ecuación bidimensional de Laplace para condiciones de flujo establecido. Se puede lograr además, una mayor precisión en la aplicación de este método si se recurre a los elementos finitos para su desarrollo. Por el procedimiento propuesto por Griffiths se llega a resolver el problema de flujo confinado por el terreno de cimentación de una presa para todas las alternativas posibles de condiciones de frontera, de tres tipos de "fragmentos" con gráficos de muy fácil manejo.

Es oportuno aclarar sin embargo, cuales pueden ser las limitaciones que realmente conlleva cualquier análisis por elementos finitos. Ya en la Conferencia Rankine de 1987 titulada "La Falla" (Failure), ver Ref. 6 R.F.Scott indicaba que en tanto el comportamiento del medio en estudio sea razonablemente lineal no habría ninguna restricción para utilizar en el análisis el método de elementos finitos. Pero si así no lo fuera, es decir si el problema no implica por ejemplo la existencia de deformaciones del medio (suelo) que no se ajustan al modelo elasto-plástico (caso de las arenas densas) o si se trata por ejemplo de flujo no establecido, etc., sería mas conveniente recurrir al método de diferencias finitas para resolver las ecuaciones diferenciales que puedan ser planteadas, método que por lo demás corresponde a una técnica bastante explícita y que tiene la ventaja de no incluir operaciones con matrices.

Estos conceptos son corroborados plenamente un año mas tarde por el Profesor H.B. Sutherland en la siguiente Conferencia Rankine organizada por la British Geotechnical Society al exponer el tema "Resistencia de los Suelos a la Subpresión" (Uplift Resistance of Soils).

Se han dejado para el final los comentarios referentes al tema expresamente escogido para el presente trabajo: "Filtración a Través de Presas de Tierra". El análisis del escurrimiento no confinado juega un papel importante en muchos problemas geotécnicos como definitivamente lo es el de estabilidad de taludes. Como ya se dijo, la filtración a través de una presa corresponde a un flujo no confinado porque la línea de saturación es "libre" por estar prácticamente sometida sólo a la presión atmosférica y no a otro confinamiento propio de la estructura o del medio físico que se atraviesa y por tanto, su ubicación en el cuerpo de la presa resulta desconocida entre los puntos fijos de entrada (en el talud de aguas arriba) y de salida (por el talón del talud de aguas abajo).

El procedimiento de análisis por un método distinto al propuesto por A. Casagrande con su red de flujo, que es largamente el más aplicado en la actualidad, es el de "elementos finitos", el cual sin embargo podrá ser agrupado en dos importantes categorías que A. Cividini y G. Gioda las definen como "malla variable" y "malla constante" en su trabajo titulado "On the variable mesh finite element analysis of unconfined seepage problems" de Ref. 8. Dentro de las técnicas correspondientes al grupo de "malla variable" están las de Taylor-Brown; Desai 1972, Chan-Li y que resumidamente consisten en proceder a la modificación de la geometría de la malla de elementos finitos por pasos iterativos, comenzando con fijar la superficie libre

preexistentes para que en sucesivas iteraciones vaya siendo mejorada cada vez mas hasta alcanzar su correcta posición.

Dentro de las técnicas del grupo "malla constante" están las de Desai 1976, Bathe-Khoshgoftaar; Desai-Li, Cividini-Gioda; Westbrook; Lacy-Prevost y que en resumen corresponden a procedimientos que no cambian la geometría de la malla de elementos finitos durante el proceso iterativo correspondiente, para lo cual la ubicación de la superficie libre (línea de saturación) se hará desde un principio de manera semejante, conceptualmente, a la usada en el análisis no lineal de esfuerzos para definir la frontera entre las zonas elástica y plástica.

Ambos procedimientos (mallas variable y constante) presentan ventajas y desventajas. Sin embargo, el método de malla variable es normalmente más exacto que el de malla constante, aunque puede presentar problemas de estabilidad durante el proceso iterativo de solución, especialmente cuando debe ser determinado con exactitud la intersección de la línea de saturación por la zona impermeable de una presa de tierra con la superficie libre por un filtro, enrocamiento exterior de protección de pie de presa, expuesta mas directamente a la presión atmosférica.

A propósito de esto último Cividini y Gioda proponen algunas modificaciones a los procedimientos actuales de análisis por elementos finitos válidos tanto para el flujo establecido como para el no establecido y que está basado en la corrección de la discrepancia anotada con un algoritmo (para una minimización funcional no lineal) que sustituya los resultados de los algoritmos normales frecuentemente usados que hacen aparecer falsas oscilaciones en la línea de saturación en la frontera entre zonas impermeable y permeable de una presa muy cerca de su salida al exterior.

Finalmente, es bueno dejar constancia que si bien en el curso del presente trabajo se ha hecho referencia con bastante detalle al análisis bidimensional del problema, también desde hace años se vienen haciendo análisis tridimensionales al respecto.

En efecto, el autor puede recordar que para el caso de estabilidad de taludes desde 1975-1977 (Azzouz & Baligh; H.J.Hovland sin olvidar al grupo pionero que con Sherard a la cabeza desde 1963), se propusieron métodos de análisis tridimensional que en el curso de los años han continuado y siempre para el caso de estabilidad de taludes L. H. Mejía asociado de H.B. Seed en estos menesteres describe en su ponencia "Three-Dimensional Stability of an Old Dam" al Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones de Río de 1989, (ver ref.10), el método aplicado con ayuda del programa para computadora STABR codificado en la Universidad de Berkeley.

Igualmente para el caso de filtración de agua a través de la fundación del cuerpo de una presa también se han aplicado análisis tridimensionales pero que según conocimiento del autor no son tan antiguos como cuando se trata de estabilidad de taludes, sin embargo ya vienen haciéndose desde antes de 1985. Es así como para el caso específico de escurrimiento por la fundación de presas de tierra, los profesores P.C.Chao, K.Szalay y S.N.Chen, dan cuenta en su ponencia al 15 Congreso de Grandes Presas, realizado en Río de Janeiro en 1985 (Ver Ref.9), titulada "Computer Modeling and Analysis for Tarbela Dam Underseepage System" de los estudios llevados a cabo al respecto, donde por la complejidad propia del terreno de cimentación resultó que el análisis bidimensional del problema fuera insuficiente, y por tanto necesario recurrir al programa tridimensional para computadora FLO 3D y a sus programas soporte: PRESS, para el cálculo de los potenciales y para su comparación con la información real obtenida en el campo y FENET para el trazado del modelo tridimensional de la malla de elementos finitos. En realidad en ese estudio se utilizaron 21 programas para computadora tanto para definición del modelo como para el análisis mismo.

Los profesores J. Laginha Serafim, A. Portela Santos y M.C. Matos realizaron para una presa en Mozambique un estudio similar presentado al mismo Congreso (Ver Ref. 9) y que correspondió a la ponencia titulada "Tridimensional Seepage Through a Dam Foundation"

correspondió a la ponencia titulada "Tridimensional Seepage Through a Dam Foundation" apoyadas en el Software que estuvo disponible para el efecto en COBA, International Consultants y que por la distorsión del problema debido a la larga paralización de la construcción de la presa, hizo necesario preferir el análisis 3-D al 2-D. Conforme ha podido apreciarse el análisis tridimensional del flujo de agua a través de medios porosos, está circunscrito a la fecha sólo a flujos confinados por terrenos de cimentación muy complejos.

Por último, el autor cree oportuno indicar que en el país se encuentran disponibles programas para computadoras (utilitarios) en las Universidades como la Nacional de Ingeniería, al igual que en la consultoría privada, para análisis bidimensionales de flujos permanentes a través de presas y/o terrenos de fundación de las mismas.

En lo que respecta a la consultoría privada podrá enumerarse la disponibilidad de por lo menos el siguiente Software para el análisis bidimensional del problema: FEDAR, desarrollado por R. Taylor en la Universidad de Berkeley (USA) y los FLONET y GEOFLOW basados en el primero. El llamado FEGRAF que produce automáticamente el trazado de las mallas elementales (elementos finitos) analizados con el programa FLONET. Asimismo, estarán disponibles los llamados FILTRO y PC-SEEP. Algunos de los programas mencionados pueden ser adquiridos directamente por cualquier interesado en firmas comercializadoras de Softwares en Estados Unidos y Canadá.

REFERENCIAS

1. Principios Fundamentales de Mecánica de Suelos por D.W. Taylor, CI/CISA - México 1961.
2. Mecánica de Suelos, por E. Juárez Badillo y A. Rico Rodríguez, México 1969.
3. Seepage, Drainage, and Flow Nets, por H.R. Codergren - John Wiley Sons - U.S.A. 1977.
4. Advanced Soil Mechanics, por B.M. Das, Mc Graw Hill - U.S.A. 1985.
5. Géotechnique - Volumen XXXIV No. 2 - Junio 1984.
6. Géotechnique - Volumen XXXVII No. 4 - Diciembre 1987.
7. Géotechnique - Volumen XXXVIII No. 4 - Diciembre 1988.
8. Géotechnique - Volumen XXXIX No. 2 - Junio 1989.
9. Quinzième Congrès International Des Grands. Barrages - Lausanne - Suisse - 1985 - Question 58.
10. Proceedings of the Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - Río de Janeiro 1989 - Volumen 3.

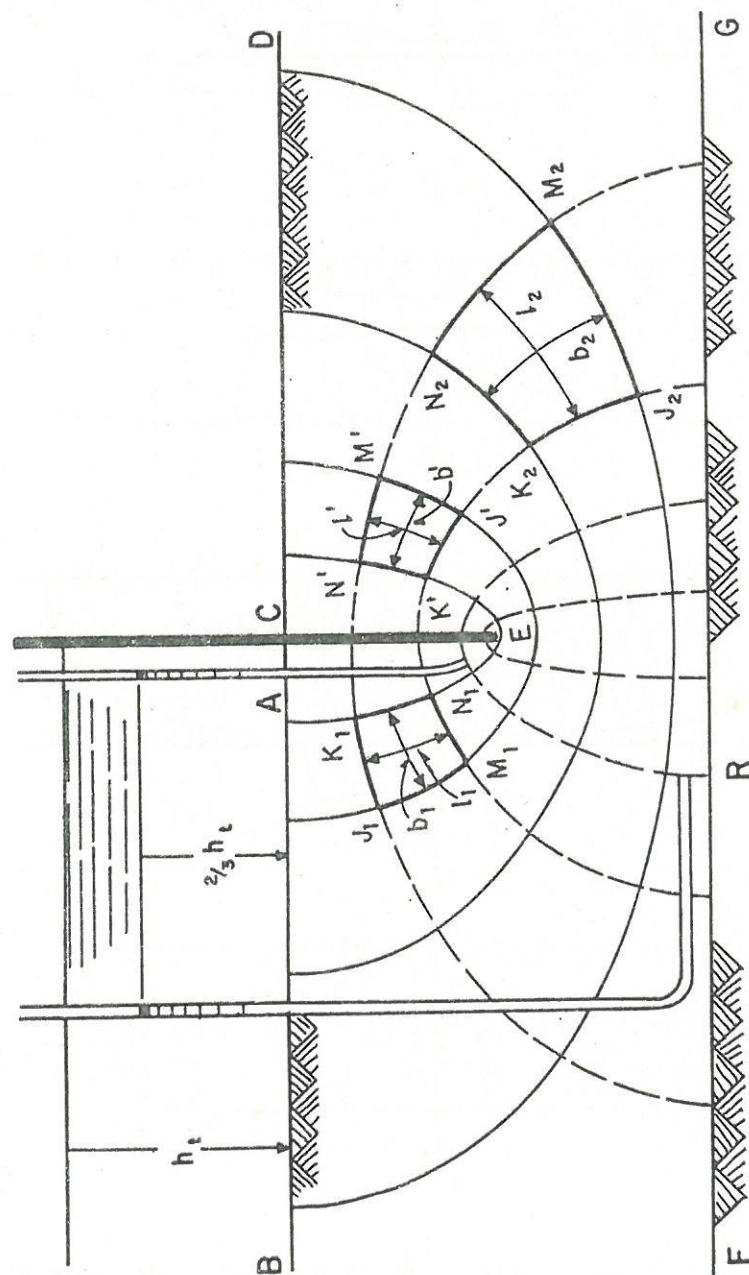


Fig. 1. Ejemplo de Red de Flujo

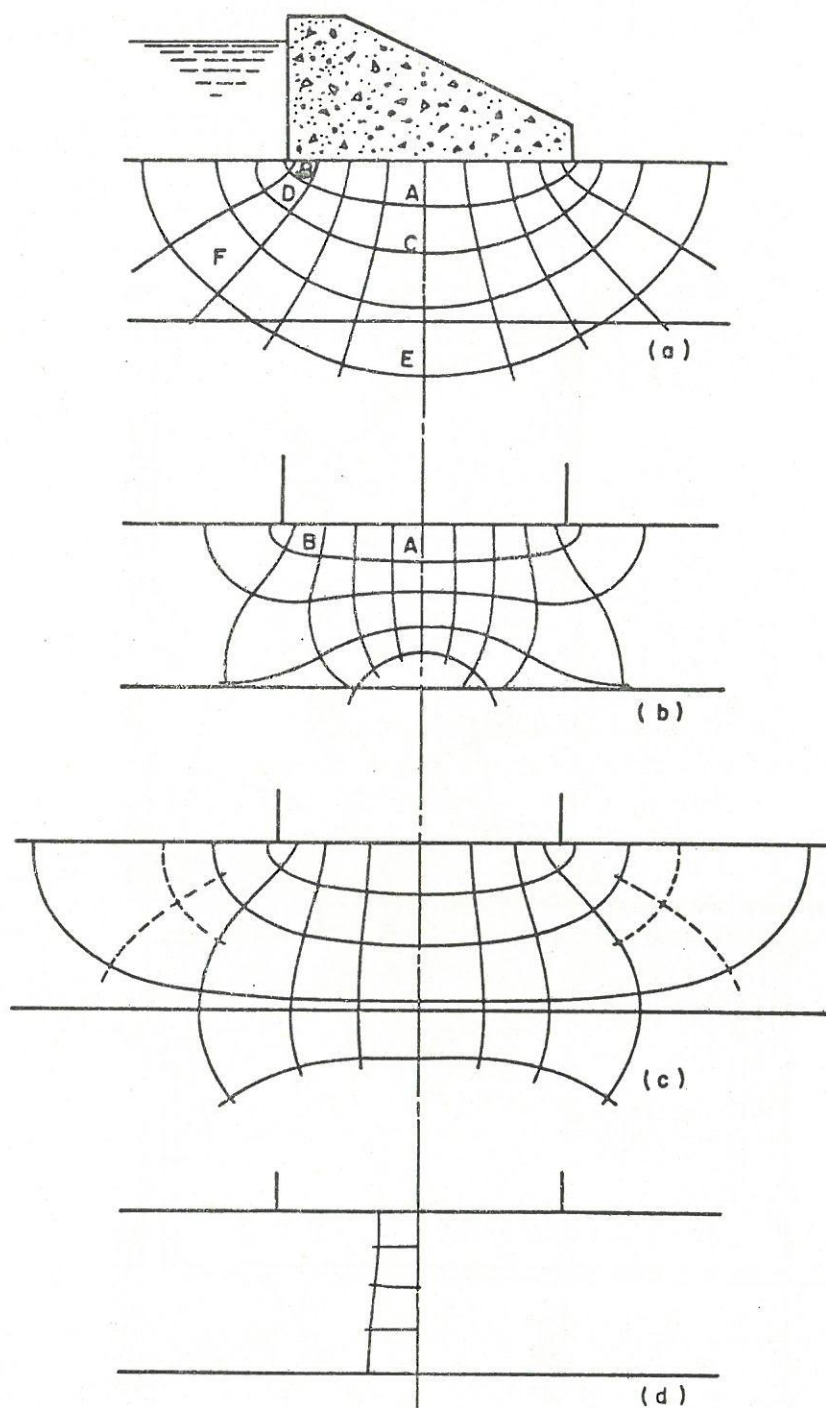


Fig. 2. Ejemplo del Trazado de la Red de Flujo por el Método de Pruebas Explícitas

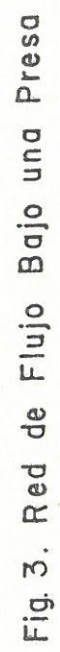


Fig. 3. Red de Flujo Bajo una Presa

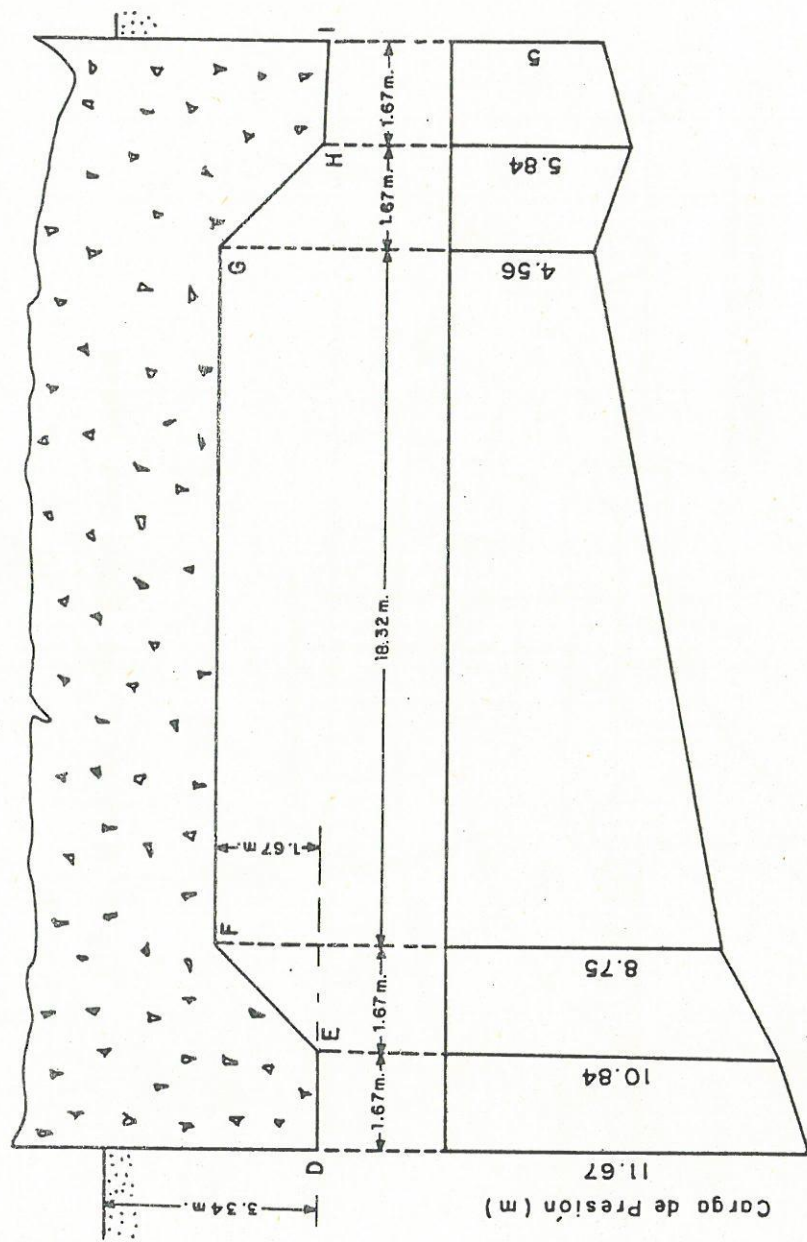


Fig. 4. Carga de Presión bajo la Sección de la Presa de la Fig. 3

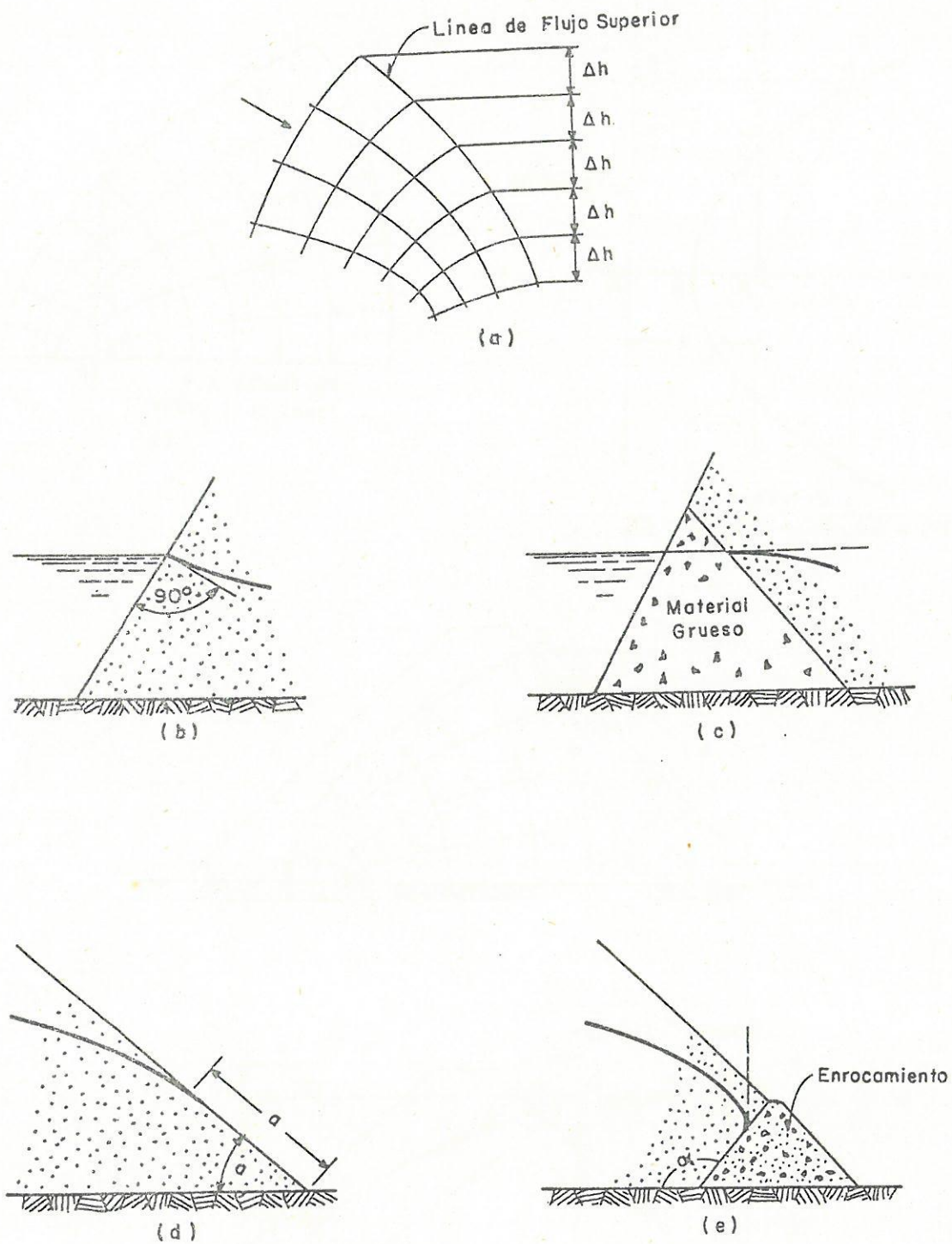


Fig. 5. Características de las Líneas Superiores de Flujo

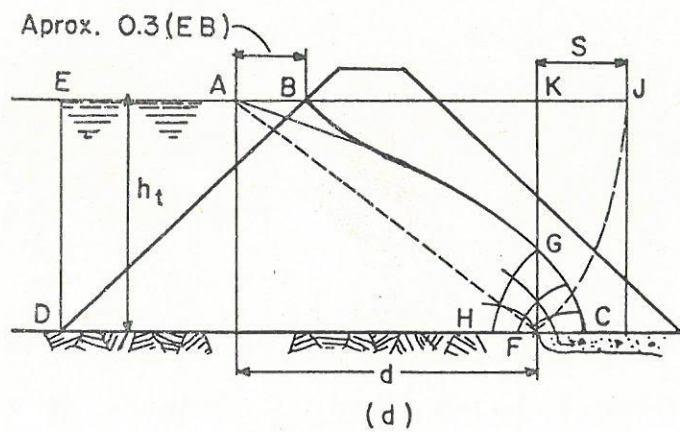
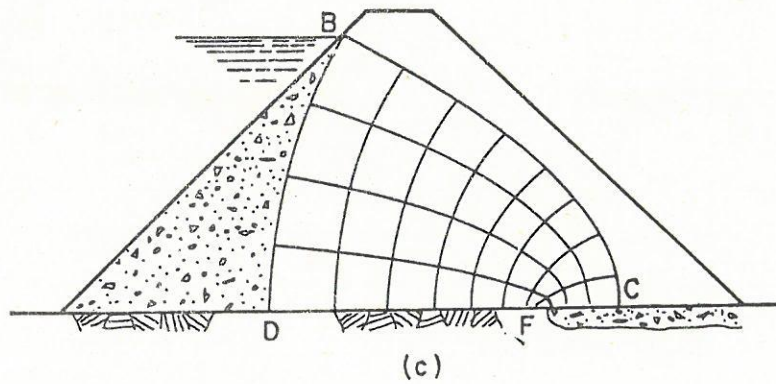
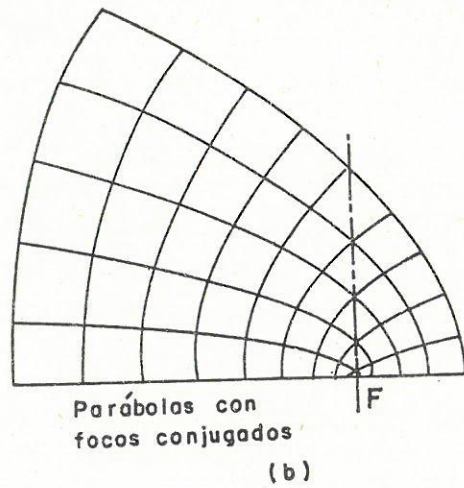
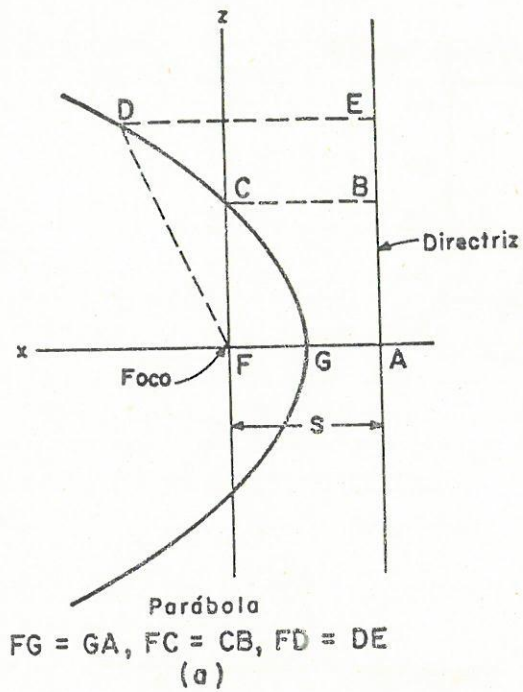


Fig. 6. La Red de Flujo consistente de Parábolas con el Mismo Foco

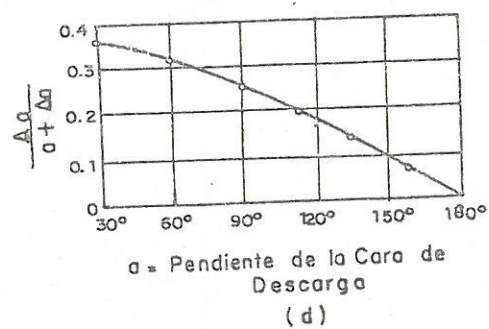
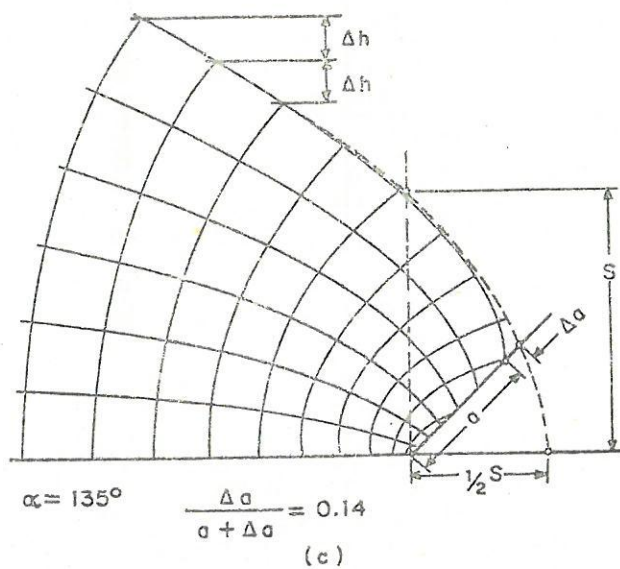
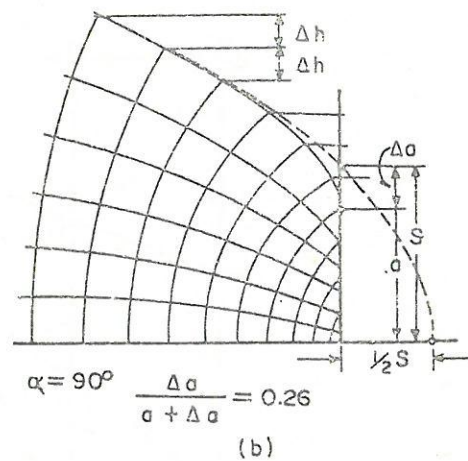
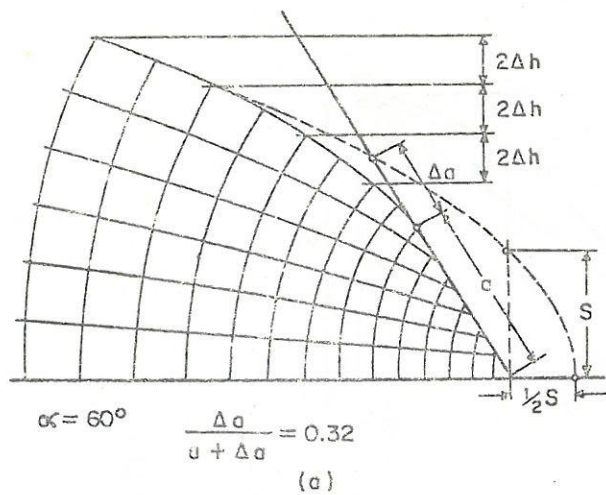


Fig. 7. Redes de Flujo para la parte Aguas-abajo de Presas con varias Pendientes de Descarga, Mostrando sus comparaciones con el Caso Parabólico. (A.Casagrande)

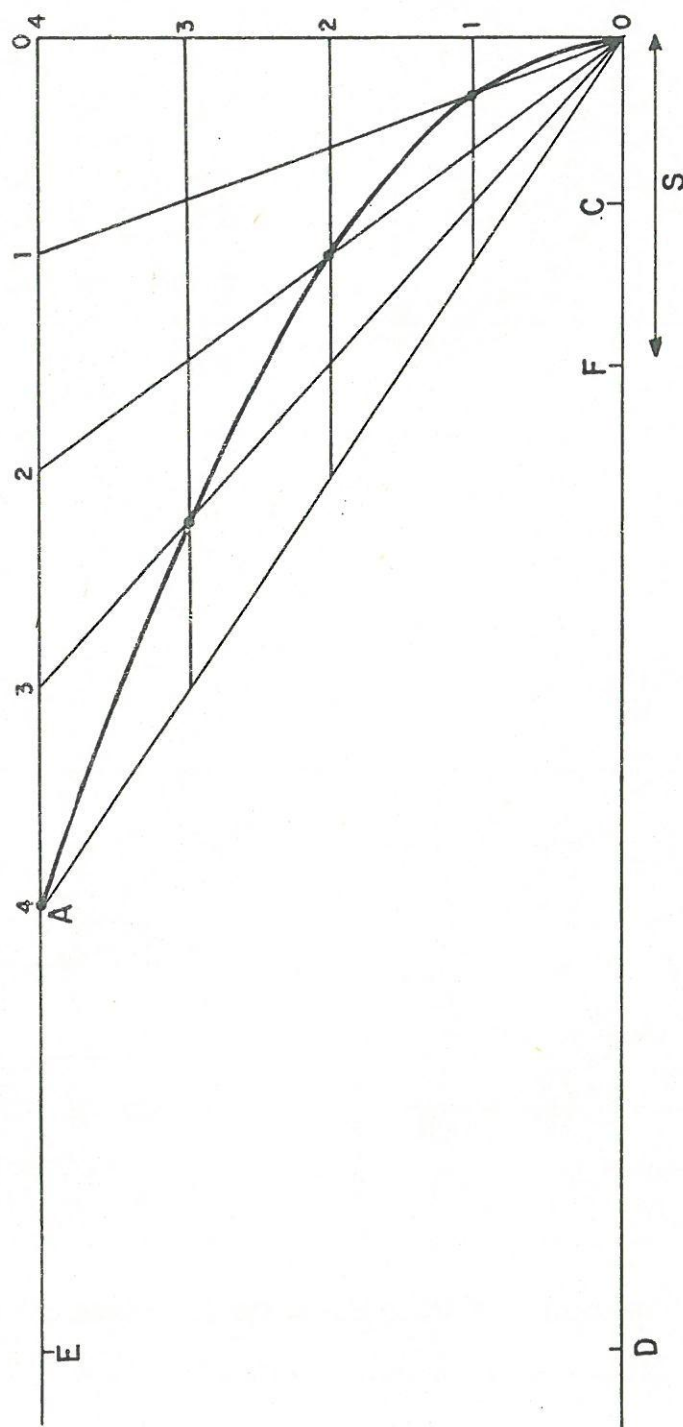


Fig. 8 Construcción de la Parábola

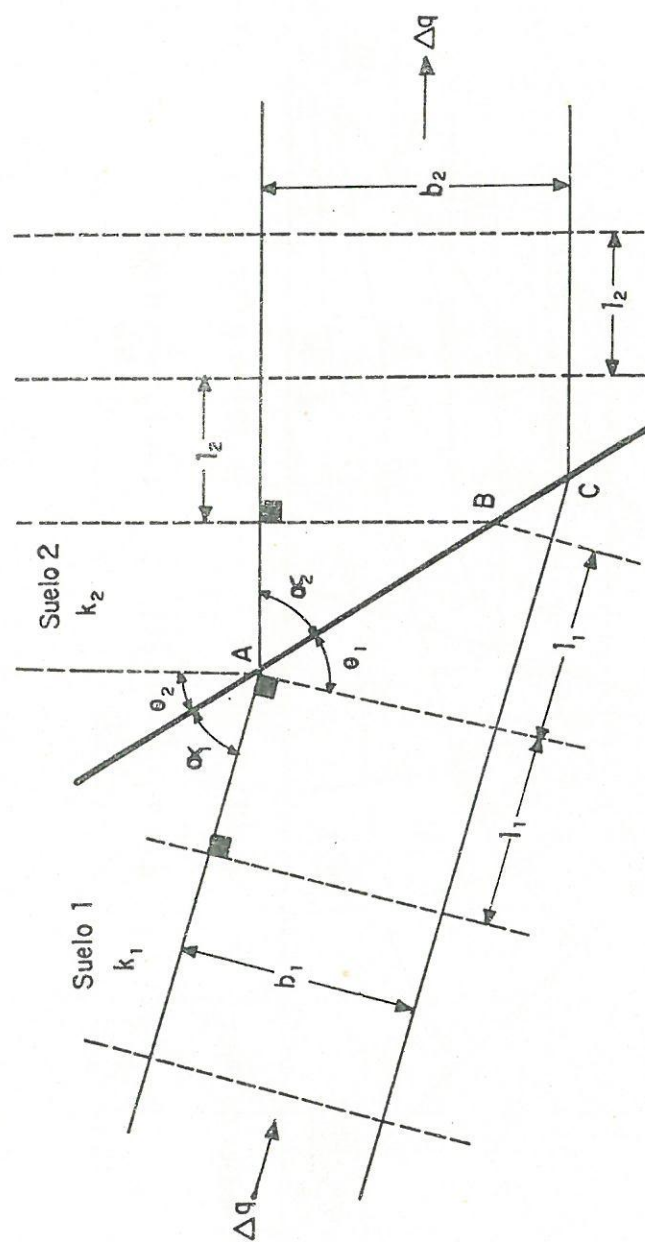


Fig. 9. Condición de Transferencia de Líneas de Flujo y Equipotenciales

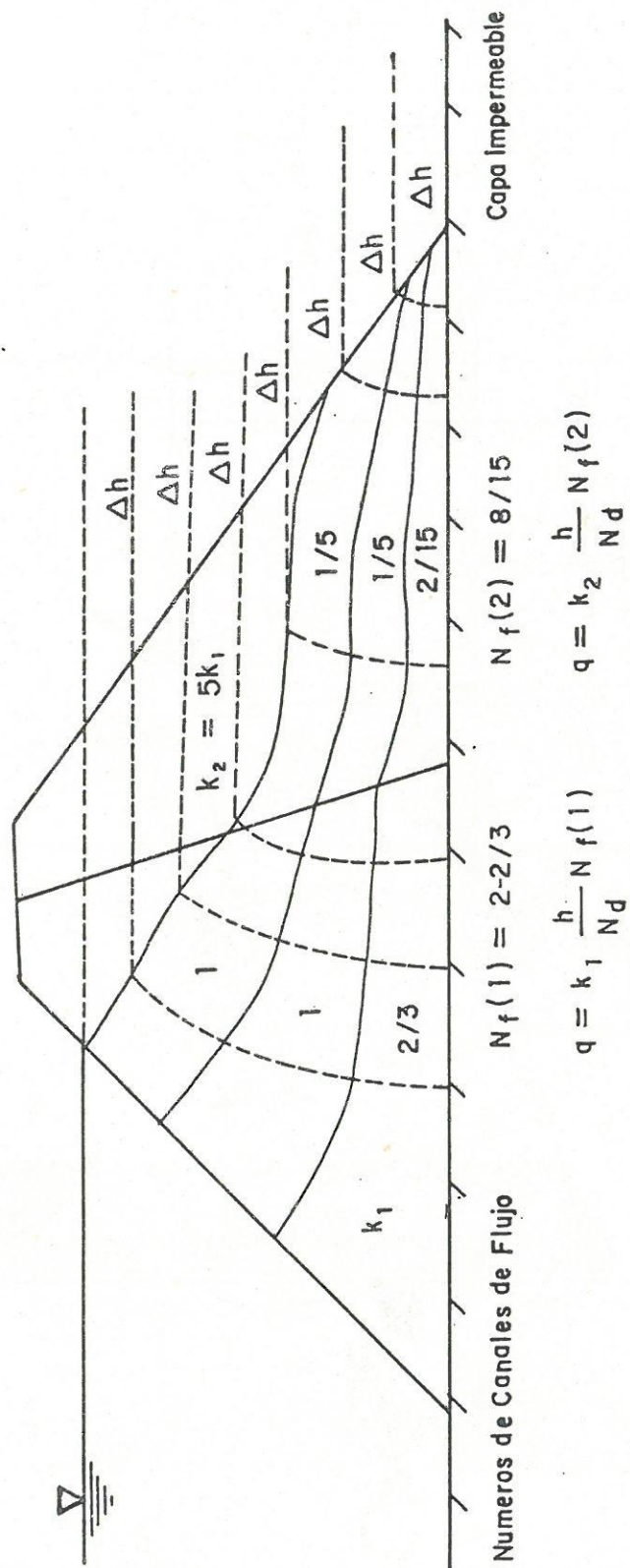


Fig. 10. Red de Flujo de Infiltración a Través de una Presa Zonificada

ESTABILIDAD DE TALUDES

Por: Ing. Jorge Díaz Collantes
Prof. Asoc. Fac. Ingeniería Civil
UNI

RESUMEN

Se presenta en este artículo el problema de la estabilidad estática de taludes para las condiciones a largo plazo y corto plazo. Igualmente, se trata la forma de abordar el cálculo de la estabilidad de los diferentes casos, para las condiciones anteriormente mencionadas, ya sea en esfuerzos totales como en esfuerzos efectivos especificando parámetros de resistencia y presiones de poro.

INTRODUCCION

La estabilidad del talud de un terraplén debe evaluarse para las diferentes etapas de servicio u operación de la estructura. Se utilizan las propiedades de los materiales que se esperan in-situ, tanto del terraplén como de la cimentación.

Actualmente, la estabilidad de presas de tierra y enrocado se aborda desde dos puntos de vista.

a) Estabilidad Estática

Se refiere a la estabilidad del terraplén y cimentación contra deslizamiento, sin la acción de un sismo. Los resultados de los análisis se presentan en términos de factores de seguridad utilizando la metodología de equilibrio límite. Dichos análisis de estabilidad pueden ejecutarse tanto en esfuerzos efectivos como en esfuerzos totales.

Cuando se utiliza la metodología de equilibrio límite, se asume que los parámetros de resistencia son independientes del comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos, por lo tanto, no se tiene conocimiento del valor de los desplazamientos en el terraplén.

b) Estabilidad Dinámica

Se refiere a la capacidad de un terraplén para soportar fuerzas sísmicas y retener su integridad y funcionamiento durante y después de un sismo de diseño. Un análisis de estabilidad dinámico completo, presenta los siguientes pasos:

- 1) Determinación del estado inicial de esfuerzos en el terraplén y la cimentación antes del sismo.
- 2) Selección del sismo de diseño y parámetros de excitación de la roca basal.
- 3) Establecimiento de los módulos dinámicos y factores de amortiguamiento de los materiales, así como la determinación de la respuesta de los materiales a esfuerzos cíclicos en términos de deformación unitaria axial total.
- 4) Determinación de los esfuerzos dinámicos inducidos en el terraplén, así como las deformaciones resultantes inducidas por el sismo de diseño.
- 5) Estimación del movimiento lateral dinámicamente inducido en el terraplén.

La estabilidad dinámica no será tratada en esta oportunidad. Sin embargo, la práctica general de evaluar la estabilidad de taludes en zonas sísmicas, está basado en el enfoque pseudo estático. El método implica calcular el factor de seguridad contra deslizamiento, cuando una fuerza horizontal igual al producto del coeficiente sísmico por el peso de la masa potencial de falla, actúa en adición a las fuerzas estáticas ya existentes. Se utiliza cualquiera de los métodos de análisis de estabilidad de equilibrio límite, asegurando un valor mínimo para el factor de seguridad. Al respecto, el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 1975), recomienda lo siguiente:

Para presas bajas en áreas alejadas, se utilizarán los métodos pseudos estáticos convencionales, con un coeficiente sísmico horizontal constante, seleccionado sobre la base de la sismicidad del área.

Para presas altas, que al fallar pueden causar pérdida de vidas humanas o daños materiales grandes, deben diseñarse primero por el método convencional, seguido luego por un análisis dinámico, con el objeto de investigar algunas deficiencias que pueden existir en el diseño pseudo estático de la presa.

1.0 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE EQUILIBRIO LIMITE

Es deseable que cuando se utiliza alguno de los métodos de análisis de estabilidad de taludes de equilibrio límite, se conozcan las suposiciones que deben hacerse en dicho método, con el objeto de lograr la determinación estática, así como el cumplimiento de las condiciones particulares de equilibrio. Más importante aún, son los criterios para elegir el mecanismo de falla correcto, así como la especificación tanto de los parámetros de resistencia como de las presiones de poros que deben utilizarse en los diferentes análisis de estabilidad.

1.1 Elección del Mecanismo de Falla

Los taludes fallan sobre superficies de deslizamientos aproximadamente circulares, por lo que esta forma de superficie es la que generalmente se analiza. Sin embargo, existen muchos ejemplos cuando este no es el caso. Las superficies de deslizamientos no circulares pueden ser más críticas en los casos siguientes:

1.1.1 Cuando en la cimentación existe una capa débil, la cual puede ser una arcilla blanda o una arena licuable.

1.1.2 Cuando en la cimentación existe una arcilla fuertemente sobreconsolidada fisurada, ya que estos materiales poseen una resistencia al corte altamente anisotrópica. La resistencia a lo largo de las fisuras puede ser hasta del 20 por ciento, comparado con otras direcciones (Wright y Duncan, 1972).

1.1.3 Cuando el núcleo de una presa es inclinado y es significativamente más débil que el espaldón.

Las heterogeneidades que conducen a superficies de deslizamientos no-circulares, generalmente son obvias al ingeniero, al punto que una superficie crítica puede encontrarse con sólo analizar pocos mecanismos de falla.

1.2 Especificación de los Parámetros de Resistencia y Presiones de Poros

Los análisis de estabilidad de taludes pueden realizarse utilizando esfuerzos efectivos o esfuerzos totales. El uso de uno u otro caso, así como de las diferentes maneras en que las resistencias al corte pueden seleccionarse, pueden producir un amplio intervalo de factores de seguridad. Estas cuestiones son más importantes que la elección del método utilizando para analizar la estabilidad. (Johnson, 1974).

Los problemas de estabilidad de taludes pueden agruparse ampliamente en dos clases: problemas a corto plazo y problemas a largo plazo. Cuando un suelo saturado o parcialmente saturado, con baja permeabilidad, experimenta un cambio de esfuerzos, generalmente habrá un cambio correspondiente en la presión de poros. La etapa en la cual se desarrolla la sobrepresión de poros (positiva o negativa), por razón del cambio en esfuerzos, se denomina condición a corto plazo. Con el desarrollo del tiempo, las sobrepresiones de poros se redistribuyen hasta alcanzar el equilibrio correspondiente de estado constante. Esta etapa final se denomina condición a largo plazo y la estabilidad del talud bajo cargas de gravedad más cargas aplicadas es un problema con condiciones de cargas drenadas.

Los problemas de estabilidad a largo plazo o drenados son más precisos que los problemas de estabilidad a corto plazo o sin drenaje, ya que los primeros permiten calcular parámetros de resistencia de un suelo dado, los cuales no varían mucho con el tipo de ensayo que se utilice para su determinación.

En general, los problemas a corto plazo implican carga sin drenaje y pueden abordarse utilizando esfuerzos totales con resistencias sin drenaje o esfuerzos efectivos con resistencias drenadas y considerando presiones de poros. Se cree comúnmente, que ambos enfoques deben dar la misma respuesta para un

problema dado, pero no es así necesariamente. Bishop y Bjerrum (1960), observaron al respecto lo siguiente: "Para factores de seguridad diferentes de la unidad, los dos métodos no darán valores numéricamente iguales de F . En el método en esfuerzos efectivos, la presión de poros se pronostica para los esfuerzos en el suelo bajo condiciones reales de carga, y el valor de F expresa la proporción de C y $\tan \phi$ que es necesario para el equilibrio. El método en esfuerzos totales por otra parte, utiliza implícitamente un valor de la presión de poros que se relaciona a la presión de poros en la falla en el ensayo sin drenaje"

Ya que el método de equilibrio límite es más aplicable en falla, en los análisis en esfuerzos efectivos se deben utilizar las presiones de poros "en falla", antes que las presiones de poros "reales" para la condición de carga a corto plazo; sólo así ambos enfoques darán respuestas similares. Con respecto a esto, se debe observar que las presiones de poros especificadas en los análisis en esfuerzos efectivos afectan sólo a las fuerzas resistentes, las cuales son calculadas, y no afectan a las fuerzas desestabilizantes. Esto es así, porque la fuerza normal total en la base de cada dovela es una incógnita, y un incremento en la presión de poros especificada disminuye la fuerza normal efectiva, pero no tiene ningún efecto sobre la fuerza normal total. De manera similar, los cambios en las presiones de poros creados por corte bajo condiciones de carga sin drenaje, no son incluidos como fuerzas desestabilizantes en los análisis en esfuerzos totales.

En la práctica pueden utilizarse diferentes métodos, ya sea para pronosticar las sobrepresiones de poros como para determinar las resistencias al corte sin drenaje, para su uso en los análisis de estabilidad a corto plazo. Las sobrepresiones de poros en suelos saturados, por lo general se pronostican utilizando los coeficientes A y B (Skempton, 1954). Los métodos para determinar las resistencias al corte sin drenaje son los ensayos triaxiales sin consolidar - sin drenar (SCSD), así como el ensayo de corte con veleta.

2.2.1 Problemas de Estabilidad a Largo Plazo

2.2.1.1 El problema más simple es el caso de un talud de un terraplén seco, tal como el mostrado en la Fig. 1a. Deben utilizarse los parámetros de resistencia en esfuerzos efectivos, $\bar{C}$ y $\bar{\sigma}$, determinados de ensayos consolidados-drenados (CD). Las presiones de poros son iguales a cero.

2.2.1.2 Caso de un talud parcialmente sumergido, tal como se muestra en la Fig. 1a. Deben utilizarse parámetros de resistencia en esfuerzos efectivos $\bar{C}$ y $\bar{\sigma}$, determinados de ensayos consolidados-drenados (CD), o ensayos consolidados-sin drenaje con medición de presión de poros ($\bar{CSD}$). Para este caso el nivel freático es estático y las presiones de poros son fáciles de determinar. El problema puede resolverse de dos maneras:

a) Utilizando pesos unitarios saturados, considerando la presión del embalse en la cara del talud y especificando las presiones de poros en la superficie de falla.

b) Utilizando pesos unitarios sumergidos debajo del nivel del embalse y omitiendo tanto la presión del embalse en la cara del talud como las presiones de poros en la superficie de falla.

Si se desea aplicar una carga sísmica pseudo estática, debe utilizarse el método a), ya que las fuerzas de inercia se obtienen utilizando los pesos totales.

- 2.2.1.3 Caso de un talud sometido a infiltración constante, tal como se muestra en la Fig. 1 c. Representa la condición más crítica para el talud aguas abajo de una presa con embalse máximo y con infiltración a través de la misma. Se utilizan parámetros de resistencia en esfuerzos efectivos, $\bar{c}$ y $\bar{\phi}$, determinados de ensayos CD o $\overline{CS\bar{D}}$. Las presiones de poros se determinan del dibujo de la red de flujo o por mediciones de campo.

2.2.2 Problemas de Estabilidad a Corto Plazo

- 2.2.1.1 Caso de un terraplén construido sobre una cimentación de arcilla blanda, tal como se muestra en la Fig 2a. Este problema se analiza normalmente en esfuerzos totales y resistencias al corte sin drenaje del suelo de la cimentación, utilizando el método de análisis, $\phi = 0$. La resistencia al corte sin drenaje, S_u , se expresa en términos del esfuerzo vertical efectivo in situ, γ_v , y la relación de sobreconsolidación (R.S.C.) (Ladd y Foott, 1974).

- 2.2.2.2 Caso de un talud por corte en arcillas saturadas, tal como se muestra en la Fig 2b. Este caso puede ser analizado utilizando el método $\phi = 0$; sin embargo, debe ejecutarse un análisis en esfuerzos efectivos a largo plazo, ya que este análisis es más crítico en arcillas sobreconsolidadas.

- 2.2.2.3 Caso de un talud de terraplén construido rápidamente sobre una cimentación rígida y tal como se muestra en la Fig. 2c. Este problema usualmente se analiza utilizando parámetros de resistencia en esfuerzos totales, C y ϕ , determinados de ensayos sin consolidar sin drenar (SCSD) sobre muestras compactadas parcialmente saturadas.

Los problemas de estabilidad a corto plazo anteriormente mencionados, se denominan también problemas de estabilidad al final de la construcción.

- 2.2.2.4 Caso de un talud en condición de desembalse rápido, tal como se muestra en la Fig 3a. Este caso puede analizarse en esfuerzos efectivos o en esfuerzos totales. Existen diferentes procedimientos para abordar esta condición, pero el procedimiento de Lowe y Karafiath (1960) ha sido adoptado ampliamente como un procedimiento estándar. Dicho procedimiento implica la realización de dos análisis de estabilidad del talud. El primer análisis se realiza en esfuerzos efectivos para la condición de infiltración constante con embalse máximo, con el objeto de obtener los esfuerzos normales efectivos y esfuerzos de corte sobre la superficie de deslizamiento, así como la relación de consolidación anisotrópica, $k_c = \bar{\sigma}_{1c} / \bar{\sigma}_{3c}$. El segundo análisis se realiza en esfuerzos totales para la condición de desembalse, utilizando las resistencias sin drenaje, S_u , determinadas como una función del esfuerzo normal en consolidación $\bar{\sigma}_{fc}$ y la relación de

consolidación anisotrópica, K_c , obtenidas de ensayos triaxiales consolidado anisotrópicamente-sin drenaje (CASD) sobre muestras compactadas saturadas. Pueden obtenerse valores $S_u = f(c, K_c > 1)$ a partir de ensayos triaxiales CSD con $K_c = 1.0$ (Taylor, 1948).

2.2.2.5 Caso de un talud con carga sísmica (Fig 3b). En la práctica pasada este caso se abordó aplicando una fuerza horizontal pseudo estática, especificada en términos de un coeficiente sísmico, el cual es utilizado como un factor del peso de la masa potencial deslizante. Los análisis de estabilidad se realizan con pesos unitarios totales, en unión con resistencias sin drenaje o resistencias drenadas con presiones de poros de infiltración constante más sobrepresiones de poros en la falla. Idealmente, las resistencias sin drenaje o las sobrepresiones de poros en la falla, se determinarán como una función de los esfuerzos normales y de corte iniciales a lo largo de la superficie de deslizamiento, los cuales pueden obtenerse realizando un análisis de estabilidad en esfuerzos efectivos para la condición antes del sismo.

Debe remarcarse que los análisis sísmicos pseudo estáticos son imperfectos, ya que adolecen de los siguientes desventajas:

- a) Las fuerzas sísmicas introducen esfuerzos efectivos que cambian de dirección y magnitud de acuerdo con el movimiento del terreno. Por lo tanto, las condiciones de equilibrio que son válidas para condiciones estáticas pueden no serlo válidas para condiciones dinámicas.
- b) No existe un límite admitido para el factor de seguridad mínimo bajo condiciones dinámicas. Durante un sismo el factor de seguridad puede reducirse a valores debajo de la unidad varias veces, pero por períodos de tiempo cortos. Esto causaría movimiento, el cual se reduce cuando la magnitud de la aceleración desciende o cambia de dirección. El movimiento se detendría cuando cesa el movimiento del terreno.
- c) Con el análisis pseudo estático, no es posible tomar en cuenta el cambio en las características de resistencia de los materiales del terraplén bajo condiciones dinámicas.

2.2.2.6 Caso de un talud post-sismo (Fig. 3b). Este es un caso especial de estabilidad a corto plazo donde no se aplica ningún coeficiente sísmico, pero las resistencias sin drenaje pueden reducirse con el objeto de tomar en cuenta los efectos de las sobrepresiones de poros desarrolladas durante el movimiento sísmico.

Como en el caso anterior, los análisis de estabilidad se realizan con pesos unitarios totales, en unión con resistencias sin drenaje o resistencia drenadas con presiones de poros de infiltración constante más sobrepresiones de poros en la falla. Se procede igualmente, como en el caso anterior, en lo referente a las resistencias al corte sin drenaje o las sobrepresiones de poros en la falla.

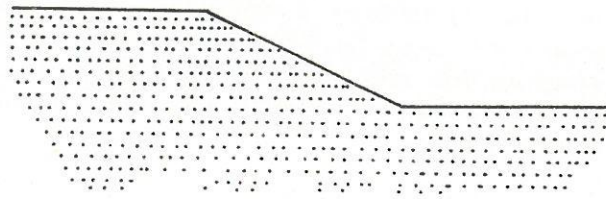
Se debe observar, sin embargo, que para materiales que dilatan durante el corte, las resistencias sin drenaje son independientes de las presiones de poros antes del corte, tal que las resistencias sin drenaje

después de carga cíclica pueden ser las mismas como antes de aplicar dicha carga cíclica (Castro y Christian, 1976).

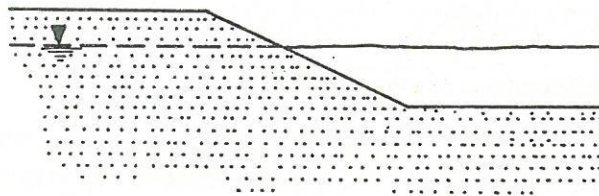
Un punto final que se debe observar con respecto al análisis de estabilidad post-sismo, es que mientras las sobrepresiones de poros inducidas por carga cíclica pueden determinarse, éstas no pueden o no deben incluirse en el análisis de estabilidad del talud. Por la misma razón como fue discutido anteriormente, las sobrepresiones de poros que son especificadas en el análisis, afectan sólo el cálculo de las fuerzas resistentes y no tienen ningún efecto sobre las fuerzas desestabilizantes.

3.0 REFERENCIAS

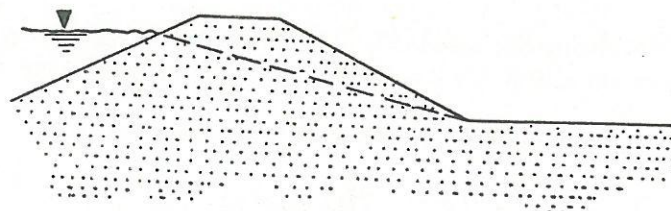
- 1) Bishop, A.W and Bjerrum, L. (1960) "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems", Proc. ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, June.
- 2) Castro, G and Christian, J. (1976) "Shear Strength of Soils and Cyclic Loading", Proc. ASCE, Vol. 102, N° GT9, September.
- 3) ICOLD (1975) "International Committee on Large Dams"
- 4) Johnson, S.J. (1974) "Analysis and Design of Embankments", Proc. ASCE Specialty Conference on Analysis and Design in Geotechnical Engineering, Austin, Vol. 2, June, pp 1-48
- 5) Ladd, C.C and Foott, R. "New Design Procedure for Stability of Soft Clays" Journal of the Geotechnical Division, ASCE, Vol. 100, N° GT7, July, pp. 763-786.
- 6) Lowe, J. and Karafiath, L. (1960) "Stability of Earth Upon Drawdown", Proc. 1st Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Vol. 2, pp. 537 - 552.
- 7) Skempton, A.W (1954) "The Pore Pressure Coefficient A and B", Geotechnique, Vol.4 pp. 143 - 147.
- 8) Tega Engineering Software Service (1983) "TSLOPE/TSTAB Computer Programs For Limit Equilibrium Slope Stability Analyses". User's Manual. Berkeley, California.
- 9) Taylor, D (1948) "Fundamentals of Soil Mechanics", Paragraph 15.16, John Wiley and Sons, New York.
- 9) Wright, S.G. and Duncan J.N (1972) "Analysis of Waco Dam Slide", Journal of the SMFD, ASCE, Vol. 98, N° SM9, September, pp. 869 - 877.



a) TALUD SECO

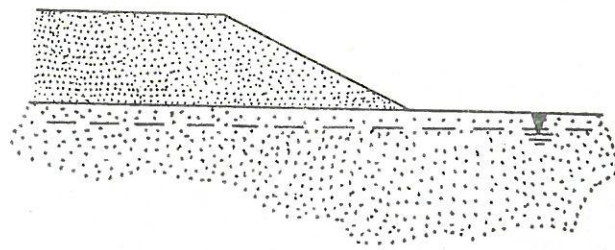


b) TALUD PARCIALMENTE SUMERGIDO

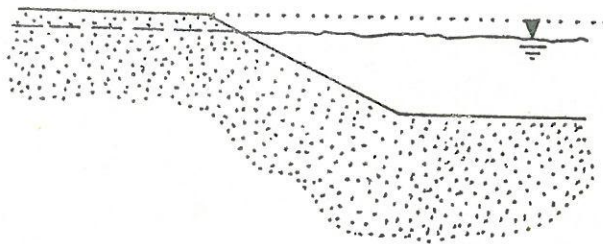


c) ESTADO DE INFILTRACION CONSTANTE

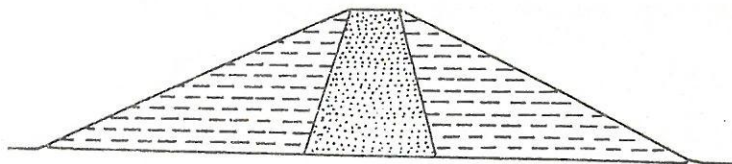
Fig. 1 PROBLEMAS DE ESTABILIDAD A LARGO PLAZO



a) RELLENO SOBRE ARCILLA BLANDA

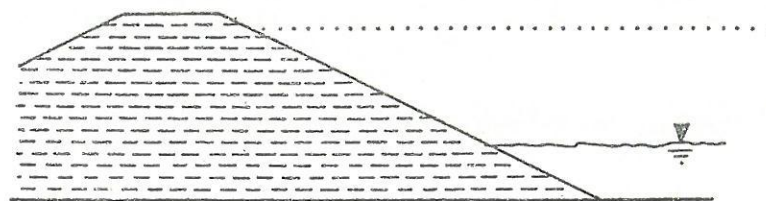


b) CORTE EN ARCILLA BLANDA

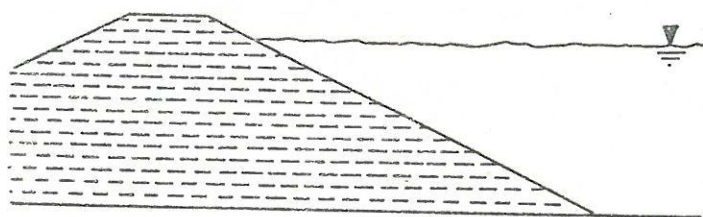


c) NUCLEO ARCILLOSO EN PRESA

Fig. 2 PROBLEMAS DE ESTABILIDAD AL FINAL DE LA CONSTRUCCION



a) DESEMBALSE RAPIDO



b) ESTABILIDAD DURANTE Y DESPUES DE UN SISMO

Fig. 3 OTROS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD A CORTO PLAZO

ENSAYOS DE LABORATORIO

Por: Ing. Shunichi Fukumoto
Geotécnico-Misión Japonesa
CISMID-FIC-UNI

RESUMEN

Es muy importante recalcar que los suelos naturales están constituidos por diversos materiales que tienen diferentes condiciones físicas y parámetros mecánicos. Los ensayos de Laboratorio proveen de la información básica con la cual se puede cuantificar las propiedades ingenieriles del suelo, la cantidad de ensayos de laboratorio requeridos para el diseño de una cimentación, varía según el proyecto dependiendo si es que el suelo de la cimentación ha sido adecuadamente definido por exploraciones previas.

Esta presentación considera los diversos tipos y métodos de ensayos de laboratorio y han sido incluidos de manera referencial. La decisión sobre el tipo y número de ensayos de laboratorio debe ser analizado de acuerdo al proyecto en particular y deberá basarse en la complejidad de las condiciones del subsuelo, magnitud y distribución de las cargas sobre la cimentación, importancia del asentamiento diferencial y experiencia local.

ENSAYOS DE LABORATORIO

Por: Dr. Jorge E. Alva Hurtado
CISMID-UNI

1.0 GENERALIDADES

En el diseño exitoso de una presa de tierra es sumamente importante un adecuado entendimiento de las propiedades ingenieriles de los suelos y de los métodos apropiados para obtener los parámetros que controlan dichas propiedades. Las propiedades significativas de los suelos, que tienen importancia fundamental en el diseño de terraplenes, son: resistencia cortante, permeabilidad y compresibilidad. Si la presa que se va a diseñar está cimentada en material cuaternario, es necesario determinar las propiedades de los suelos de cimentación y de relleno.

Ningún análisis de estabilidad, no importa lo complicado y exacto que fuera, puede ser útil en el diseño si no se ha evaluado apropiadamente la resistencia cortante del suelo. No es una exageración el indicar que los errores en la evaluación de las propiedades del suelo son mayores, en la mayoría de casos, que los errores de utilizar una teoría aproximada.

2.0 CLASIFICACION DE SUELOS

El primer paso en los ensayos de laboratorio es realizar la clasificación de suelos de los materiales de cantera potenciales y los materiales de cimentación, en base a sus propiedades índices y granulometría. Estos ensayos se realizan generalmente en una fase preliminar, y son de ayuda para planificar integralmente el proyecto.

Los sistemas de clasificación de suelos más comunes son: el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), y el Sistema AASHTO. Sin embargo, el sistema SUCS es el más aplicable al diseño de presas de tierra.

3.0 COMPACTACION DE SUELOS

Un aumento en la densidad del suelo, resulta en una mejora del mismo, desde el punto de vista de resistencia cortante, asentamiento y permeabilidad. Por lo tanto, con el objeto de tener un procedimiento de diseño lógico, las densidades a las cuales se compactarán los materiales se deberán conocer, de modo que se puedan determinar las características de resistencia, compresibilidad y permeabilidad.

La compactación es el proceso por el cual una masa de suelo que consiste de partículas sólidas, aire y agua, se reduce en volumen y las partículas se llevan a un estado más denso de empaque por medio de la aplicación momentánea de cargas, tales como vibrado, apisonado y rodillado. Existe siempre una óptima cantidad de agua de mezclado y un óptimo proceso de compactación, que proporcionan un peso por unidad de volumen máximo.

El propósito de un ensayo de compactación de laboratorio es determinar la cantidad apropiada de agua de mezclado a usarse, cuando se compacta el suelo en el campo, y el grado de compactación resultante que puede esperarse de la compactación al óptimo contenido de humedad. La curva de compactación de laboratorio o la máxima densidad seca se emplea como control de la compactación de campo. Además, ya que los materiales del terraplén se colocarán en/o cerca de estas densidades en el campo, es deseable obtener las propiedades relevantes del suelo, para estos estados de compactación.

3.1 Tipos de Compactación de Laboratorio

En el año 1933, Proctor publicó una serie de cuatro artículos sobre compactación de suelos. En el segundo artículo describió un ensayo de compactación de laboratorio que hoy se denomina ensayo de compactación "Proctor Estándar". En aquellos días, debido a que el equipo de construcción era pequeño y proporcionaba densidades relativamente bajas, se requería un método de laboratorio con una pequeña cantidad de energía de compactación. A medida que el desarrollo de equipos de construcción y procedimientos constructivos proporcionaban mayores densidades, fue necesario aumentar la cantidad de energía de compactación en el ensayo de laboratorio.

Los ensayos indicados caen en la categoría general de "ensayos dinámicos", en donde el suelo se compacta por la caída libre de un martillo. La energía de compactación cambia por el empleo de distintos pesos de martillo, alturas de caída del martillo, número de golpes por capa y espesor de cada capa compactada. En la Tabla N°1 se presentan las características de los distintos procedimientos. En un afán de simular más cercanamente el proceso de compactación de campo, se han desarrollado otros dos tipos de ensayos de compactación: el "ensayo por amasado" en donde el suelo se compacta por capas por medio de un apisonador, y el "ensayo estático" en donde el suelo se compacta por capas mediante la presión estática de un pistón de igual área que el molde de compactación.

En el caso del control de compactación de presas de tierra, se emplea casi exclusivamente los ensayos dinámicos. El ensayo más empleado es el ensayo Proctor Estándar, que ha sido adoptado por ASTM y AASHTO. El tipo de ensayo a seleccionarse para un proyecto particular de presa de tierra, depende del tipo de equipo de construcción disponible localmente, es decir, el tipo escogido es

aquel que más cercanamente representa la energía de compactación anticipada en el campo. Sin embargo, debido a la conveniencia en la preparación de muestras al óptimo contenido de humedad para varios ensayos, el equipo de compactación miniatura de Harvard, que emplea un procedimiento de apisonado, está ganando popularidad. En este equipo se emplea un molde de 1 5/16 pulg. de diámetro interior y de 2.816 pulg. de altura. El apisonador tiene un resorte preesforzado en el interior del manubrio, que controla la fuerza aplicada. Estudios recientes indican que con este equipo pueden obtenerse resultados que reflejan mejor las condiciones de compactación de campo, que los ensayos dinámicos. Adicionalmente, tienen la ventaja de requerir especímenes de menor tamaño y menor tiempo para correr el ensayo.

Un resumen de un procedimiento apropiado de compactación de laboratorio es:

- 3.1.1 Determine el tipo de equipo de compactación que sería utilizado en la compactación de campo. En base al estimado de la energía de compactación de campo anticipada, escoja un ensayo dinámico que proporcione una energía de compactación comparable.
- 3.1.2 Determine las características de compactación (relaciones densidad seca versus contenido de humedad), de los distintos materiales del terraplén, empleando el ensayo dinámico escogido en 1.
- 3.1.3 Determine el contenido de humedad y densidad más apropiados para los distintos materiales en el proceso constructivo. Compacte los suelos a estos contenidos de humedad en el equipo de compactación miniatura de Harvard y prepare especímenes para ensayos de resistencia cortante, permeabilidad, expansión y compresibilidad, según sea conveniente.

4.0 RESISTENCIA CORTANTE

La determinación de la resistencia cortante de la cimentación y materiales del terraplén, y su variación con el tiempo es vital, aunque, a menudo un aspecto difícil en el diseño de presas. El análisis de estabilidad de taludes de una presa de tierra requiere la estimación de la resistencia cortante de la cimentación y del relleno. La resistencia del relleno se determina mediante ensayos de laboratorio en especímenes de suelo que están compactados a las densidades y humedades, simulando las condiciones anticipadas en la presa. La resistencia cortante de los suelos de la cimentación se determina mediante ensayos de campo y ensayos de laboratorio con muestras obtenidas de sondajes y calicatas.

En el presente, la determinación de la resistencia cortante del suelo es el aspecto más controvertido y que tiene más desarrollo. Aunque se ha alcanzado considerable progreso, todavía nuestro conocimiento no es adecuado. Se está realizando mucha investigación en todo el mundo para clarificar y aumentar el conocimiento de los factores fundamentales que influyen la resistencia cortante del suelo. Como resultado se están continuamente mejorando los equipos y procedimientos, no existiendo un acuerdo general en el mejor método de ensayo, ni en la interpretación de los resultados.

4.1 Reseña Histórica

La resistencia cortante de los suelos propuesta por Coulomb (1776), consiste de dos partes: una que depende del esfuerzo actuante normal al plano de corte y la otra independiente del esfuerzo. Estas partes se denominan fricción interna y cohesión, respectivamente. Hace 60 años, la resistencia cortante se expresaba por la ecuación:

$$s = c + \tau \operatorname{tg} \phi$$

donde :

s = Resistencia cortante del suelo.

c = Cohesion.

ϕ = Angulo de fricción interna.

τ = Esfuerzo total actuando normal al plano.

c y ϕ , se consideraban como constantes únicas para un tipo de suelo. Las arenas se consideraban sin cohesión y para las arcillas saturadas se consideraba $\phi = 0$. Los materiales intermedios tenían valores intermedios.

Hoy en día, se entiende que la diferencia entre las características de corte de la arena y arcilla depende no tanto en la diferencia entre las propiedades friccionantes de las partículas constituyentes, sino en la muy amplia diferencia, casi un millón de veces, de la permeabilidad. De este modo, la componente del cambio de esfuerzo aplicado a una arcilla saturada no es efectiva en producir ningún cambio en la componente friccionante de la resistencia hasta que haya transcurrido un tiempo suficiente para que el agua pueda salir (o entrar), de modo que ocurra un cambio de volumen. El entendimiento de esta situación no se inició, sino hasta el descubrimiento del concepto de esfuerzo efectivo de Terzaghi (1923), y su verificación experimental por Rendulic (1937). El concepto de esfuerzo efectivo establece que la máxima resistencia cortante en cualquier plano del suelo, es función, no del esfuerzo total normal al plano, sino de la diferencia entre el esfuerzo normal y la presión de poros. Una revisión de la ecuación de Coulomb es:

$$s = \bar{c} + (\bar{\tau} - u) \operatorname{tg} \bar{\phi}$$

$$s = \bar{c} + \bar{\tau} \operatorname{tg} \bar{\phi}$$

donde :

$\bar{c}$ = Cohesion aparente.

$\bar{\phi}$ = Angulo de corte.

u = Presion de poros.

$\bar{\tau}$ = Esfuerzo efectivo normal.

La validez del principio de esfuerzos efectivos se ha confirmado ampliamente para suelos saturados por el trabajo experimental de Rendulic (1937), Taylor (1944), Bishop y Eldin (1950) y Laughton (1955). Para suelos parcialmente saturados debe emplearse una forma más general de la expresión para el esfuerzo efectivo, ya que los poros que contienen aire y agua pueden estar en equilibrio a diferentes presiones, debido a la tensión superficial. Una expresión propuesta por Bishop (1960), para esfuerzos efectivos en suelos parcialmente saturados es:

$$\bar{\sigma} = [\sigma - \mu_a + x (\mu_a - \mu_w)]$$

donde:

μ_a = Presión de aire en los poros.

μ_w = Presión de agua en los poros.

x = Parametro relacionado al grado de saturacion, con valor de 1 en suelos saturados y 0 en suelos secos.

Los primeros instrumentos para medir presiones de poro fueron desarrollados por Rendulic, trabajando en el laboratorio de Terzaghi en 1937. Los años subsiguientes fueron testigos del desarrollo en técnicas experimentales, especialmente aquellas para medir la presión de poros. Taylor en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, realizó contribuciones importantes a las técnicas experimentales. Rutledge (1947) señaló la relación entre el contenido de humedad y la resistencia cortante. En la Universidad de Harvard, bajo el liderazgo del Profesor Casagrande se desarrolló el concepto de densidad crítica y la distinción entre ensayos de resistencia cortante lento, consolidado rápido y rápido. Skempton y Bjerrum (1954) desarrollaron las relaciones teóricas entre cambio volumétrico en ensayos drenados y exceso de presión de poros en ensayos no-drenados, proporcionando una imagen más clara y concisa de la importancia del esfuerzo efectivo, con la introducción de los parámetros A y B de la presión de poros.

4.2 Tipos de Ensayos de Corte

En base a los desarrollos presentados anteriormente, hoy en día se acepta que las constantes c y ϕ , no son únicas para un suelo dado, sino que varían en un amplio rango para las diferentes condiciones de carga, sistemas de esfuerzo, historia de esfuerzo y estructura del suelo. En consecuencia, se han desarrollado diferentes procedimientos de ensayo que tratan de simular las diferentes condiciones básicas de carga de suelos compactados y suelos naturales inalterados en el campo. Estos son:

a) Ensayo no-consolidado no-drenado (UU). No se permite el drenaje o la disipación de la presión de poros en ninguna parte del ensayo.

Los ensayos UU se corren principalmente para determinar la relación entre la resistencia cortante y el esfuerzo normal en términos de esfuerzos totales para su empleo en el análisis de la presa durante y al final de la construcción. En esta etapa de la presa, el contenido de humedad del terraplén y la cimentación no estarán influenciados todavía por la infiltración a través del reservorio, omitiéndose la influencia del agua de lluvia, secado o disipación de presiones de poro por drenaje interno. Las muestras se compactan y ensayan a densidades y contenidos de humedad escogidos de tal forma que reflejen las condiciones de colocación durante la construcción. Una serie de muestras se compactan a iguales contenidos de humedad y densidad y se ensayan en el aparato triaxial con presiones de confinamiento variables. Los esfuerzos principales en la falla se grafican en la forma de círculos de esfuerzo, como se presenta en la Fig. N° 1. La envolvente superior de estos círculos (envolventes de falla), define la relación entre la resistencia cortante (s) y el esfuerzo normal total (σ), que se emplea en el análisis de esfuerzos totales.

Si la cimentación consiste de suelo cohesivo completamente saturado, la resistencia no drenada (S_u), corresponde al caso $\phi = 0$. (Fig N° 2) y puede determinarse de

ensayos de compresión no confinada en muestras inalteradas de la perforación o de ensayos de veleta de campo.

b) Ensayo consolidado no drenado (CU). La muestra primero se consolida (con disipación total de presión de poros) bajo un esfuerzo de consolidación dado y luego se aplica corte hasta la falla sin permitir el drenaje.

Los ensayos CU se corren con los siguientes propósitos:

- Con medición de la presión de poros en las muestras saturadas para determinar los parámetros de resistencia en función de los esfuerzos efectivos ($\bar{\sigma}$ y $\bar{\sigma}'$) ó (CU).

- Sin la medición de la presión de poros en muestras saturadas o parcialmente saturadas, para determinar la relación entre la resistencia cortante y el esfuerzo total normal para su empleo en el análisis de esfuerzos totales (CU).

Si el propósito del ensayo es obtener la resistencia para su empleo en el método de análisis en función del esfuerzo efectivo, la muestra deberá ensayarse a un contenido de humedad igual al que podría existir en la presa durante el estado analizado. Sin embargo, ya que es imposible predecir de manera confiable el contenido de humedad final de un terraplén y desde que los resultados más conservadores (resistencias cortantes más bajas) se obtienen con especímenes completamente saturados, es práctica común realizar los ensayos con especímenes saturados. Otra aproximación consiste en correr ensayos en dos conjuntos de especímenes, uno con muestras saturadas y otro con muestras parcialmente saturadas, seleccionando los parámetros de diseño en valores intermedios. La Fig. N° 3 muestra resultados típicos de ensayos CU en especímenes saturados de suelo impermeable, donde el esfuerzo efectivo principal en la falla está graficado en la forma de círculos de esfuerzo en el diagrama de Mohr. Las dos envolventes de falla definen los parámetros de resistencia de esfuerzos efectivos ($\bar{c}$, $\bar{\phi}$) y de esfuerzos totales (c , ϕ).

c) Ensayo drenado (CD). El drenaje y la completa disipación de la presión de poros se permiten en todas las etapas del ensayo.

Los ensayos drenados se corren solamente con el propósito de determinar los parámetros de resistencia en función de los esfuerzos efectivos ($\bar{\sigma}$ y $\bar{\sigma}'$). Los valores de resistencia obtenidos de los ensayos drenados, deben ser esencialmente los mismos que aquellos obtenidos en especímenes saturados en ensayos no drenados con medición de la presión de poros (CU). Aunque algunos investigadores muestran que los resultados no son necesariamente idénticos, la diferencia no es apreciable.

Los tipos de ensayos de resistencia cortante se llevan a cabo en aparatos de compresión triaxial o de corte directo. Los ensayos triaxiales se emplean casi exclusivamente en ensayos UU y CU, ya que el drenaje no puede controlarse fácilmente en un ensayo de corte directo. El ensayo drenado puede ejecutarse, ya sea en el aparato triaxial o en el de corte directo. El ensayo de corte directo se emplea con frecuencia, ya que el empleo de muestra delgada permite una disipación rápida de la presión de poros y un tiempo de ensayo menor.

El diseñador debe recordar siempre que los resultados de un ensayo de laboratorio se aplican solamente a las condiciones existentes en el espécimen de laboratorio. Los resultados pueden ser diferentes de las condiciones de campo, debido a que los especímenes compactados en el laboratorio pueden tener propiedades bastante

diferentes a los especímenes compactados en el campo por la disturbación de las muestras, condiciones anisotrópicas de esfuerzo u otras razones.

5.0 COMPRESIBILIDAD

La construcción de una presa de tierra está siempre asociada con y seguida por un asentamiento diferencial de su corona y taludes, el cual continúa a una velocidad decreciente. El asentamiento disminuye de un máximo por encima de la parte más alta de la presa, hasta casi cero en los estribos. Para preservar el borde libre y mejorar la apariencia de la presa, la corona se establece a una altura por encima de la elevación de diseño, igual al asentamiento anticipado.

Si la cimentación es roca, los asentamientos tienen lugar casi exclusivamente dentro del cuerpo del terraplén y se denomina compresión del terraplén. Para terraplenes bien compactados de altura moderada, la compresión del terraplén después de terminado es raramente 0.25% de la altura de la presa. Si la presa está cimentada en depósitos compresibles, el asentamiento de la corona y el talud se incrementa por el asentamiento de consolidación de la cimentación. En lugares que consisten de arcillas blandas compresibles, un asentamiento mayor de 3 metros no es inusual.

5.1 Estimación de la Compresión del Terraplén

La compresibilidad de un suelo es la relación entre el esfuerzo efectivo en el esqueleto de suelo y el cambio de volumen. Los suelos cohesivos varían en su compresibilidad en función de la cantidad y naturaleza de los finos y la cantidad y gradación de las partículas gruesas que contienen. La compresibilidad de un suelo cohesivo compactado depende de su densidad y contenido de humedad al momento de la carga. Estudios realizados por USBR (United States Bureau of Reclamation), han demostrado que los factores más importantes que controlan la compresión son el contenido de humedad de colocación y el tipo de suelo.

Un suelo cohesivo compactado que ha sido colocado con un contenido de humedad muy seco, podría colapsar con la saturación bajo carga. La relación entre la cantidad de compresión esperada y el contenido de humedad, según el USBR, se determina por una serie de ensayos de compresión confinada en muestras de suelo compactadas a varios contenidos de humedad y densidades correspondientes a la curva de compactación. El límite inferior de control de humedad se toma como aquél que no da una compresión adicional apreciable con la saturación. Los ensayos de consolidación de laboratorio se realizan con la porción del material del terraplén que pasa la malla N° 4.

La predicción de la compresión promedio del terraplén a partir de ensayos de laboratorio, todavía no es factible. La compresión del terraplén se estima por la interpolación de los datos de la Tabla N° 2. Esta tabla resume los resultados de las mediciones del USBR en más de 20 presas grandes en el oeste de E.E.U.U. Estos datos constituyen la fuente principal de información disponible sobre la compresión de presas de tierra compactadas durante la construcción.

5.2 Asentamiento de la Cimentación

El asentamiento de las cimentaciones de suelos finos puede estimarse de ensayos de consolidación de laboratorio, por medio de la teoría de consolidación de Terzaghi, que es la que se emplea para la predicción de los asentamientos de edificios y otras estructuras en arcilla.

Las suposiciones de la teoría de Terzaghi son:

- (1) El incremento de presión se aplica instantáneamente.
- (2) La compresión del suelo y el drenaje del agua son unidimensionales.
- (3) El suelo está completamente saturado.
- (4) La ley de Darcy es válida.
- (5) El agua y el constituyente sólido del suelo son incompresibles.
- (6) Los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad del esqueleto mineral son constantes para el incremento de presión aplicado.
- (7) Las deformaciones son pequeñas, en comparación con la altura inicial.

Desde su inicio en 1925, la teoría de Terzaghi, ha estado sujeta a revisiones por diferentes investigadores, con el objeto de acercar el asentamiento y su velocidad predichos por la teoría, con aquellos valores observados en el campo. Las suposiciones presentadas anteriormente no son satisfechas plenamente en la mayoría de condiciones de los suelos. Esto ha conducido a errores significativos entre las predicciones y los valores observados. Generalmente la teoría predice valores de asentamientos dentro de más o menos 25% , mientras que la velocidad de asentamiento puede tener un error de más o menos 100%.

Sin embargo, las limitaciones anteriores no son muy significativas en el diseño de presas de tierra, ya que el asentamiento absoluto no es un criterio crítico, a no ser que se refleje en el diseño del borde libre. La velocidad de disipación del exceso de presiones de poro puede medirse en el campo con piezómetros. La consideración más importante es el asentamiento diferencial.

Los asentamientos de cimentaciones en arenas y gravas ocurren totalmente durante la construcción. La magnitud varía de unos cuantos centímetros a metros , dependiendo de la densidad relativa y la granulometría del material.

Uno de los casos extremos de asentamiento total y diferencial de la cimentación es el de la presa Mission Dam, terminada en 1960 en Bridge River, British Columbia, Canadá. La presa tiene una altura máxima de 50 mts. y tiene por debajo una capa potente de arcilla muy compresible. Se estimó que un asentamiento máximo de 5 mts., podría ocurrir, la mitad durante la construcción. Las mediciones de asentamiento inicial aproximaron los valores predichos bastante bien.

6.0 PERMEABILIDAD

El agua puede moverse a través de los espacios vacíos existentes entre las partículas del suelo. Conforme el suelo es más denso, los espacios resultan ser menores y el movimiento del agua se hace más difícil. El grado de dificultad que tiene el agua para moverse a través de los espacios se denomina permeabilidad. La permeabilidad puede

reducirse, pero no puede anularse. Depende del tamaño y número de vacíos en el suelo, por lo tanto es sensible a la granulometría, al tamaño efectivo de las partículas del suelo y la densidad.

La medida de la permeabilidad se realiza mediante el coeficiente de permeabilidad K , que se define como la velocidad de descarga del agua en condiciones de flujo laminar, a través de un área de sección transversal unitaria de un medio poroso bajo un gradiente hidráulico unitario y condiciones estándar de temperatura (usualmente 20 °C).

El coeficiente de permeabilidad de suelos naturales varía de cientos de centímetros por segundo a menos de un cien millonésimo de centímetro por segundo. En muchos depósitos de suelos, la permeabilidad paralela a los planos de estratificación, puede ser 100 ó aún 1,000 veces mayor que la permeabilidad perpendicular al plano de estratificación. Una excepción es el caso del loes, en donde la permeabilidad vertical es varias veces mayor que la permeabilidad horizontal.

6.1 Rangos de Permeabilidad

La permeabilidad es muy sensible a cambios pequeños en densidad, contenido de humedad o granulometría. En ciertos rangos, una pequeña variación en cualquiera de estos factores puede resultar en mil por ciento de variación en la permeabilidad. Debido a esta gran variación, no se requiere para el diseño una medición de gran precisión, sino es importante el orden de magnitud de la permeabilidad.

Es costumbre describir a los suelos con permeabilidades menores que 1×10^{-6} cm/seg. como impermeables, aquellos con permeabilidades entre 1×10^{-6} a 1×10^{-4} cm/seg. como semipermeables y, suelos con permeabilidades mayores que 1×10^{-4} cm/seg. como permeables. Sin embargo, suelos en el rango permeable se han empleado en las zonas impermeables de presas y suelos impermeables según la definición, se han empleado con éxito en zonas permeables de presas. En la diferenciación entre suelos de diferentes zonas de una presa, es deseable una relación de permeabilidad de 100, aunque se acepta 10, si no se puede obtener fácilmente un rango mayor. La Tabla N°3 presenta correlaciones entre la clasificación de suelos y el rango probable de K .

6.2 Medidas de Permeabilidad de Laboratorio:

Existen cuatro métodos para medir el coeficiente de permeabilidad en el laboratorio

- 1) Medición directa con los permeámetros de carga constante o carga variable.
- 2) Medición indirecta por absorción capilar en tubos horizontales.
- 3) Medición indirecta del ensayo de consolidación.
- 4) Determinación indirecta de las características del suelo (granulometría, porosidad, etc.)

Una compilación muy útil del rango de aplicabilidad de estos métodos se presenta en la Tabla N° 4 (Casagrande y Fadum, 1940). Aunque la teoría de los ensayos de permeabilidad es relativamente simple, las dificultades prácticas limitan seriamente la precisión de los resultados obtenidos.

6.2.1 Suelos de Cimentación

La mayoría de depósitos naturales son anisotrópicos y muestran mucha heterogeneidad con respecto a la permeabilidad. Para obtener muestras representativas del valor de K , se requiere teóricamente el ensayo de muestras inalteradas, considerando las propiedades según las diferentes direcciones. Las dificultades en obtener muestras de depósitos granulares significa que las muestras disturbadas se ensayan a diferentes relaciones de vacíos, estimando la permeabilidad del promedio de relación de vacíos in-situ. Si el material granular contiene finos, es difícil (sino imposible) simular en el laboratorio su distribución en el campo, destruyéndose la direccionalidad de la permeabilidad.

6.2.2 Materiales del Terraplén

Las permeabilidades de los materiales del terraplén pueden estimarse mediante los ensayos indicados anteriormente (principalmente los de carga constante o variable), en especímenes compactados en el equipo miniatura a los contenidos de humedad deseados. Solamente el ensayo de carga variable es aplicable a suelos limosos o arcillosos. Se requiere una bomba de vacío para saturar los especímenes antes del ensayo.

Una permeabilidad mínima se obtiene a un contenido de humedad ligeramente superior al óptimo. Con un contenido de humedad menor, la permeabilidad aumenta rápidamente, y con un contenido de humedad mayor que el punto mínimo, la permeabilidad aumenta ligeramente. Existen dos puntos en la curva granulométrica que proporciona una información significativa si la compactación producirá una permeabilidad baja. Estos puntos son el porcentaje que pasa la malla 200 y el porcentaje retenido en la malla N° 4. Con un material bien graduado, un 5% de material que pasa la malla N° 200 producirá impermeabilidad; con un material mal graduado se necesitará hasta 30%, antes que se alcance la impermeabilidad. Si un suelo contiene más de 40 a 50% de material que pasa la malla N° 4, los finos no podrán ser compactados lo suficiente como para proporcionar una permeabilidad baja; para algunas granulometrías este porcentaje límite puede ser como 20 a 25%.

TABLA 1

PRUEBAS DE COMPACTACION POR IMPACTO

P R U E B A	D EN PULG.	MOLE H, EN PULG.	VOLUMEN EN CM ³	MARTILLO		ALTURA DE CAIDA EN CM.	CAPAS	GOLPES POR CADA CAPA	ENERGIA KG x CM ----- CM ³
				D (EN PULG.)	H (EN PULG.)				
PROCTOR ESTANDAR	4	4.584	944	2	2.5	30.48	3	25	6.1
V. S. BUREAU OF RECLAMATION	4.281	6"	1414	2	2.5	46	3	25	6.1
PROCTOR MODIFICADA	4	4.584	944	2	4.54	46	3	25	27.6

En las tres pruebas, el máximo diámetro de partículas aceptable es el de la malla No. 4, las Proctor Estándar y Modificada - aceptan partículas hasta de 3/4" en suelos con mas de 50 por ciento de partículas retenidas en la malla No. 200. Ref. (Factor that Influence Field Compaction of Soils, 1960.

Tabla N°2 Resumen de Compresiones de Secciones Impermeables de Presas del USBR durante la Construcción

Compresión promedio medida de terraplén (vertical)			Propiedades promedio del suelo							
Tipo de Suelo	SUCS	Presa (Cantera)	a 10 lb/pulg2 (%)2	a 100 lb/pulg2 (%)2	Densidad seca (relleno) -No.4(lb/pie3)3	Contenido de humedad (relleno) -4Mo. (%)3	Optimo Conteni- do de humedad (laboratorio) (%)	Contenido de roca (>N4) (%)	Límite Líquido (%)	Índice Plástico (%)
Grava limosa y arena gruesa lisa	GM-SH GM-SP GM-SH GM-SH GM-SH	Davis (A & B) Boysen (B-1) Boysen (B) Caballo Cachua	0.2 0.3 0.3 0.3 0.3	1.0 0.9 1.4 1.1 1.1	122.0 121.5 122.5 117.9 112.7	9.8 10.3 10.8 11.6 13.7	11.5 10.4 11.4 12.8 14.3	45 50 39 37 37	23 18 20 -- 25	2 2 5 -- 6
Arena fina lisa- sa y lisa de baja plastici- dad	SM SM SM SM ML ML ML	Davis (B) Long Lake (1) Bonny (S.A) O'Sullivan (1 & 7) Enders Bonny (N.A) N°. Coulee	0.5 0.3 0.3 0.3 0.4 0.4 0.2	1.8 1.6 1.6 1.6 2.1 1.9 1.3	118.1 107.2 113.4 107.6 111.6 106.9 101.6	11.9 14.6 12.7 15.5 13.2 15.4 15.7	12.2 17.1 13.9 17.1 14.5 16.2 18.2	14 0 0 0 0 0 0	21 20 21 22 20 21 22	1 1 2 NP 1 2 2
Grava arcillosa y arena gruesa ar- cillosa de baja plastici- dad	SC-SC SC-SH SC-SH SC SC SC SC CL-SC	Cachua Heart Butte (NE) Boysen Anderson Ranch Granby Green Mtn. Shadehill Deer Creek	0.3 0.4 0.4 0.6 0.8 0.6 0.4 0.4	2.0 2.6 1.9 3.3 2.4 2.1 2.0 2.6	110.9 112.0 121.8 121.2 126.8 132.2 122.4 110.6	14.2 15.1 11.3 12.5 9.6 8.4 11.4 15.1	15.3 16.3 11.8 13.0 10.0 8.9 12.4 15.5	36 4 27 10 27 35 30 30	-- 26 21 28 22 21 25 26	-- 6 5 12 8 8 10 10
Arcilla de plastici- dad baja a media	CL-ML CL-ML CL-SC CL CL CL CL CL	Fresno Long Lake (LC) Vallecito Cedar Bluff (C) Horseooth Medicine Ck. (A) Heart Butte (S.W.) Jackson Gulch (1) Carter Lake	0.7 0.2 1.1 0.2 0.2 0.3 0.5 0.2 0.3	3.6 2.9 4.2 2.8 3.0 3.5 3.8 3.7 4.0	119.1 100.0 123.2 112.7 112.5 104.5 115.3 100.7 113.5	12.2 18.5 12.2 12.9 11.6 16.8 13.5 18.9 13.4	12.4 20.5 11.5 13.9 13.9 17.6 14.5 21.4 14.9	3 0 16 0 2 0 2 5 6	20 24 -- 31 26 30 24 40 27	5 4 -- 14 12 8 10 21 11

1. Ensayo de Compactación Proctor Estándar 2. Esfuerzo efectivo (seus presión de poros) 3. Medido por ensayos de control durante la construcción.

Tabla N°3 - Correlación entre las Propiedades del Terraplén y su Clasificación

SUCS	Permeabilidad relativa	Rango de k (cm/seg)	Resistencia a tubificación relativa	Resistencia cortante relativa	Trabajabilidad relativa
GW	Permeable	1×10^{-3} a 1×10^{-1}	alta	muy alta	muy buena
GP	Permeable a muy permeable	5×10^{-3} a 10	alta a media	alta	muy buena
GM	Semipermeable	1×10^{-7} a 1×10^{-4}	alta a media	alta	muy buena
GC	Impermeable	1×10^{-8} a 1×10^{-5}	muy alta	alta	muy buena
SW	Permeable	5×10^{-4} a 5×10^{-2}	alta a media	muy alta	muy buena
SP	Permeable a semipermeable	5×10^{-5} a 5×10^{-1}	baja a muy baja	alta	buena a regular
SM	Semipermeable a impermeable	1×10^{-7} a 5×10^{-4}	media a baja	alta	buena a regular
SC	Impermeable	1×10^{-8} a 5×10^{-5}	alta	alta a media	buena a regular
ML	Impermeable	1×10^{-8} a 5×10^{-5}	baja a muy baja	media a baja	regular a muy mala
CL	Impermeable	1×10^{-8} a 1×10^{-6}	alta	media	buena a regular
OL	Impermeable	1×10^{-8} a 1×10^{-5}	media	baja	regular a mala
MH	Muy impermeable	1×10^{-4} a 1×10^{-7}	media a alta	baja	mala a muy mala
CH	Muy impermeable	1×10^{-10} a 1×10^{-8}	muy alta	baja a media	muy mala

Nota : Terraplén construido con control de compactación.

Tabla N° 4 Rango de Aplicabilidad de Métodos de Medición de K Coeficiente de Permeabilidad k (cm/seg) escala logarítmica.

	10 ²	10 ¹	1.0	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Drenaje												
Tipo de Suelo	Bueno											
	Grava limpia	Arenas limpias, mezclas de arena limpia y grava			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, till glacial, depósitos arcillosos estratificados, etc.			Suelos "impermeables", por ejm. arcillas homogéneas debajo de zona de intemperización.				
					Suelos "impermeables" modificados por efectos de vegetación e intemperismo.							
Determinación de k	Ensayo directo del suelo en posición original-ensayos de bombeo. Se requiere bastante experiencia.											
	Permeámetro de carga cortante. Se requiere poca experiencia.											
Determinación indirecta de k				Permeámetro de carga variable. Confiable. Se requiere poca experiencia.			Permeámetro de carga variable. No confiable. Se requiere mucha experiencia.			Permeámetro de carga variable. Regularmente confiable. Se requiere bastante experiencia.		
	Cálculo de curvas granulométricas. Se aplica sólo a arenas limpias y gravas.									Cálculo en base a resultados de ensayos de consolidación. Confiable. Se requiere bastante experiencia.		

* Según Casagrande y Fadum (1940).

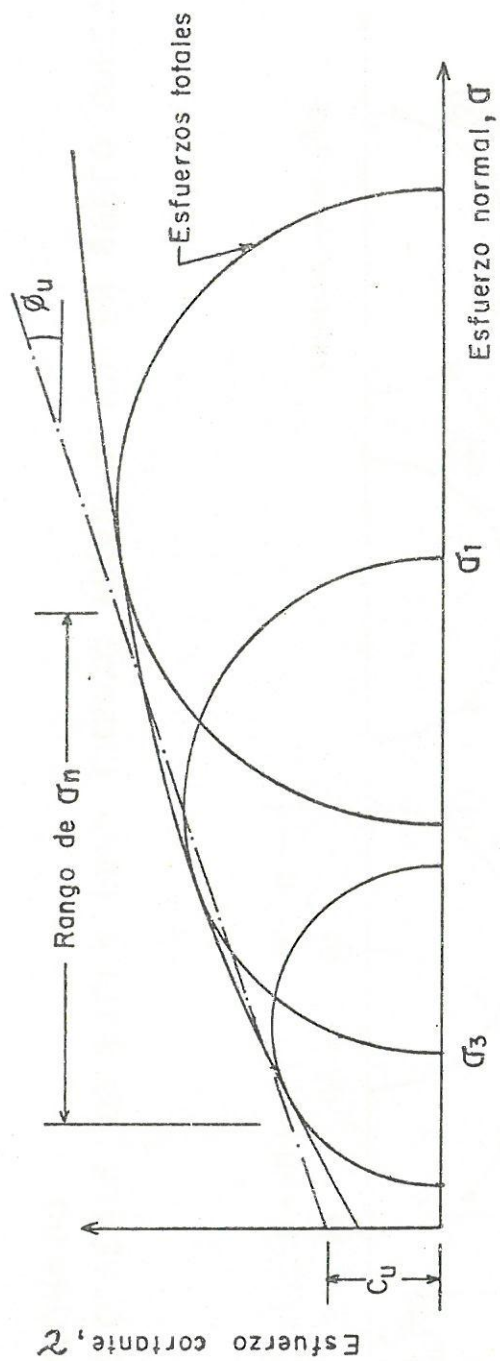


Fig. 1. ENVOLVENTE DE FALLA PARA ENSAYO TRIAXIAL UU EN MATERIAL COMPACTADO.

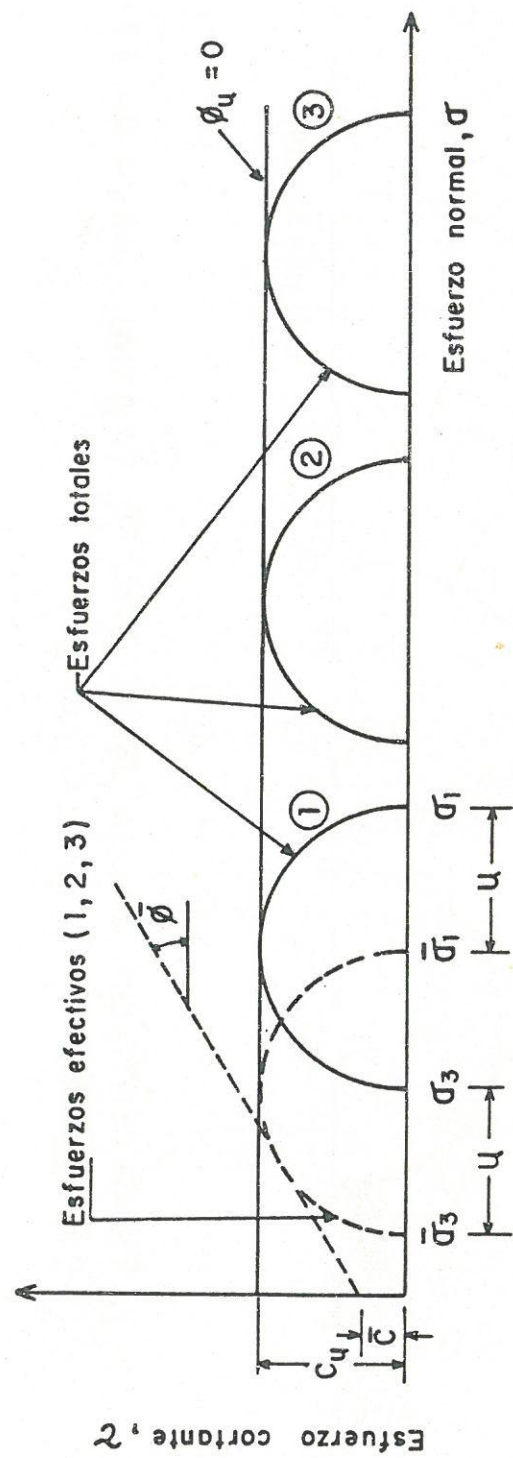


Fig. 2. ENVOLVENTE DE FALLA PARA ENSAYO TRIAXIAL UU EN SUELO COHESIVO SATURADO.

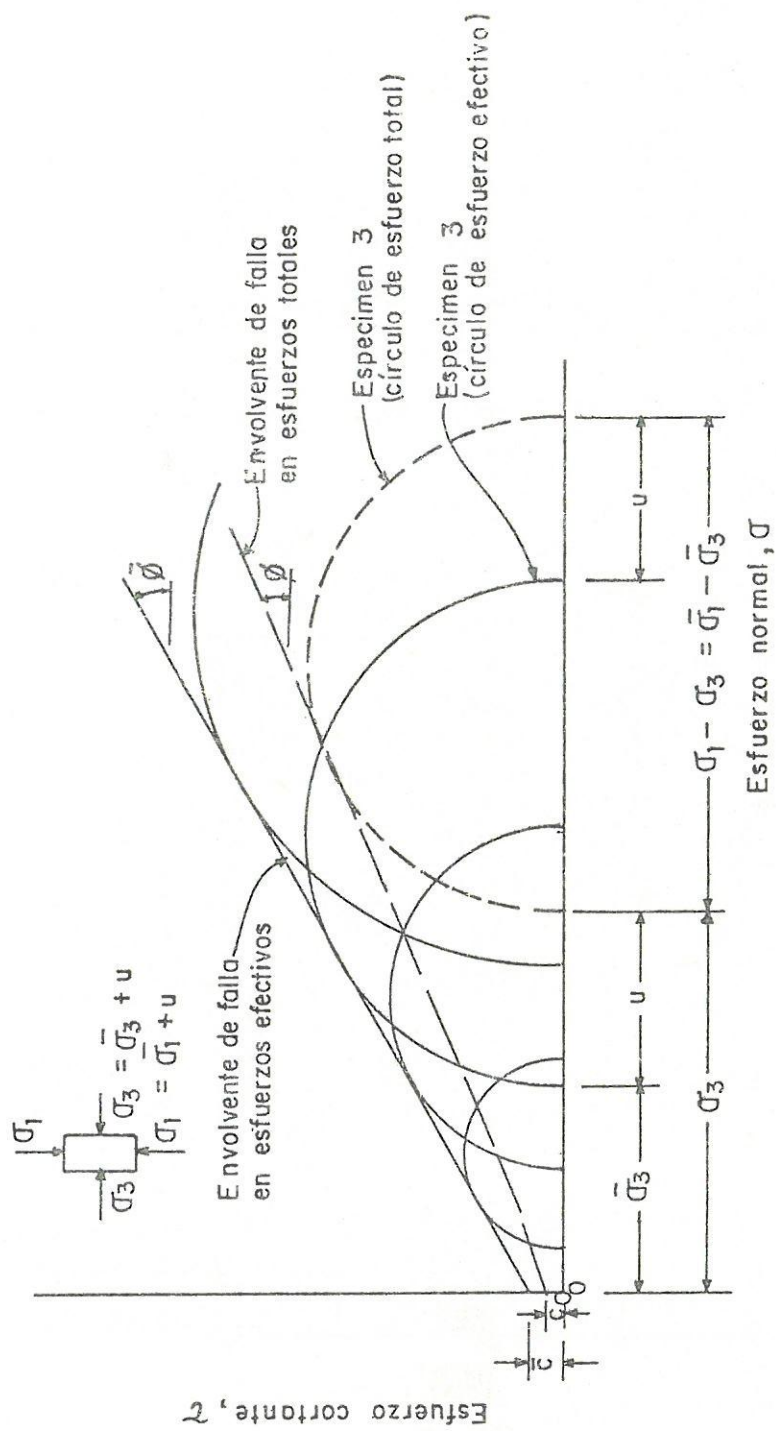


Fig. 3. ENVOLVENTE DE FALLA PARA ENSAYO TRIAXIAL CÚ EN MATERIAL IMPERMEABLE SATURADO

CONSTRUCCION DE PRESAS DE ENROCADOS

Por: Ing. Miguel de la Torre Sobrevilla
Sub-Gerente de Estudios
ELECTROPERU

RESUMEN

El diseño y construcción de presas, así como de otros tipos de obras que requieren relleno, considera cada vez con mayor frecuencia en los últimos tiempos el empleo de materiales rocosos, para efectuar los rellenos de las estructuras correspondientes.

La técnica de la construcción de enrocados ha tenido en los últimos 25 años, importantes aportes que permiten en la actualidad la construcción de rellenos como las presas, sin la formación de asentamientos residuales que pueden afectar la estabilidad y utilidad de la obra.

El presente trabajo hace un resumen de los principales criterios que se deben tener en cuenta en la construcción de enrocados para presas y otros importantes rellenos.

INTRODUCCION

La construcción de rocaplenes en un tiempo fue efectuada con fragmentos de gran tamaño que se arrojaban desde alturas variables de 10 a 20 m. Esta disposición del material originaba una masa poco densa, totalmente segregada y altamente compresible.

Otro método de construcción colocaba el material a volteo en capas hasta de 5.00 m. de espesor empleando rodillos de gran peso estático; en ciertos casos se aplicaban chorros de agua a razón de un metro cúbico por igual volumen de enrocado. Posteriormente se adoptó la construcción por capas de 1.0 a 2.5 m. esparcidas y compactadas con tractor pesado.

En las presas y rellenos contruídos con estas técnicas, estuvieron siempre latente el peligro de la formación de asentamientos no permisibles, con las consecuencias negativas para la integridad y estabilidad de la estructura.

En los últimos 25 años los criterios de construcción de enrocados, han tomado en cuenta, la granulometría y las limitaciones del tamaño máximo del enrocado, así como el empleo de rodillos vibratorios; haciendo posible el control de los asentamientos residuales y la formación de una estructura estable.

Aunque la compactación vibratoria fue conocida y utilizada en Europa desde 1930, para la densificación de suelos no cohesivos; no es sino hasta la década del 60 en que se empieza a utilizar en la compactación de enrocados de presas.

Una de las primeras experiencias en el uso del rodillo vibratorio para la compactación de enrocados, se da en la construcción de la presa Cougar de 135 m. de altura, en los Estados Unidos; habiéndose efectuado durante su construcción, ensayos de relleno, que permitieron demostrar la efectividad del rodillo vibratorio en el mismo cuerpo de la presa, por lo que se puede considerar que la presa Cougar es un experimento de campo a gran escala. Los resultados satisfactorios obtenidos en esta presa y en otras; así como las investigaciones realizadas por George Bertram y Raúl Marsal sobre las propiedades mecánicas de las rocas, han determinado criterios de construcción y control, que permiten obtener un relleno estable con pocas deformaciones residuales.

1.0 MATERIALES

1.1 Granulometría

Los materiales consisten en general de fragmentos rocosos de una determinada granulometría, obtenidas por explotación de una cantera seleccionada.

La granulometría es controlada durante la explotación de la cantera mediante el diseño de voladura adoptado y verificado en la construcción, teniendo en cuenta algunos límites en su graduación.

H. Thomas (1) sugiere tener en cuenta los siguientes criterios:

- Al menos 10% del material consistirá de roca, con una dimensión promedio no menor que el espesor de la capa, con la condición de que el tamaño de cualquier roca, no será acomodado y consolidado en el espesor de capa particular
- Al menos 25% del material consistirá de roca, con una dimensión promedio no menor de $3/4$ del espesor de la capa.
- No más del 25% del material consistirá de roca con una dimensión promedio menor de 30% del espesor de la capa.

José Rodríguez (2) recomienda que la dimensión máxima de los fragmentos, no será superior a las $2/3$ del espesor de las capas extendidas; pero excepcionalmente puede colocarse bloques de dimensiones máximas no superiores al 80% del espesor de las capas. Asimismo, presenta 6 tipos de granulometrías que se muestran en el siguiente cuadro:

Tamaño	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
Criba 80 x 80 cm	90-100	90-100	100	100	100	100
Criba 60 x 60 cm	75-95	70-90	90-100	90-100	100	100
Criba 30 x 30 cm	50-80	45-70	60-90	55-80	80-100	75-90
Criba 15 x 15 cm	35-65	30-55	45-70	35-60	55-80	45-70
Criba 3"	25-50	20-45	30-55	25-50	35-65	30-55
Tamiz 1-1/2"	15-35	13-35	20-40	18-40	20-45	20-45
Tamiz 3/8"	5-18	8-25	5-18	8-30	5-20	0-30
Tamiz No.4	2-10	5-20	2-10	5-25	2-12	7-25
Tamiz No.200	0-5	0-5	0-5	0-5	0-5	0-5

Raúl Marsal (3) comenta que el material ideal para una zona permeable compactada de un enrocado sometido a altos niveles de esfuerzo, tendría menos de 10% del tamaño menos de 0.2 mm. y un tamaño máximo de 20 a 30 cms., con un coeficiente de uniformidad de 15 ó mayor. Lamentablemente en la explotación usual de canteras, no es fácil obtener materiales que reúnan las especificaciones mencionadas, sin tener que efectuar gastos adicionales o porque las condiciones de los materiales in situ no lo permiten.

1.2 Propiedades Físicas Mecánicas

El empleo de fragmentos de roca en la conformación de rellenos de presas de cualquier tipo o altura requiere en la etapa de diseño, el conocimiento de sus propiedades físicas, químicas y mecánicas. En tal sentido es necesario efectuar ensayos de Laboratorio de Rocas, para determinar las siguientes propiedades: gravedad específica, peso volumétrico, porosidad, absorción de agua; composición química y mineralógica, resistencia a la compresión (con la humedad natural y saturada), durabilidad y abrasión.

Está demostrado que la resistencia de las rocas se altera por su saturación con agua; por ello, es indispensable determinar la influencia del agua en la resistencia, mediante ensayos de compresión simple en estado natural y saturado. Generalmente, una relación superior al 75%, indica la presencia de una roca poco afectable por la acción del agua.

Don Deere y Miller han propuesto la siguiente clasificación de las rocas, en base a la resistencia a la compresión simple de los fragmentos:

Clasificación	Resistencia Kg/cm ²
Muy baja	280
Baja	280 - 550
Media	560 - 1120
Alta	1120 - 2250
Muy Alta	2250

Las rocas con resistencias mayores de 560 kg/cm² obtienen rellenos estables y con pocas deformaciones residuales, construidos empleando técnicas modernas; mientras que las rocas con resistencias que tienen valores de 280 a 560 kg/cm² exigen ciertas precauciones para evitar deformaciones no permisibles.

A. D. Penman (4) explica que la comprensión de un rocaplén se origina por dos fenómenos:

- a) La rotura de las esquinas de los fragmentos de roca.
- b) La reorientación de los fragmentos a un estado más denso.

2.0 TECNICAS DE CONSTRUCCION

El extendido del material se realiza en capas horizontales, utilizando tractores de más de 190 CV, tipo CAT D-7, para extender materiales que pueden llegar a tener bloques de 0.60 a 0.80 m.

La práctica actual recomienda que la compactación del enrocado se realizará mediante rodillos vibrantes con un peso estático de 10 a 15 toneladas. Las primeras dos pasadas del rodillo acomodan los fragmentos, mientras que la tercera y cuarta permiten usualmente, alcanzar la densidad deseada, por rotura de las aristas de los fragmentos de roca.

George Bertram (5) indica que la mayor limitación del rodillo vibrador, es que la vibración se aplica en la superficie de la capa, lo que limita su efectividad en profundidad. Ensayos realizados sobre enrocados en Estados Unidos, indican que la profundidad efectiva de compactación de un rodillo vibrador no excede los 70 cms. Si se adopta este espesor de capa, los costos de construcción deben incrementarse, por lo que usualmente se adopta espesores de hasta 1.00 m. en zonas de la presa que soportan la carga principal, mientras que en las zonas exteriores se construyen con espesores mayores.

George Bertram (5) menciona los ensayos realizados para las presas Cougar y Carter, que se presentan gráficamente en la figura 1, donde muestra que con 4 pasadas del rodillo vibratorio, se consigue un asentamiento del 90% del obtenido para 8 pasadas.

M. Fitzpatrick (6) comenta que en los ensayos realizados para la presa Murchison, 4 pasadas del rodillo obtienen un asiento del 6% ,mientras, que otros 4, sólo lo aumentan hasta el 8.5% (Figura 2).

En el siguiente cuadro se presentan los resultados de la compactación de algunas presas de enrocado:

Presa de Enrocado	Altura (m) capa	Espesor (M)	Peso Rod. Vib. (Tn.)	N. pasadas	Porosidad
T. Brienne	90	1.0	13.5	4	15
Foz de Areia	160	0.80	10.0	4	25
Shiroro	125	1.0	15.0	6	17
P. Iciar	76	1.0	13.0	4	18
P. Iciar	76	2.0	13.0	4	23
A. Anchicaya	140	0.60	10.0	4	22
Cethana	110	0.90	10.0	4	21
Outardes	55	0.90	10.0	6	-
Khao Laem	92	1.0	10.0	4	-
Vigna I y II	40	1.0	10.5	4	-

De lo expuesto se puede concluir que generalmente se requiere de 4 pasadas de rodillo vibratorio especificado, y que un número mayor a éste, solamente ocasionaría la rotura y debilitamiento de las aristas de las rocas, con la consecuente disminución de su resistencia y, la formación de asentamientos indeseables en el cuerpo de la presa.

Por otra parte, las investigaciones y trabajos de compactación de enrocado realizadas en las últimas décadas, han determinado que el humedecimiento de material durante el colocado es recomendable, para acelerar la ocurrencia de asentamientos durante la construcción y disminuir al máximo la deformación del cuerpo luego de concluido el rocaplén. De acuerdo con esto, la información disponible recomienda un riesgo de agua de 250 a 400 litros por metro cúbico de material colocado.

3.0 CONTROL DE DENSIDAD

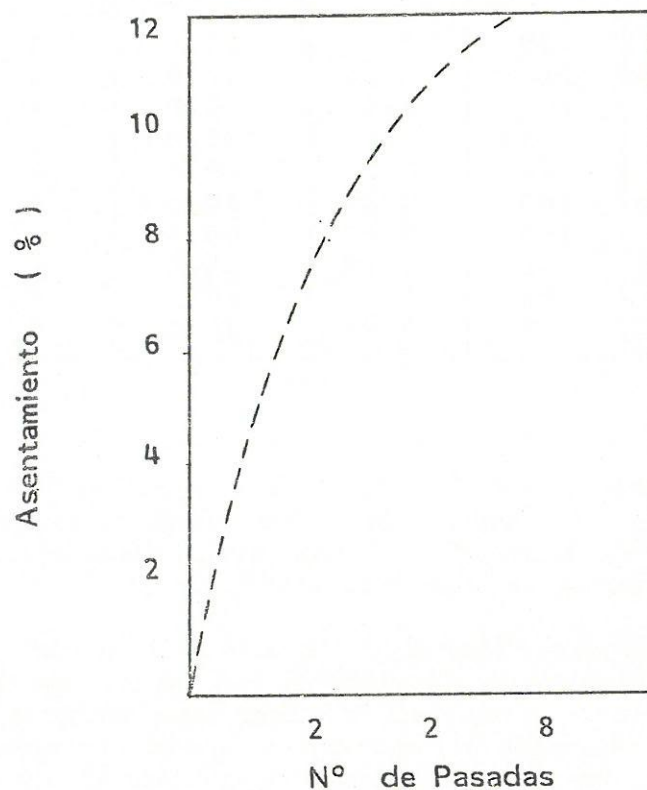
Uno de los ensayos de campo utilizados para medir el grado de compactación del enrocado, es el ensayo sobre un tramo de relleno; que permite evaluar la compactación de enrocado en términos del porcentaje de disminución del espesor de una capa, bajo repetidas pasadas de rodillo.

El decremento de la capa rodillada, es obtenido midiendo topográficamente el asentamiento vertical en 25 a 30 puntos, localizados sobre mallas cuadradas de 1.5 m. x 1.5 m., que abarcan una superficie de ensayo de 12 m. x 12 m.

Las pasadas del rodillo pueden ser efectuadas desde uno u otro lado del relleno. Cada pasada del rodillo debería traslapar la pasada anterior aproximadamente 0.30 m.

Los datos de compactación provenientes del ensayo de relleno, se presentan en forma de curvas, en donde el asentamiento de la capa en porcentaje, es ploteado contra el número de pasadas.

La curva obtenida permitirá determinar el número de pasadas del rodillo, que obtiene la densidad apropiada para la capa de material que se está trabajando.



Para el resto del relleno, el control se verifica comprobando exclusivamente estas variables: espesor de capa, tipo de rodillo y número de pasadas.

El otro procedimiento usualmente empleado, es el ensayo de densidad de campo que emplea la siguiente metodología:

- a) Luego de haber compactado una capa de enrocado, se prepara un área aproximada de 3 m. x 3 m. Sobre dicha área se coloca un anillo de acero o de madera de 1.0 a 2.0 m. de diámetro interior.
- b) Se mide el volumen entre la superficie del enrocado, y el nivel superior del anillo empleando una sábana de plástico que se colocará cubriendo el anillo y llenando con agua el espacio interior, entre la superficie del enrocado y el nivel superior del anillo. Registrar este volumen inicial.
- c) Se quita el agua y la sábana de plástico y se excava cuidadosamente a mano, toda la extensión de la capa que se está ensayando. Cuando el fragmento es grande y pesado, se puede extraerlo mediante una grúa o equipo similar. El material extraído, es inmediatamente pesado, cuidando que no pierda la humedad que contenga por evaporación.

d) Se coloca la sábana de plástico sobre el agujero excavado y sobre el anillo; se registra el volumen de agua empleado como Volumen Final.

e) La densidad in situ será definida como:

$$\text{Densidad} = \frac{\text{Peso Total de material Excavado}}{\text{Volumen Final - Volumen Inicial}}$$

En ensayo completo se repite 2 veces más sobre la superficie compactada, para evaluar el rango de variabilidad de los resultados.

REFERENCIAS

- (1) H. Thomas; "Engineering of large Dams", John Wiley and Sons, Inc., 1976
- (2) José Rodríguez; "Especificaciones para la ejecución de Pedraplenes"; Simposium sobre Terraplenes, pedraplenes y otros rellenos, Madrid, 1986
- (3) Raúl Marsal; "Mechanical Properties of Rockfill"; Embankment Dam Engineering. Casagrande Volume; 1973
- (4) A.D. Penman, "Rockfill", Building Research Station Current Paper 15/71
- (5) George Bertram; "Field Test for Compacted Rockfill", Embankment Dam Engineering. Casagrande Volume 1973.
- (6) M. Fitzpatrick. "Design of Concrete Faced Rockfill Dams". Simposium on C.F.R.D. ASCE Oct. 1985.

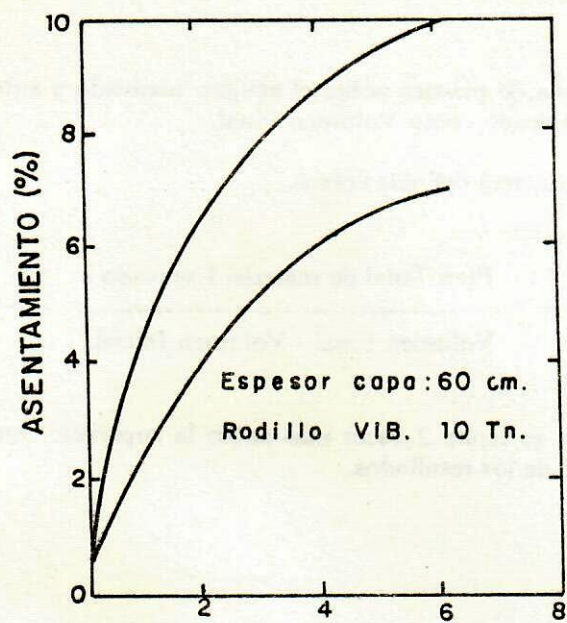


Fig. 1

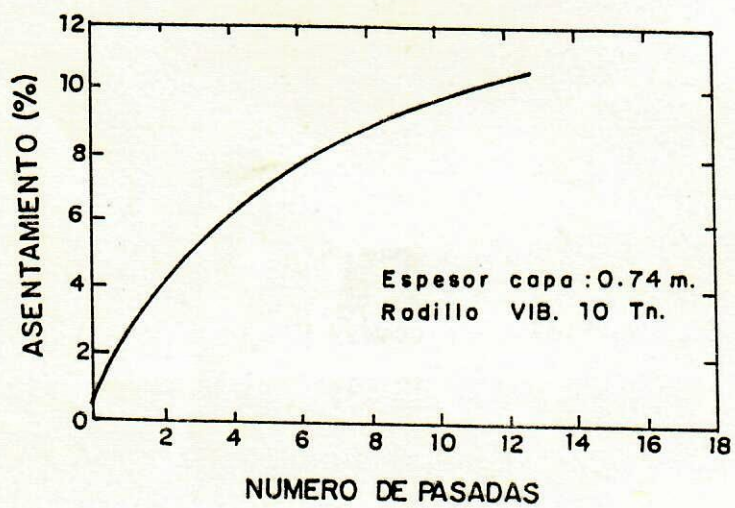


Fig. 2

SEGUNDA PARTE

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LA PRESA

PASTO GRANDE

GEOLOGIA DE LA PRESA

Por: Ing. Oscar Vásquez Huamaní
CISMID-UNI

1.0 GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

El presente informe geológico es el resultado del estudio realizado en la zona del proyecto de la presa "Pasto Grande" ubicada en las serranías del departamento de Moquegua, provincia de Mariscal Nieto, distrito de Carumas. El estudio de campo se realizó entre la tercera y cuarta semana del mes de diciembre del año 1988 y prosiguió en los gabinetes en Lima.

1.2 Objetivo

El estudio tuvo por objeto realizar el reconocimiento y la evaluación de las condiciones geotécnicas del eje de la presa, el vaso y las canteras del proyecto, que contemplan la construcción de una estructura de retención cercana al nacimiento del río Vizcachas, la que embalsará sus aguas sumándolas a las de las lagunas Ajuachaya, Pañejo y Chapioca. La cristalización de este proyecto recae sobre el "Proyecto Especial Pasto Grande" y a cuya conclusión Moquegua contará con mayores recursos hídricos que propenderán a su progreso y bienestar.

1.3 Estudios anteriores

De acuerdo a referencias personales, en la zona no se han hecho estudios geológicos exhaustivos. Los siguientes son conocidos:

- Plano de 1:10,000, dibujado por E. Portugal del INADE y de autor desconocido, que tiene datos sobre fallas.
- Estudio llamado "Geología Vaso, Boquilla, Canal de Trasvase y Túnel Jachacuesta" hecho por el INAF.
- Estudio "Informe Perforaciones Diamantinas de Presa Pasto Grande", de abril de 1987, de INADE.
- Informe "Perforaciones Diamantinas Eje de Presa Pasto Grande" de mayo de 1987, del INADE.
- Boletín N° 29 "Geología de los Cuadrángulos de Puquina, Omate, Huatire, Mazo Cruz y Pizacoma", del Instituto de Geología y Minería, de setiembre de 1978.

2.0 GEOMORFOLOGIA

La morfología que presenta la zona del eje de la presa está caracterizada por tener sectores de superficies planas, otras ligeramente onduladas y algo alejado del vaso, zona de cumbres escarpadas. En la naciente del río Vizcachas se nota la típica quebrada fluvial, labrada por la acción erosiva de este río.

La zona está a una altura aproximada mínima de 4,500 m.s.n.m, donde predominan las planicies llamadas "pampas", formadas por sedimentos fluvio-lagunares-glaciares de edad cuaternaria, de origen volcánico piroclásticos que han sido acarreados y depositados en cuencas, sobre rocas volcánicas. Alrededor de estas pampas se presentan cerros o montañas que son los remanentes de edificios volcánicos destruidos por la erosión de los glaciares. Esta sucesión de "pampas", con remanentes de lagunas y bofedales es conocida geomorfológicamente como el altiplano.

3.0 GEOLOGIA DE LA ZONA DE LA PRESA

En el área de estudio se ha dado más importancia a las características geotécnicas de las rocas observadas en el sitio, que su identificación formacional y a que formación pertenece, ya que por lo que se ve en los planos, existen incongruencias.

En plano de 1:100,000 del Instituto de Geología y Minería fija las rocas del eje de presa y boquillas y casi todo el río Vizcachas como pertenecientes al volcánico Llallahuí, del Grupo Tacaza, y un poco más alejado a la formación Capillune. El reconocimiento formacional requiere más estudio y tiempo, y es sólo referencial.

3.1 Geología del Eje de la Presa

3.1.1 Estribo izquierdo

Este estribo está emplazado en roca andesítica, gris oscura de grano medio, fuerte, siendo ésta la mejor roca que aflora en esta área; se le encuentra fracturada y diaclasada pero no tanto para que le haga perder su condición maciza. Está muy ligeramente intemperizada y sus fracturas están separadas entre 3 - 5 cms. Tiene al menos 2 sistemas de diaclasas paralelas de 10- 20 -30 cms., siendo la más abundante la primera. El otro sistema es casi perpendicular al primero y tiene un rumbo S - 60 °E y un buzamiento vertical.

En la exposición del estribo izquierdo es observable que esta roca tiene una potencia de al menos 8 metros e infrayace a una colada de lava brechosa, cuya potencia llega hasta la cima de la ladera de aquel lado.

3.1.2 Área entre-estribos

En una buena extensión se observa que la andesita del estribo izquierdo también aflora en una gran parte del área entre-estribos, pero existe una parte que está cubierta por el agua del río y material mueble, que no permite reconocer si esta roca continúa hacia el estribo derecho como sería deseable y parece ser probable.

Al momento de hacerse las perforaciones diamantinas parece ser que se ha detectado la presencia de una falla y que ésta estaría también indicada por la salida de agua caliente en el mismo cauce del río. En este caso se tendría que debajo del estribo derecho, debido a la probable falla, podría haber otro tipo de roca, pero la presencia en el estribo derecho de una metasomatita (roca alterada por procesos metasomáticos, ocasionados por soluciones calientes) que parece ser la misma andesita que aflora en el estribo izquierdo y que por su alteración tiene menor resistencia que la anterior.

La roca entre-estribos, de acuerdo a los testigos de perforación, presenta una serie de oquedades y fracturas menores que podrían ser futuros caminos de infiltración del agua, por lo que se deberá tener en cuenta las provisiones correspondientes para obturarlas.

3.1.3 Estribo derecho

Este estribo está emplazado en roca andesita alterada por soluciones calientes que han convertido a esta roca en una metasomatita, una roca que tiene menos resistencia que la anterior. Esta roca es la que evita que el emplazamiento de la presa sea homogénea (un sólo tipo de roca), como se recomienda en las presas. Sin embargo, a esta metasomatita se le encuentra maciza y resistente. El perfil del estribo aquí es más tendido, contrastado con el estribo izquierdo que es más empinado, lo que producirá un perfil asimétrico de la presa.

3.1.4 Ladera izquierda de la Boquilla

Esta ladera, o sea la margen izquierda del naciente río Vizcachas está conformada por material detrítico del Cuaternario, al nivel del río, que cubre la andesita aflorante en el estribo izquierdo. Suprayaciendo a la andesita aparece una brecha volcánica que completa el paquete litológica de este lado, pues llega hasta la cumbre de las elevaciones de esta margen. La estabilidad del talud de este lado es buena, no existen problemas de deslizamientos o desplomes.

3.1.5 Ladera derecha de la Boquilla

Al nivel del río aparece el material detrítico del Cuaternario con poca potencia. A continuación aparece, hasta la cumbre de la ladera y más atrás, la brecha volcánica de color gris verdoso oscuro con una superficie rugosa, áspera, presenta enolitos de roca marrón rojiza en una matriz amarillenta de grano fino a grueso, intemperizada. Esta brecha presenta un contacto áspero sobre otra brecha de la misma naturaleza. En algunos sitios se observa calcedonia y ónix-calcedonia como indicios de su filiación volcánica.

3.2 Geología del Area del Vaso y Laderas del Embalse

El vaso de la presa está rodeado de elevaciones de suave pendiente que no presentan peligro de deslizamientos ni desplomes hacia la presa que la pudieran poner en peligro. El vaso al ser llenado tendrá una forma irregular y quedará con una isla, el cerro Caluta.

Los bordes o playas del embalse estarán formados en muchas partes por material detrítico inconsolidado del Cuaternario como son los depósitos aluviales, fluvio-glaciares, lagunares y cólicos, cuya posibilidad de acceso al vaso debe ser evitada, pues estos sedimentos pueden contribuir a acortar la vida de la presa, colmatándola.

De haber habido una falla o fractura por donde se podría filtrar y fugar el agua, hace

tiempo que debe haber sido obturada por los sedimentos inconsolidados que rellenan el fondo del vaso, este mismo sedimento, asimismo, siempre estará dispuesto a rellenar posibles vías de escape del vaso.

4.0 GEOLOGIA ESTRUCTURAL

En el sitio del eje de presa existen 2 fallas inferidas. La primera de ellas es la falla del río Vizcachas, cuya existencia es probable, ya que por lo general los ríos o vías de agua toman zonas de debilidad; tales como fallas o fracturas para labrarse su camino; además, porque en el cauce del río al perforar en el eje primitivo de presa brotó agua caliente. También se detectó indicios de falla al perforarse en el estribo derecho del eje actual y en los gráficos correspondientes se anota la falla.

La falla anterior correspondería al sistema de 3 fallas paralelas con rumbo aproximado $N^{\circ} 45^{\circ} 0'$, que aparecen ploteadas en un plano en la cumbre de ese lado.

Cerca al estribo derecho se infiere la presencia de otra falla cuya traza pasaría a unos 10 metros del eje de presa, aguas abajo, con un rumbo de $S-48^{\circ} 0'$.

Otra falla notable es la que está en la salida del río Vizcachas llamada "Chacapunco", y tiene un rumbo de $N-30^{\circ} 0'$ y está en forma perpendicular a él, tiene casi 5 kms. de extensión.

5.0 LAS CANTERAS

5.1 Canteras de Rocas

La cantera "Progresiva 2+500", que se encuentra ubicada en el kilómetro 2.5 del canal, donde aflora roca ígnea andesítica, presenta buenas características de masividad, inalterabilidad, granulométrica y además se encuentra en cantidad suficiente, agregándose su relativa cercanía, características que la hacen aceptable.

5.2 Cantera de Arcilla

La arcilla no se ha encontrado en grandes cantidades, sino en lentes de poco espesor y dimensiones, pero debido a que en la zona ha habido una gran actividad glacial y erosiva es propicia para encontrar canteras de este sedimento. Un sitio propicio es en la pampa, detrás del Cerro Caluta, en su sector NE.

6.0 CONCLUSIONES

Primera.- La zona donde se ha planeado la ejecución de la presa, geotécnicamente no es la mejor, pero, en ese lado, no hay mejor alternativa.

Segunda.- La presa no está diseñada sobre un sólo tipo de roca como es recomendable en presas.

Tercera.- La roca del estribo izquierdo es una de las mejores rocas que aflora en la zona, es firme, resistente a la erosión y descomposición.

Cuarta.- La roca del estribo derecho es una roca alterada, con menor resistencia que la del estribo izquierdo y además, probablemente está cruzada por 2 fallas.

Quinta.- La roca entre-estribos en la mayor parte no dará lugar a problemas de asentamiento, levantamiento ni deslizamientos. Existen cerca al estribo derecho y debajo de él, una parte cuya litología es desconocida. Este sector presenta pequeñas oquedades y fracturas que hacen necesario una cementación fluida y moderada.

Sexta.- La estanqueidad del vaso está favorecida por el sedimento inconsolidado presente en él. Las laderas que lo rodean tienen buena estabilidad.

Septima.- La roca de ambas laderas de la boquilla tienen taludes estables.

7.0 RECOMENDACIONES

Primera.- Limpiar bien el estribo derecho hasta encontrar roca inalterada y preferentemente darle un perfil simétrico a la presa.

Segunda.- Llevar a cabo un programa de cementación para obturar las posibles fugas por las fracturas y oquedades, detectando y sellando especialmente la falla que cruzaría perpendicularmente el eje de la presa, debido a que el peso del agua cuando se encuentra a embalse lleno puede abrir caminos de filtración.

Tercera.- Tomar las previsiones para evitar que los sedimentos de las laderas vayan al vaso y lo continúen colmantando.

Cuarta.- Limpiar en el estribo derecho de 10 a 15 metros aguas abajo, el material detrítico para un mejor estudio de la falla allí inferida.

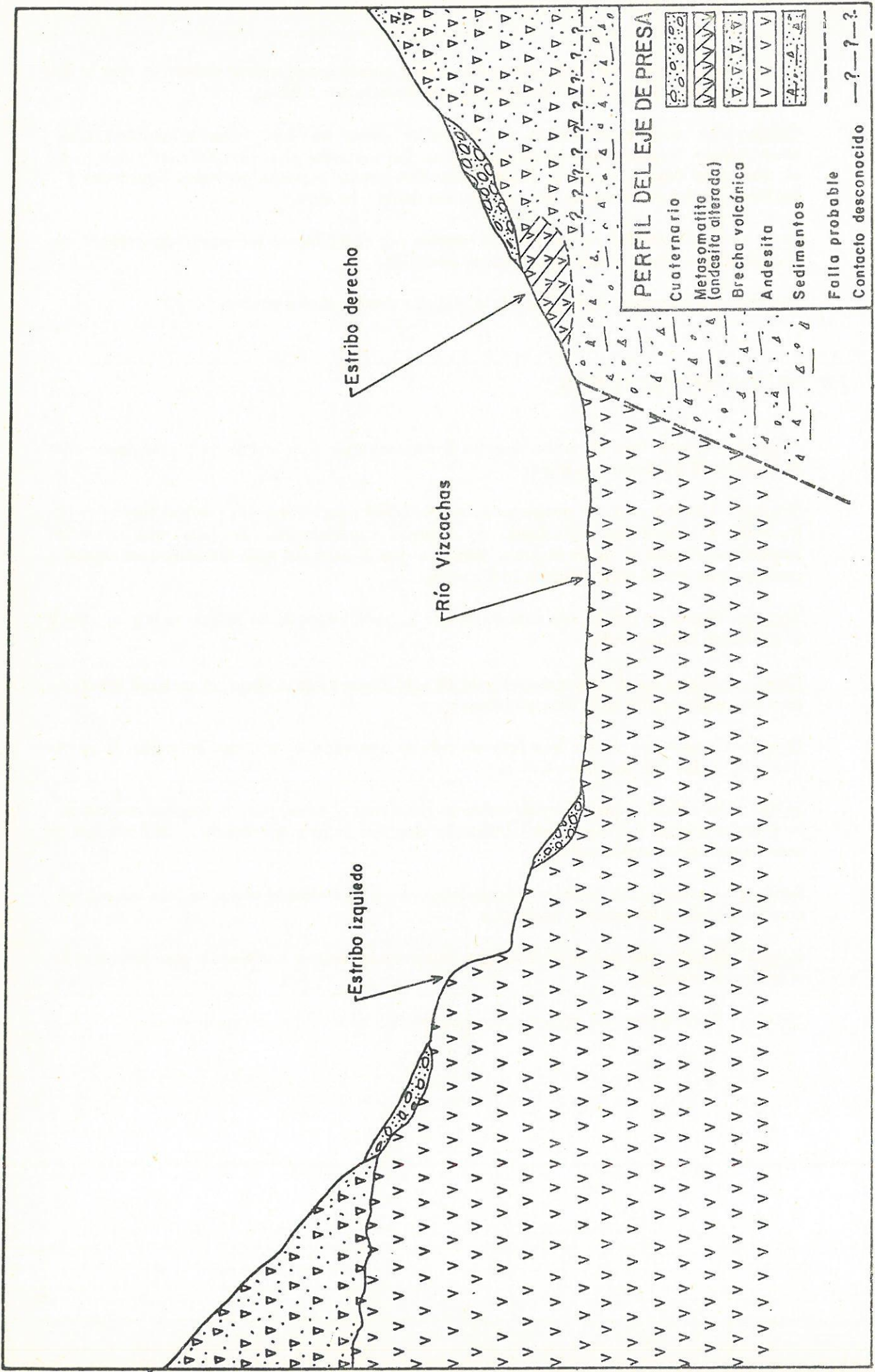
Quinta.- Considerar como área propicia para la ubicación de canteras de arcilla, la parte posterior, sector NE, del Cerro Caluta.

Sexta.- Dar énfasis a una adecuada trabazón entre roca y presa, pues la roca entre-estribos, se presenta plana, sin rugosidades buscando dar una mayor adherencia a la obra que le permita resistir la presión del agua.

Septima.- Desviar el río hacia su margen izquierda, para ubicar el plano de falla del estribo derecho y realizar los estudios necesarios.

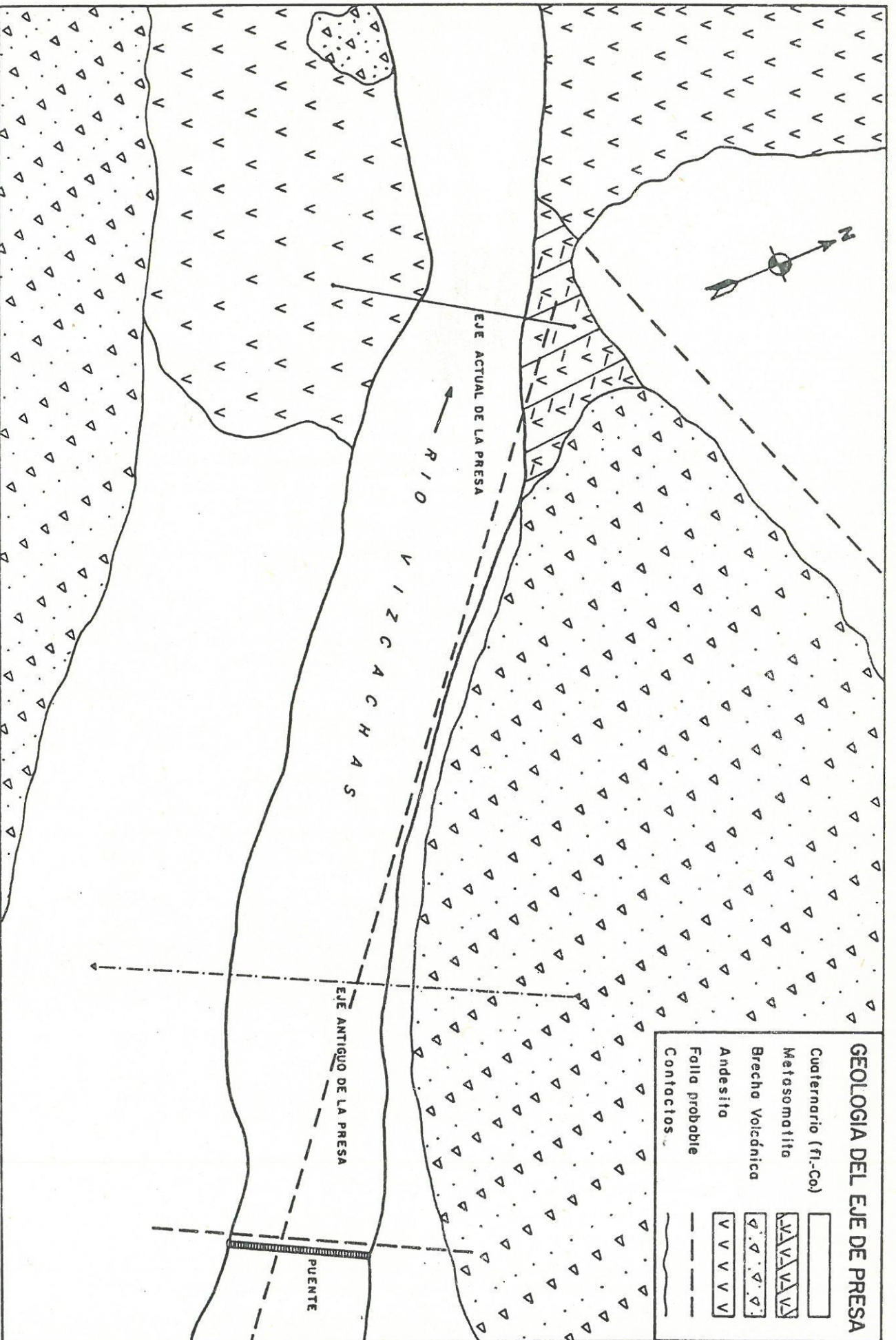
Octava.- Ejecutar una galería en la margen derecha para aclarar que tipo de roca infrayace a la brecha de ese lado.

Novena.- Hacer un estudio microscópico-petrográfico de las rocas del eje de presa.



PERFIL DEL EJE DE PRESA

Cuaternario	
Metasomatita (andesita alterada)	
Brecha volcánica	
Andesita	
Sedimentos	
Falla probable	
Contacto desconocido	



EXPLORACION DE CANTERAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA PRESA PASTO GRANDE.

Por: Dr. Ing. Jorge E. Alva Hurtado
CISMID-UNI

INTRODUCCION

Las investigaciones en canteras se llevan a cabo para determinar la cantidad y calidad de los materiales disponibles para construir una presa. Las investigaciones de rutina en nuestro medio, en lo que se refiere a canteras, se realizan mediante zanjas, trincheras o calicatas. Para realizar las excavaciones se puede utilizar tractor, retroexcavadora o simplemente picos y palas. Los ensayos geofísicos pueden emplearse de manera complementaria a las excavaciones, para determinar la naturaleza y extensión de los depósitos investigados. De las excavaciones se obtienen muestras para realizar ensayos de laboratorio, ejecutándose también en las excavaciones los ensayos de campo.

En las excavaciones se lleva a cabo la identificación de los materiales encontrados, así como su profundidad y espesor de estratos, con el propósito de determinar los tipos de suelos y su distribución en las áreas de canteras de préstamo. Con la información obtenida y con las características geométricas del terraplén de la presa, se seleccionan las canteras más apropiadas. En base a las propiedades índice de los suelos, obtenidas de un laboratorio de campo, se determina la mejor manera de explotar la cantera y se obtienen muestras representativas para su ensayo en el laboratorio central. Estas muestras deben escogerse cuidadosamente, de modo de obtener los rangos de las propiedades mecánicas de los materiales investigados. En los materiales finos es muy importante determinar su contenido de humedad natural, para compararlo con el óptimo de compactación, especialmente en climas húmedos, ya que toma tiempo y dinero secar los materiales. En materiales de grano grueso, ya sean de depósitos aluviales o de enrocado obtenido por voladura, debe considerarse su granulometría y resistencia al intemperismo.

En este artículo se resumirán los trabajos de exploración de canteras realizados durante la construcción de la presa Pasto Grande, presentando las canteras estudiadas para obtener los materiales impermeables, de filtro y de enrocado. Además, se presentará un resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados con los materiales estudiados, tanto en el laboratorio de campo en el sitio de la presa, cuanto en el Laboratorio Geotécnico del CISMID y en otros laboratorios de Lima que cuentan con equipos no disponibles en el CISMID.

1.0 ANTECEDENTES

En el Estudio Definitivo de la Presa Pasto Grande, realizado en 1987, se indica que fue explorada una cantera de materiales cohesivos para el núcleo impermeable de la presa. Esta cantera se ubicaba cerca al campamento (Cantera A). Los resultados de los ensayos de clasificación indicaban que este material era un SC, con 45% de arena, 40% de finos, $IP = 5.7\%$, con una permeabilidad equivalente de 3.4×10^{-8} cm/seg. En el informe se indica que se realizó un ensayo triaxial UU, a partir del cual se dedujo los parámetros de resistencia cortante en función de los esfuerzos efectivos. Luego $C = 9.5$ ton/m², $\phi = 16^\circ$ y $\bar{C} = 0$, $\bar{\phi} = 33^\circ$.

En relación a los materiales de filtro se estudiaron las canteras Japopunco y Chilota, ubicadas en los ríos del mismo nombre. La granulometría de estos agregados era apropiada; sin embargo, los porcentajes acumulados de pérdidas por intemperismo y de desgaste a la abrasión resultaron superiores a los mínimos deseados, no descartando por esto su uso. La permeabilidad del material de Chilota empleada en el diseño definitivo fue de 1.2×10^{-3} cm/seg, y la resistencia cortante drenada $\bar{C} = 0$ y $\bar{\phi} = 35^\circ$. La fricción del enrocado se asumió igual a $\phi = 40^\circ$ y la de la cimentación $\bar{\phi} = 35^\circ$.

2.0 EXPLORACION DE CANTERAS

El CISMID de la UNI verificó las canteras propuestas en el Estudio Definitivo y buscó canteras adicionales de material impermeable, ya que la propuesta no era suficiente para el núcleo y delantal impermeable, este último propuesto en la revisión del diseño. La Tabla N° 1 presenta los volúmenes de materiales requeridos y los volúmenes disponibles de materiales en las distintas canteras evaluadas. La Figura N° 1 presenta la ubicación de las canteras, en base al plano geológico del INGEMMET a escala 1/100,000.

A continuación se describe brevemente cada una de las canteras investigadas, con sus características más importantes.

Cantera A: Está ubicada en la quebrada Incacachi, a 3.5 Km. del eje de la presa. Esta cantera serviría para el núcleo y la atagüa. En esta cantera se ejecutaron 14 calicatas, con profundidades variables de 1 a 3 metros, hasta llegar a la roca o al nivel freático. Se obtuvieron 29 muestras. Esta cantera es la estudiada en el diseño definitivo. La muestra integral la clasifica como SM con $IP = 9\%$ y una máxima densidad seca, según el ensayo Proctor Estándar, de 1.75 gr/cc y óptimo contenido de humedad de 17.3%. El contenido de humedad natural es de 15%.

Cantera B: Está ubicada en la quebrada Pañejo, a 6.5 Km. del eje de presa, camino a Juli de Pasto Grande. Esta cantera sería para material impermeable. En esta cantera se realizaron 6 calicatas hasta profundidades variables. Se distinguieron dos estratos definidos. La muestra integral indica una clasificación SM sin plasticidad. Del ensayo de compactación Proctor Estándar se obtiene $\gamma_{dmax} = 1.78$ gr/cc y $w_{opt} = 14.8\%$. El contenido de humedad natural es de 12%.

Cantera C: Esta cantera se ubica en el cerro Huancapujo, a 6.5 Km. del eje de presa, camino a la ciudad de Moquegua. Esta cantera se descartó por tener una clasificación SM, sin plasticidad. El contenido de humedad natural es de 13%.

Cantera D: Esta cantera es para material impermeable y se ubica a 12 Km. del eje de presa, camino al campamento de Humajalco. Se realizaron 8 calicatas de exploración. La muestra integral arrojó una clasificación SC, con un índice de plasticidad de 15%. Los resultados del ensayo Proctor Estándar fueron: $\gamma_{dmax} = 1.64$ gr/cc y $w_{opt} = 18.8\%$. El contenido de humedad es de 13%.

Cantera E: Esta cantera de material impermeable se ubica en el Km. 6 de la carretera eje de la presa a campamento Humajalzo. En esta cantera se realizaron 13 calicatas con profundidades variables de 1 a 3 metros. La clasificación del suelo es SC, con un índice de plasticidad de 29% y un contenido de humedad de 28%. El ensayo Proctor Estándar arrojó valores de $\gamma_{dmax} = 1.59 \text{ gr/cc}$ y $w_{\text{ópt}} = 21.4\%$. En esta cantera el contenido de humedad natural se encuentra por encima del óptimo.

Cantera Chilota: Esta cantera para el filtro y dren de la presa se ubica en el río Chilota, en el Km. 34 de la carretera del eje de presa al campamento Humajalzo. El material se clasifica como GP-GM, aunque algunas muestras resultan GW.

Cantera Japopunco: Esta cantera se empleará en el filtro y dren de la presa, así como se utilizará como agregado para concreto. La cantera se ubica en el río del mismo nombre, en el km. 16 de la carretera del eje de presa a la ciudad de Moquegua. El material se clasifica como GW.

Cantera Enrocado: Esta cantera producirá, mediante voladura de la roca, material para los espaldones de la presa. La cantera se ubica en la progresiva 2 + 500 del canal Pasto Grande. La roca es andesita. Los ensayos de laboratorio indicaron un porcentaje de desgaste por abrasión de 14% y el ensayo de durabilidad una pérdida inferior al 1%.

3.0 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se realizaron ensayos estándar de laboratorio con las muestras de las canteras impermeables, para determinar sus propiedades índices y clasificación. También se realizaron combinaciones de canteras. Los ensayos estándar realizados fueron de granulometría, límites líquido y plástico, contenido de humedad y peso específico relativo de sólidos. En la Tabla N° 2 se presenta el número de ensayos realizados en cada una de las canteras investigadas, así como en las combinaciones de canteras. En total se realizaron 44 análisis granulométricos, 40 ensayos de límites de consistencia, 42 ensayos de contenido de humedad natural y 38 ensayos de peso específico relativo de sólidos. En la Tabla N° 3 se presentan los resultados de muestras representativas y en la Fig. N° 2 se ilustran las curvas granulométricas correspondientes.

Se ejecutaron 17 ensayos de compactación Proctor Estándar con las muestras de canteras y combinaciones de canteras para el material impermeable. El número específico de ensayos en cada cantera se presenta en la Tabla N° 2. La Fig. N°3 presenta la curva de compactación para la mezcla empleada en el núcleo de la presa, que es una combinación del 50% del material de la cantera B y 50% del material de la Cantera E.

Los ensayos especiales realizados con los materiales impermeables consistieron en: 11 ensayos triaxiales UU, 8 ensayos triaxiales CU, 7 ensayos de consolidación, 4 ensayos de permeabilidad y 2 ensayos pin-hole o de dispersividad. El número de ensayos por cantera o combinación de canteras se presenta en la Tabla N° 2.

Los ensayos triaxiales se ejecutaron con muestras compactadas al 100% del ensayo Proctor Estándar. Los ensayos UU se corrieron con esfuerzos de confinamiento de 1, 2 y 4 kg/cm² y una velocidad de aplicación del esfuerzo desviador de 2 mm/min. El diámetro del espécimen fue 5 cm y la altura 10 cm. La Fig. N° 4 presenta, a manera de ejemplo, la envolvente de falla para el material del núcleo, según el ensayo UU.

Los ensayos triaxiales CU utilizaron también muestras compactadas al 100% Proctor Estándar. Se empleó una contrapresión de 2 kg/cm² en todos los especímenes, para alcanzar la saturación. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0.2 mm/min. Los esfuerzos efectivos de consolidación fueron de 1, 2, 3 kg/cm². Las Figuras N° 5 y 6

presentan las envolventes de falla en función de los esfuerzos efectivos y totales, respectivamente, para el material empleado en el núcleo de la presa, según el ensayo CU.

Los ensayos de consolidación se ejecutaron para determinar la compresibilidad del núcleo impermeable y calcular los asentamientos del mismo, para el diseño del borde libre. Los ensayos se realizaron en un consolidómetro con muestras compactadas. La Fig. N° 7 presenta la curva de compresibilidad del material empleado en el núcleo de la presa.

Los ensayos de permeabilidad se realizaron en los materiales de las canteras A y D y en las combinaciones BD y BE. Se determinaron las permeabilidades verticales y horizontales de las muestras compactadas.

Un comentario especial merece el ensayo pin-hole o de dispersividad. Este ensayo se desarrolló para medir directamente la dispersividad de suelos finos compactados. En el ensayo se hace fluir agua a través de un agujero hecho en la muestra. El flujo a través del agujero simula el paso del agua a través de una grieta o canal de filtración en el núcleo impermeable de una presa. El agujero (pin hole) tiene un diámetro de 1.0 mm. y se realiza en un espécimen cilíndrico de suelo de 35 mm. de diámetro y 25 mm. de largo. Se aplica distintas cargas de agua, de 50, 180 y 380 mm. y se registran las velocidades y turbidez del agua. Se ensayaron las muestras compactadas de las combinaciones BD y BE, no siendo dispersivas las muestras ensayadas.

En la Tabla N° 4 se presenta un resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en los materiales impermeables de la presa Pasto Grande.

Con los materiales de filtro y de espaldones se ejecutaron ensayos de clasificación, contenido de humedad y peso específico relativo. Con los materiales de filtro se ejecutaron ensayos de abrasión en la Máquina de los Angeles, resultando un porcentaje de desgaste inferior al 20% para las dos canteras. También se realizaron ensayos químicos de sales solubles totales y sulfatos, resultando contenidos pequeños. Se ejecutaron ensayos de densidades máximas y mínimas para evaluar la densidad relativa del filtro colocado. Con el material de enrocado se ejecutó un ensayo de durabilidad con el sulfato de sodio, arrojando una pérdida de 1%. El ensayo de abrasión presentó un valor de 14% de pérdida.

No se realizaron ensayos de resistencia, permeabilidad y compresibilidad en los materiales de filtro y de enrocado. Los parámetros de diseño se asumieron en base a la granulometría y la clasificación de suelos y rocas.

4.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presenta en esta sección la evaluación de las canteras disponibles para la construcción de la presa Pasto Grande y los parámetros para su empleo en el análisis y diseño de la misma.

Las Canteras B y C quedaron descartadas como material impermeable único de la presa, debido a su clasificación SM y su baja plasticidad, que les confiere una permeabilidad relativamente alta. La Cantera A también es SM, aunque su índice de plasticidad es de 9% y su permeabilidad de 1×10^{-5} a 8×10^{-6} cm/seg. Esta cantera, la más cercana de material impermeable a la presa, tan solo tiene un volumen disponible de 4,000 m³, inferior a lo requerido para la construcción del núcleo y delantal de la presa.

Las Canteras D y E son arenas arcillosas SC, con índices de plasticidad de 15 y 29%, respectivamente. Se realizó un ensayo de permeabilidad en el material de la Cantera D, arrojando valores de k de 2×10^{-7} a 9×10^{-8} cm/seg. El volumen disponible de la Cantera D es 5,000 m³, inferior a lo requerido para materiales impermeables. Por otro lado, la Cantera E tiene un volumen disponible de 20,000 m³, un contenido de humedad natural superior al

óptimo del ensayo Proctor Estándar y una resistencia inferior a la de las otras canteras de material impermeable.

En base a las características de las canteras disponibles de material impermeable, unas resistentes y otras más impermeables se decidió estudiar las mezclas de canteras para determinar sus propiedades resultantes. Se combinaron en 50% las canteras A-D, B-D y B-E y 30% de B con 70% de D. Las mejores combinaciones se lograron con las Canteras B-D y B-E. Ambas poseen permeabilidades aceptables, y parámetros de resistencia cortante semejantes. Sin embargo la Cantera E se encuentra a la mitad de distancia de la Cantera D. El análisis de la compresión del núcleo con la combinación B-E arrojó un valor de 20 centímetros. Asimismo, el ensayo de pin-hole indicó dicha combinación como no dispersiva.

Finalmente, se tomó la decisión de emplear la combinación de las Canteras B-E en 50% cada una para la construcción del núcleo y ataguía de la presa y la Cantera E para el delantal impermeable, colocando los materiales a sus óptimos contenidos de humedad del ensayo Proctor Estándar.

Las Canteras Chilota y Japopunco cumplen con los requisitos para el material de filtro y dren. Sin embargo, debido a su cercanía al lugar de la obra y la consiguiente disminución de los costos de transporte, se decidió utilizar la Cantera Japopunco para el dren y filtro de la presa.

El material de la Cantera de enrocado, según los ensayos de laboratorio, resulta satisfactorio para ser empleado en los espaldones de la presa.

La Tabla N° 5 presenta los parámetros de las Canteras, a ser utilizados en el diseño de la presa Pasto Grande.

TABLA N° 1 Materiales requeridos en la Presa
y volúmenes de Canteras

	Volumenes (m ³)			
	Delantal Impermeable	Nucleo, Ataguia	Filtro y dren	Enrocado
Volumen requerido en el diseño	3,500	8,900	3,600	12,000
Cantera A SM (3.5 Km)	-	4,000	-	-
Cantera B SM (6.5 Km)	-	18,000	-	-
Cantera C SM (6.5 Km)	-	10,000	-	-
Cantera D SC (12 Km)	-	5,000	-	-
Cantera E SC (6 Km)	20,000	20,000	-	-
Cantera Japopunco GW (16 Km)	-	-	4,500	-
Cantera Chilota GP (34 Km)	-	-	>20,000	-
Cantera Enrocado (2.5 km)	-	-	-	>20,000

Tabla N° 2 ENSAYOS DE LABORATORIO PARA EVALUAR EL MATERIAL IMPERMEABLE DE LA PRESA PASTO GRANDE

MUESTRA	GRANULOMETRIA	LL	LP	Wn	GS	COMPACTACION	TRIAxIAL		CONSOLIDACION	PERMEABILIDAD	PIN HOLE
							UU	CU			
CANTERA A	9	9	9	9	9	1	2	2	1	1	--
CANTERA B	3	3	3	3	3	1	--	--	--	--	--
CANTERA C	4	4	4	4	4	2	--	--	--	--	--
CANTERA D	6	6	6	6	4	2	2	2	1	1	--
CANTERA E	5	5	5	5	4	2	--	--	--	--	--
50%A + 50%D	3	3	3	3	3	1	--	--	1	--	--
30%B + 70%D	3	3	3	3	3	1	--	--	1	--	--
30%B + 50%D	4	3	3	2	4	2	5	2	2	1	1
50%B + 50%E	7	4	4	7	4	5	2	2	1	1	1
TOTAL	44	40	40	42	38	17	11	8	7	4	2



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISHID - LABORATORIO GEOTECNICO



SOLICITADO : INADE
PROYECTO : PASTO GRANDE
LUGAR : MOQUEGUA
FECHA : FEBRERO 1990

ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

TABLA N° 3

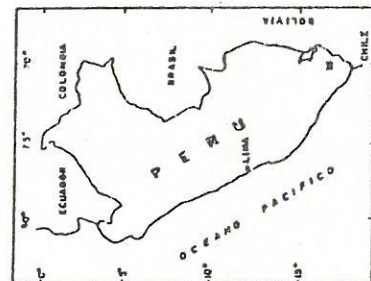
Pozo N°	CANtera A	CANtera B	CANtera C	CANtera D	CANtera E	50X8+50X6	JAPOUNCO	CHILOTA	
Muestra	0.30-2.00	0.30-2.00	0.30-2.00	0.30-1.50	0.30-2.50	0.30-2.50	0.20-1.50	0.20-1.50	
Profundidad (m)									
3"							100.0	100.0	
2"							93.3	86.4	
1 1/2"							91.6	79.6	
1"	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0		79.1	66.1	
3/4"	95.6	97.5	98.8	97.5	91.4	100.0	72.7	61.0	
3/8"	92.2	87.4	94.6	95.3	82.3	90.3	55.2	45.8	
N°4	86.9	67.6	84.2	88.7	75.7	75.0	39.8	35.1	
N°10	74.0	47.4	69.1	76.2	67.7	61.8	29.0	27.0	
N°20	58.9	35.8	58.2	70.1	60.9	51.5	22.4	21.5	
N°40	47.3	28.7	43.7	62.9	55.9	44.1	14.2	17.1	
N°60	36.3	23.9	37.7	56.8	53.5	39.7	8.7	13.6	
N°140	19.7	15.2	23.2	51.0	48.1	34.5	4.3	9.9	
N°200	15.6	14.1	16.5	46.1	47.1	33.7	3.9	9.6	
LIMITES	37.8	27.7	36.0	31.4	54.3	38.4	-	21.9	
DE	L.P.	NP	NP	16.3	25.7	23.2	NP	NP	
CONSISTENCIA	8.8	NP	NP	15.1	28.6	15.2	NP	NP	
L.C.	-	-	-	-	-	-	-	-	
HUMEDAD NATURAL (%)	15.0	12.0	13.0	13.2	28.0	23.0	8.2	9.1	
CLASIFICACION (SUCS)	SM	SM	SM	SC	SC	SC	GW	GP-GM	

Tabla N° 4 RESUMEN DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO
DEL MATERIAL IMPERMEABLE

Muestras	Clasif. SUCS	IP (%)	Tamaño Máximo	Compactación γ_d máx (gr/cc)	O.C.H (%)	Humedad Natural (%)	Permeabilidad K_v (cm/seg) K_h (cm/seg)	UU	Triaxial Estático CU	CU	Pin Hole
CANTERA A	SM	8.8	3/8"	1.750	17.3	15	1.007×10^{-5} 8.529×10^{-6}	$\phi_u = 30^\circ$ $C_u = 1.37 \text{ kg/cm}^2$	$\phi = 32.5^\circ$ $c = 0.35 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\phi} = 39^\circ$ $\bar{c} = 0 \text{ kg/cm}^2$	--
CANTERA B	SM	NP	3/8"	1.780	14.8	12	--	--	--	--	--
CANTERA C	SM	NP	3/8"	1.605	17.8	13	--	--	--	--	--
CANTERA D	SC	15.2	3/8"	1.640	18.8	13.2	2.103×10^{-7} 8.946×10^{-8}	$\phi_u = 18^\circ$ $C_u = 1.36 \text{ kg/cm}^2$	$\phi = 20^\circ$ $c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\phi} = 30.6^\circ$ $\bar{c} = 0 \text{ kg/cm}^2$	--
CANTERA E	SC	29	3/4"	1.589	21.4	28	--	--	--	--	--
30%B + 70%D	SC	22.1	1/2"	1.662	17	13.1	--	--	--	--	--
50%A + 50%D	SC	22.2	1/2"	1.708	15.3	14.1	--	--	--	--	--
50%B + 50%D	SC	15.7	1/2"	1.745	15.8	13	1.365×10^{-7} 1.141×10^{-8}	$\phi_u = 16^\circ$ $C_u = 0.32 \text{ kg/cm}^2$	$\phi = 22.5^\circ$ $c = 0.20 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\phi} = 35^\circ$ $\bar{c} = 0 \text{ kg/cm}^2$	No dispersivo
50%B + 50%E	SC	15.2	3/8"	1.651	18.9	23	7.23×10^{-7} 8.89×10^{-8}	$\phi_u = 12^\circ$ $C_u = 0.5 \text{ kg/cm}^2$	$\phi = 17^\circ$ $c = 0.28 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\phi} = 30.6^\circ$ $\bar{c} = 0.164 \text{ kg/cm}^2$	No dispersivo

Tabla N° 5 PARAMETROS DE DISEÑO PRESA PASTO GRANDE

MATERIAL	$\gamma_d(\text{max})$ gr/cc	γ_{sat} gr/cc	Permeabilidad (cm/seg)		Resistencia Cortante		
			k h	k v	UU	CU	$\bar{C}\bar{U}$
Núcleo	1.65	2.01	1×10^{-6}	1×10^{-6}	$C_u = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ $\phi_u = 12^\circ$	$C = 0.28 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi = 17^\circ$	$\bar{C} = 0.14 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi = 30.6^\circ$
Filtros	1.85	2.10	1×10^{-1}	1×10^{-1}			$\bar{C} = 0$ $\phi = 36^\circ$
Espaldón	1.85	2.10	1×10^{-1}	1×10^{-1}			$\bar{C} = 0$ $\phi = 36^\circ$
Cimentación	2.50	2.5	1×10^{-3}	1×10^{-3}			$\bar{C} = 0$ $\phi = 42^\circ$



UBICACION DEL AREA DE ESTUDIO

LEYENDA

EDAD	ROCAS SED. Y VOLC.	FORMACION
CUATERNARIO RECIENTE	Or-bo Or-fg	Bofedales Depósitos fluvio-glaciares
TERCIARIO CUATERNARIO	Or-fg	Volcánico Barroso
TERCIARIO SUPERIOR	Or-fg	Formación Capillane Formación Maure
TERCIARIO MEDIO	Or-fg	Volcánico Llalahuí Tufos Huayllillas

SIMBOLOS

- Rumbo y buzamiento de capas
- Falla normal
- Falla probable
- Contacto conocido
- Camino carrozable
- Camino
- Cantera

UBICACION DE CANTERAS
PRESA PASTO GRANDE

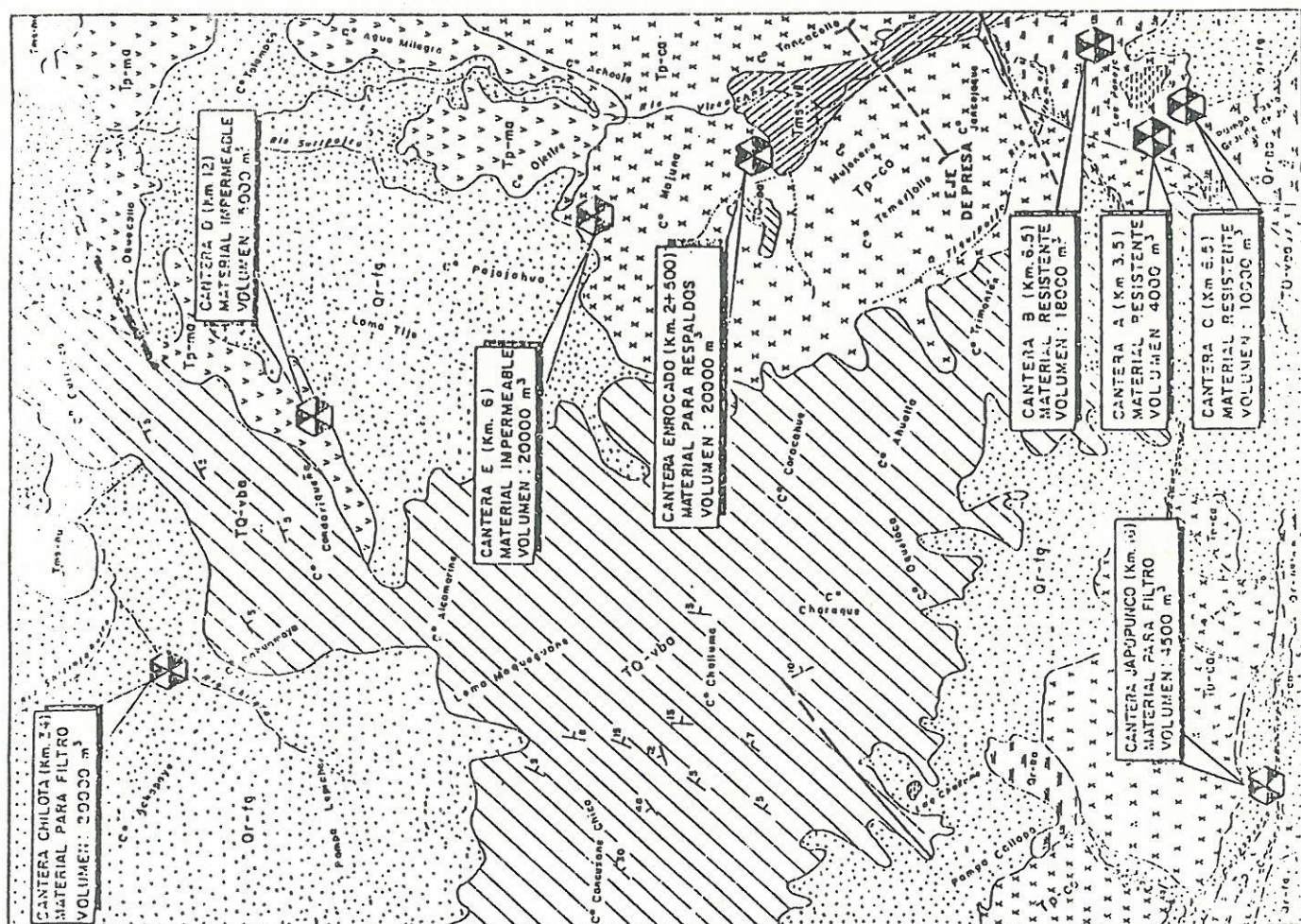


Fig. N.1

Ref. Inqemmet

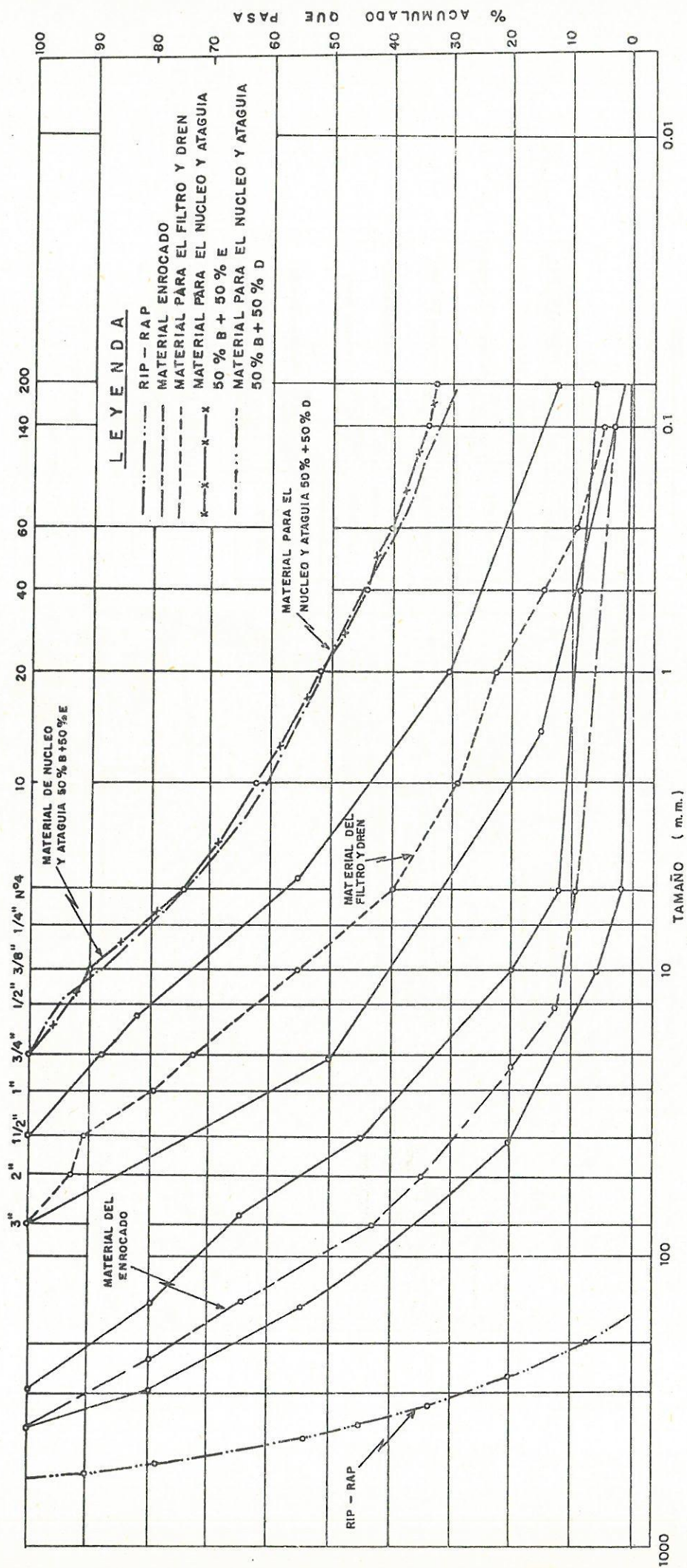


FIG. N° 2 DISEÑO GRANULOMETRICO DEL FILTRO Y ENROCADO

ENSAYO DE COMPACTACION

Obra.....PRESA PASTO GRANDE.....Tipo de Construcción.....NUCLEO Y ATAQUIA.....CANTERAS B Y E
Muestra N°.....50% B + 50% E.....Km.....Profundidad.....0.00 - 2.50 m.

Molde N°.....I.....	2183							
Volumen.....	Pies 3.							cc
Método de Compactación.....	Proctor Estandar "C"							
Peso suelo + Molde	6786	6946	7187	7369	7563	7650	7610	7580
Peso Molde	3345	3345	3345	3345	3345	3345	3345	3345
Peso suelo húmedo compactado	3441	3601	3842	4024	4218	4305	4265	4235
Peso volumétrico húmedo	1.576	1.65	1.76	1.843	1.932	1.972	1.954	1.94
Recipiente N°	13	12	10	01	11	18	06	16
Peso suelo húmedo + Tara	108.4	98.3	102.4	89.2	114.5	104.2	110.4	137.0
Peso suelo seco + Tara	101	90	92	79	99	89	93	113
Tara	11.6	11	11	11.3	11.3	11.6	13.6	11.5
Peso de agua	7.4	8.3	10	10.2	15.5	15.2	17.4	2.4
Peso de suelo seco	89.4	79.0	81.0	67.7	87.7	77.4	79.4	101.5
Contenido de agua	8.3	10.5	12.4	15.1	17.7	19.6	21.9	23.7
Peso volumetrico seco	1.45	1.49	1.57	1.60	1.64	1.65	1.60	1.57

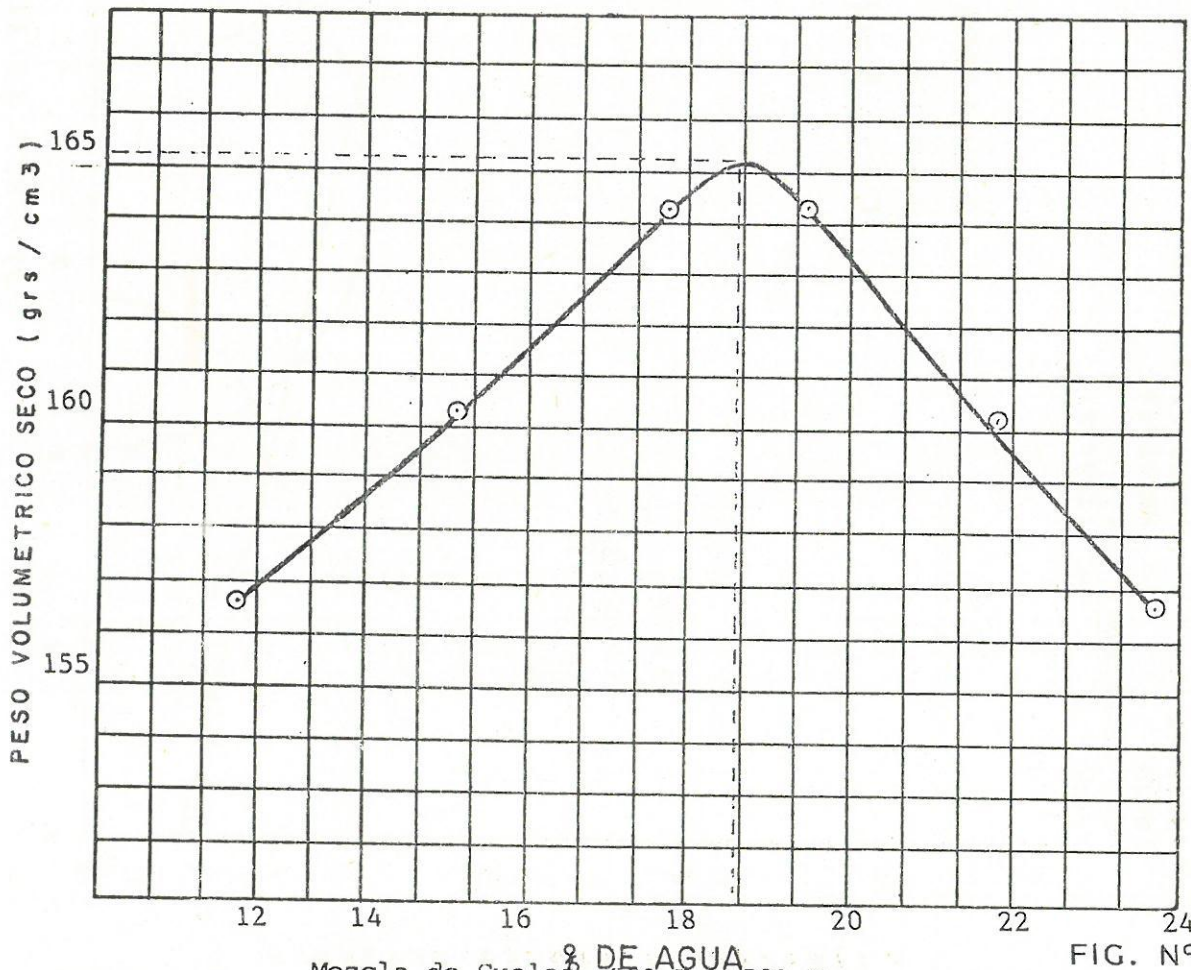


FIG. N° 3

OBSERVACIONES.....Mezcla de Suelos 50% B + 50% E.....
O.C.H. = 18.9% M.D.S. = 1.651 gr/cc.....M. Rodríguez.....Set. 89
.....POR.....FECHA.....

CIRCULO DE MOHR

PROYECTO	: PRESA PASIO GRANDE	CALICATA	: CANTERAS
LUGAR	: MOQUEGUA	MUESTRA	: 50XB + 50XE
TIPO DE ENSAYO	: UU	PROF. (m)	: -
FECHA	: 13/08/88	CLASIF. (SUCS)	: SC

RESULTADOS
 $\phi u = 12^\circ$
 $C u = 0.5 \text{ kg/cm}^2$

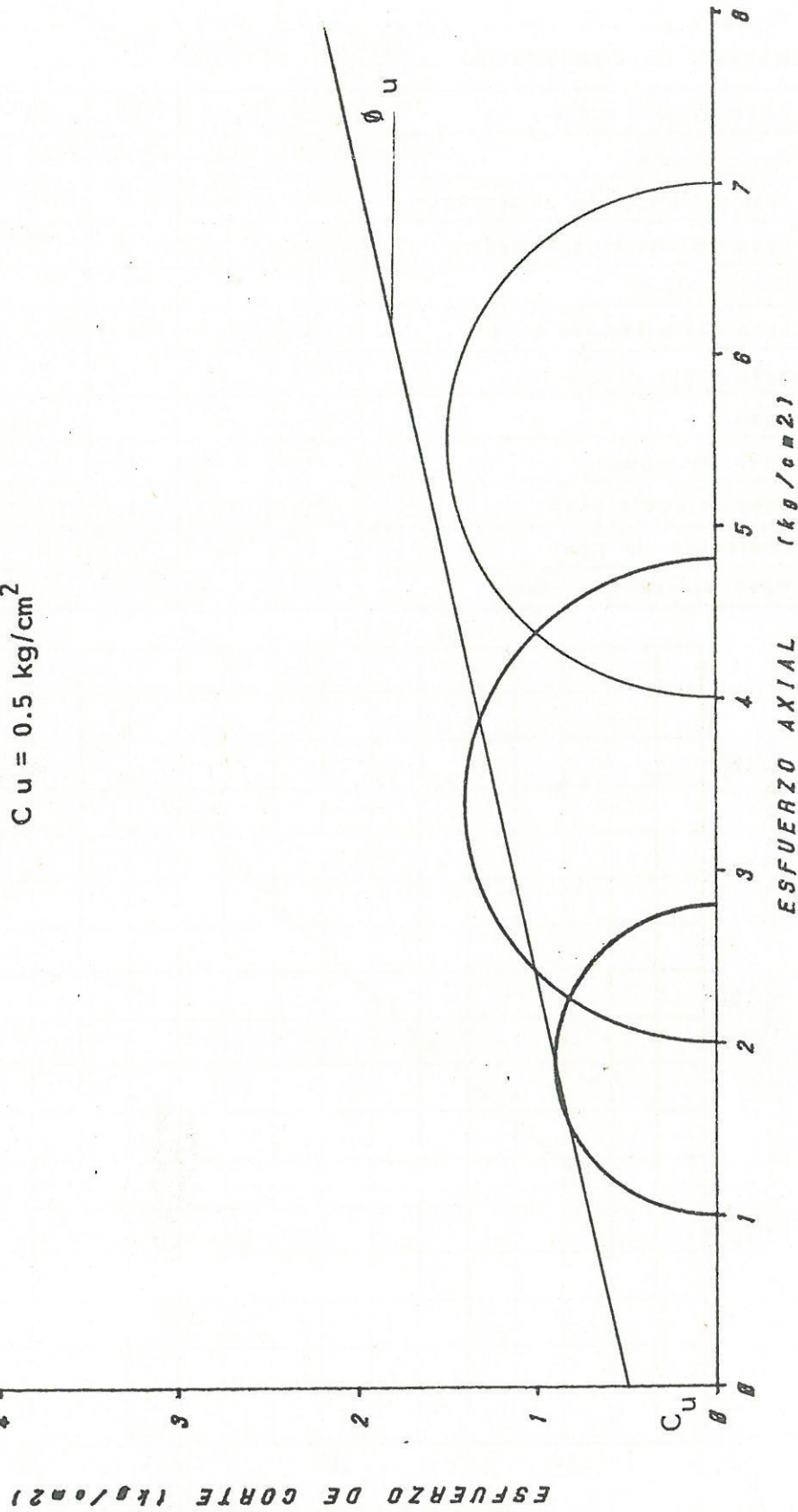


Fig. N°4

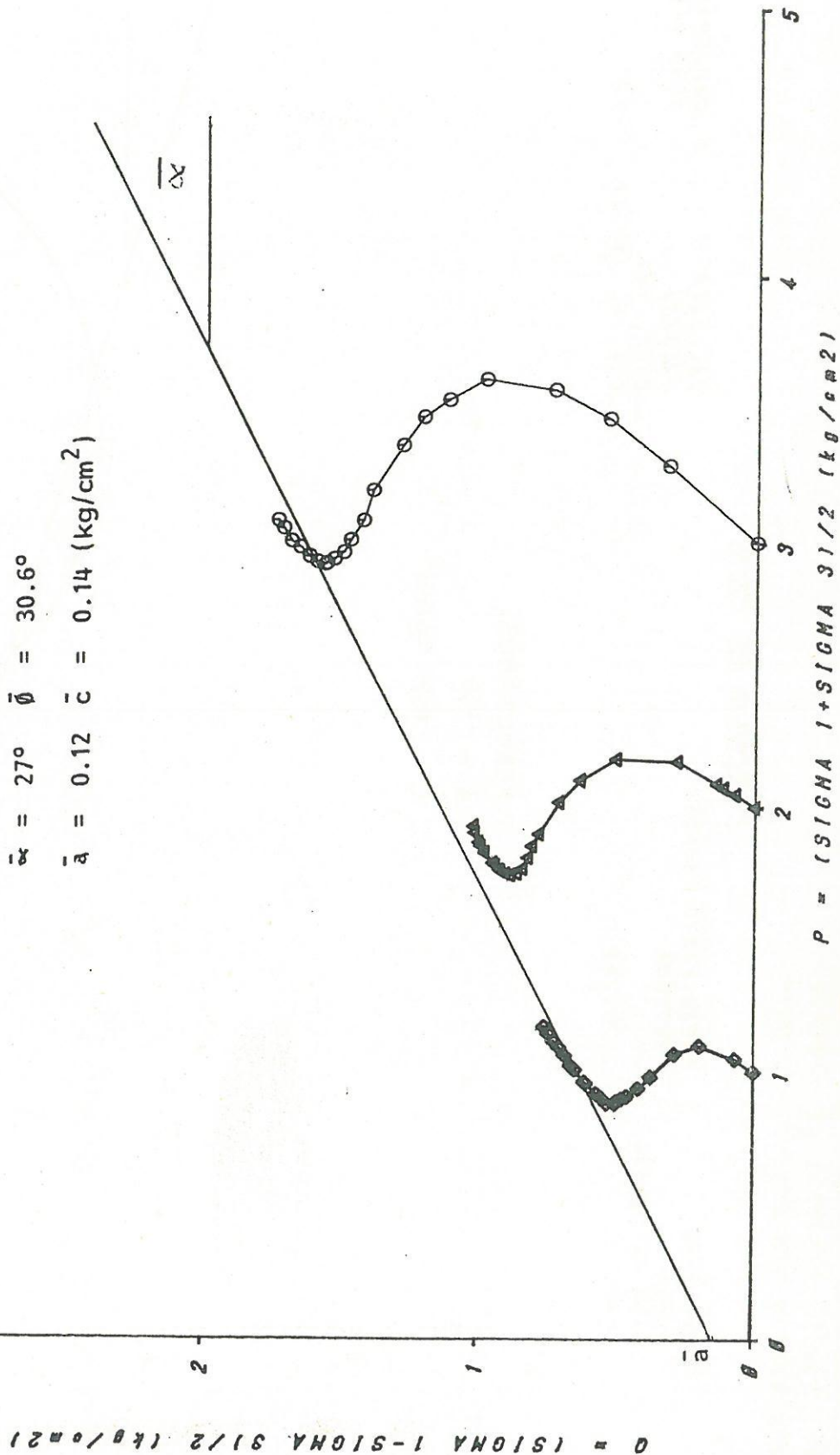
DIAGRAMA P - Q

PROYECTO	: PRESA PASTO GRANDE	CALICATA	: CANTERAS
LUGAR	: MOQUEGUA	HUESTRA	: 50x8 + 50x8
TIPO DE ENSAYO	: CU	PROF. (m)	: -
FECHA	: 13/09/89	CLASIF. (SUCS)	: SC

RESULTADOS

$$\bar{\alpha} = 27^\circ \quad \bar{\phi} = 30.6^\circ$$

$$\bar{a} = 0.12 \quad \bar{c} = 0.14 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$



CIRCULO DE MOHR

PROYECTO : PRESA PASTO GRANDE
LUGAR : MOQUEGUA
TIPO DE ENSAYO : CU
FECHA : 13/09/88

CALICATA : CANTERAS
HUESTRA : 50XB + 50XE
PROF. (m) : -
CLASIF. (SUCS) : SC

RESULTADOS

$$\phi = 17^\circ$$

$$C = 0.28 \text{ kg/cm}^2$$

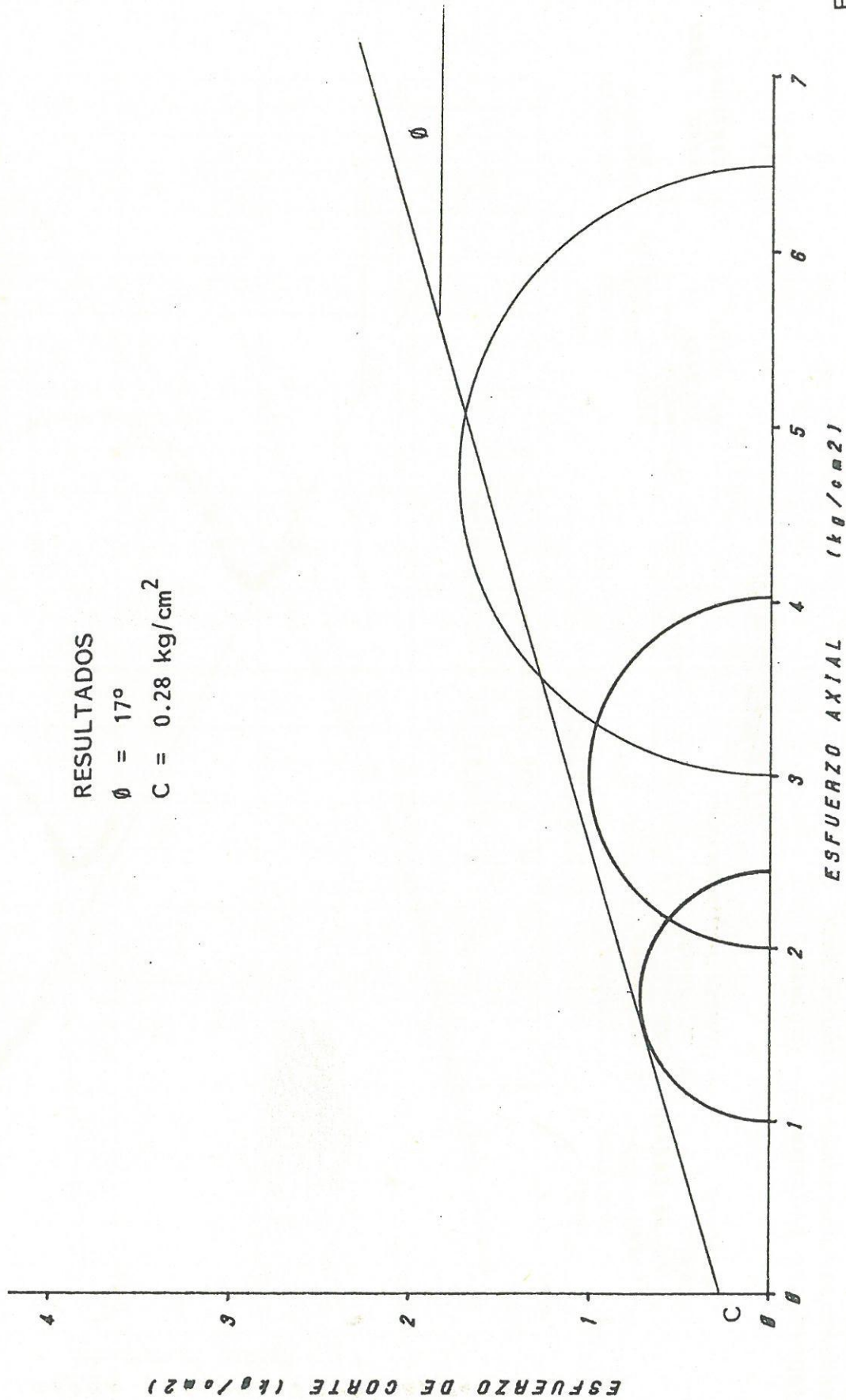


Fig. N°6

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID.

RELACION DE VACIOS (e) VS. CARGA (Kg/cm²)

PROYECTO :
UBICACION :
FECHA :

PRESA PASTO GRANDE
NOQUEGUA
NOVIEMBRE '00

MUESTRA :
ESTADO :
LUGAR :

6033+002E
DISTURBADA

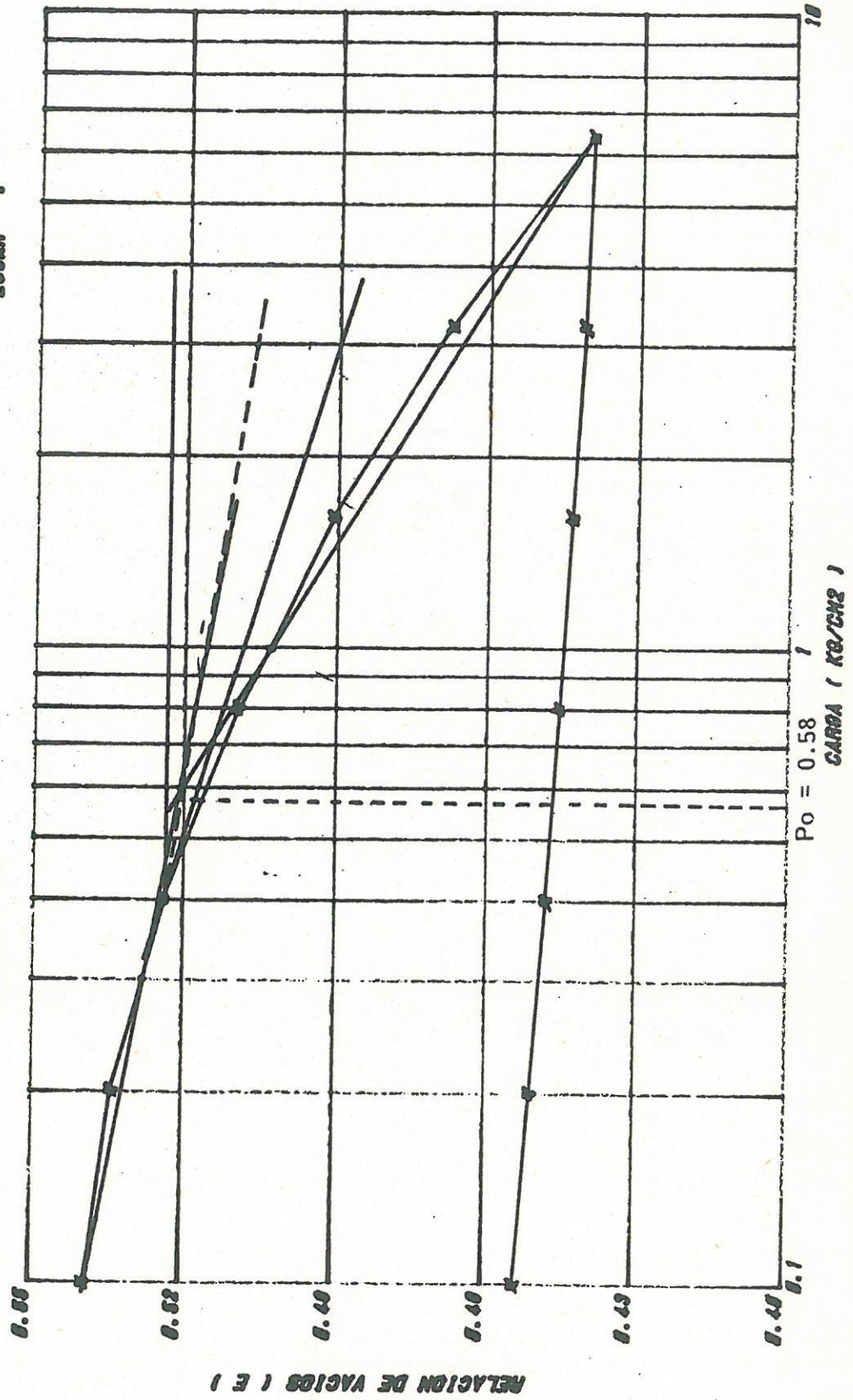


Fig. N°7

DISEÑO DE LA PRESA PASTO GRANDE

Por: Ing. Pedro Ruesta Ruíz
CISMID-UNI

INTRODUCCION

En la etapa del diseño definitivo es necesario atender a la definición de la geometría y materiales constitutivos de dos tipos fundamentales de estructuras que forman parte del proyecto de una pequeña presa de almacenamiento: la estructura de retención propiamente dicha, que para el caso en estudio, consistió en una Presa de enrocado zonificado con núcleo de material impermeable, y el diseño de las obras de carácter hidráulico, tales como la obra de desvío, la toma y vertedero de excedencias; el diseño de estas últimas, está fuera del alcance de este artículo.

Como resultado del diseño de la presa deben obtenerse las inclinaciones de los taludes que garanticen la estabilidad de los paramentos aguas arriba y aguas abajo, el tratamiento necesario en las cimentaciones para evitar filtraciones excesivas, las protecciones necesarias en ambos taludes y en la corona para prevenir efectos erosivos.

Los factores que afectan el diseño de una presa de tierra y enrocado son:

- a) Función de la obra.
- b) Tipo, cantidad y localización de los materiales a utilizar.
- c) Características de la boquilla, cimentación y vaso.
- d) Clima y tiempo disponible para la ejecución.
- e) Características geológicas y sismológicas regionales.
- f) Importancia de la obra.

A fin de precisar y complementar los conceptos expuestos anteriormente, se proponen una serie de ideas que conviene observar en el diseño de Presas.

Características definitivas de la Presa Pasto Grande

Tipo	:	Presa de enrocado con núcleo impermeable
Ubicación	:	Departamento : Moquegua
	:	Provincia : General Sánchez Cerro
	:	Latitud : 16°40'
	:	Longitud : 70°35'
Embalse bruto	:	210'000,000 m ³
Embalse útil	:	145'000,000 m ³
Cota coronación	:	4525 M.S.N.M.

Altura maxima	:	10 mt.
Longitud corona	:	80 mt.
Base	:	50 mt.
Corona	:	4 mt.
Borde libre	:	2 mt.
Talud Aguas Arriba	:	1:2.0
Talud Aguas Abajo	:	1:2.5

(Ver Figura .1)

1.0 TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION

Para el diseño apropiado del tratamiento del macizo de la cimentación fue necesario conocer adecuadamente su constitución y estructura geológica, así como las características de las rocas constituyentes del macizo. Para este efecto, se hicieron en el sitio 3 sondeos a rotación de 15 mts. cada uno, con recuperación de núcleos de roca y pruebas de pérdida de agua (Tipo Lugeon). De las investigaciones geognósticas se pudo definir la estructura geológica general que presenta capas, volcánicas con dirección oblicua con respecto al eje de la presa, con buzamiento hacia la margen derecha y hacia aguas arriba. Como la andesita gris del estribo izquierdo no aparece en el apoyo derecho, hizo suponer la existencia de por lo menos una falla.

Las condiciones físicas de la roca en el lecho del río, según los sondeos SPG-1, SPG-2 y SPG-3, son los siguientes:

- Ocorre un mayor grado de alteración y fracturamiento de las rocas hasta 5 m. de profundidad. Por debajo de esta profundidad los RQD son del orden del 60% en los dos primeros sondeos y 80%, en el tercero.
- En cuanto a las pruebas de permeabilidad Lugeon, no fue posible la ejecución de las pruebas en los 2 m. superiores. En el SPG-2, no se realizaron pruebas hasta llegar a una profundidad de 8 m. debido a que la fracturación de la roca hacía filtrar el agua por las fracturas.

Se obtiene valores aproximados de permeabilidad en los diversos tramos de los sondeos. La permeabilidad en cm/seg en los dos primeros sondeos es del orden de 10^{-3} hasta los 8 mts. y 2×10^{-4} , hasta los 15 mts., pero para el tercer sondeo la permeabilidad es del orden de 10^{-3} entre los 5 y 15 mts. de profundidad. Estas condiciones indican la necesidad de realizar una pantalla de inyecciones a lo largo del eje de la presa, por debajo del núcleo impermeable.

Las cortinas de inyección constituyen una parte muy importante en el tratamiento de la cimentación de una presa. El propósito de la cortina es el de formar una zona de baja permeabilidad, hasta una profundidad determinada a partir de la carga hidráulica. Tampoco se trata de impermeabilizar por completo la cimentación, ya que, aumentaría la presión de poros en el núcleo impermeable. En la presa Pasto Grande se estimó que alcanzar valores entre 5 y 7 Lugeons para la cimentación, era suficiente.

El procedimiento de inyección durante la construcción involucra tres partes: Perforación, mezcla de los componentes e inyectado de lechada de cemento en las perforaciones. El diseño de la inyección debe tomar en cuenta, la profundidad de perforación, el tamaño, el espaciamiento, fila simple o fila múltiple, mezcla, tipo de llenado, presiones a emplearse, secuencia de perforaciones, etc. Debido a que no existe ninguna capa claramente impermeable que pueda limitar la profundidad de la pantalla, la profundidad fue determinada por criterios hidráulicos de las filtraciones en la cimentación. Por lo que se halló la profundidad necesaria para que el agua tenga una trayectoria suficientemente larga para disminuir el caudal y las subpresiones a niveles suficientemente bajos. Una vez estudiadas las condiciones del terreno se procedió al diseño de las especificaciones basado en la experiencia.

Se diseñó una pantalla de 15 m. de profundidad máxima (1.5H) en la línea central, reforzada por 2 líneas externas (aguas arriba y aguas abajo del eje de la presa), con profundidad de 7.5 m., para garantizar que la pantalla exceda la capa superior mas fracturada de unos 5 a 6 m. de espesor. (Ver figura 2). Para definir la distancia entre taladros y entre líneas de perforación, se establece primeramente un radio de influencia de las inyecciones a partir del taladro inyectado. La experiencia ha demostrado que se puede contar con una distancia mínima de 0.75 m. para las inyecciones en roca fracturada. Por lo que la distancia final normal entre taladros de la línea central sería 1.5 m., excepto en eventuales tramos con anomalías geológicas. La distancia entre las líneas de inyección es de 1 m., para que la máxima distancia entre taludes, dispuestos en tres bolillo sea:

$$d = (a^2 + b^2)^{1/2} = (12 + (0.75)^2)^{1/2}$$

$$d = 1.25 \text{ m.}$$

La primera etapa de inyección se realizó en las dos líneas externas, con perforaciones a cada 1.5, para permitir un mejor confinamiento de la lechada en la línea central, realizada en la segunda etapa. Se realizaron etapas adicionales en ciertas zonas debido a las pérdidas de agua mayores a las permitidos, en los sondeos de verificación. (Ver figura 3).

1.1 Presiones de Inyección

Existe mucha controversia sobre la magnitud de las presiones de inyección, según la práctica norteamericana, las presiones deben ser bajas, tales como 0.25 kg/cm^2 por metro de profundidad; mientras que en la práctica europea, se utilizan presiones del orden 1 kg/cm^2 por metro de profundidad. Con ayuda de la figura 4 y de acuerdo a ciertas pruebas en el campo se recomendará un rango de presiones para utilizarse en la cimentación de la presa Pasto Grande, las cuales se detallan en el siguiente cuadro:

Tramo	Profundidad m	Presiones efectivos (kg/cm^2)			
		Practica Europea	Practica Americana	Presiones recomendada	
Primero	0	1.75	0.40	Maxima	Minima
	3.5			1.2	0.8
Segundo	7.5	5.5	1.27	4.2	2.2
	11			7.1	3.4
Cuarto	15	13.0	3.00	10.0	5.1

En la práctica se recomienda ir incrementando la presión efectiva partiendo de valores mínimos e ir evaluando las conexiones, fugas, movimiento de las rocas, etc.

1.2 Relación Agua - Cemento

La selección de la mezcla se basa generalmente en la experiencia y en el trabajo de campo.

La relación Agua - Cemento en volumen de 2/1, es recomendada como la mezcla básica, que ha trabajado muy bien en miles de casos (Houlsby). La mezcla puede variar según las condiciones del terreno, pero en ningún momento debe sobrepasar la relación 3/1 en volumen, debido a que relaciones mayores no dan inyecciones durables. Se adiciona bentonita en un 2 a 4% en peso, para estabilizar la mezcla.

2.0 DIMENSIONES MINIMAS

2.1 Ancho de la corona

Por razones constructivas y la necesidad de tener acceso a las estructuras de la presa, es recomendable que la corona tenga por lo menos 3.0 mts. para presas de altura inferior a 15 m. El ancho mínimo de la corona debe ser aquel con el que se obtenga una pendiente segura de filtración a través del terraplén, para poder bajar la carga hidráulica, cuando el vaso se encuentra lleno. Debido a las dificultades prácticas para determinar este factor, el BUREAU OF RECLAMATION, sugiere la siguiente fórmula empírica para la determinación del ancho de la corona para presas de tierra.

$$B = H/5 + 3 \text{ mts.}$$

donde:

H = Altura de la presa en mts.

Esta parte de la obra debe cubrirse con un material semejante al revestimiento usado en caminos con el objeto no sólo de proporcionar una superficie de rodamiento transitable en todo tiempo, sino también, proteger del secado al núcleo arcilloso. El espesor de dicha cubierta suele ser de unos 30 cms. o mayor y, conviene proporcionarle un bombeo transversal, para facilitar el escurrimiento de agua de lluvia hacia el exterior.

2.2 Borde Libre

El borde libre es la distancia vertical entre la corona del terraplén y la superficie de agua del vaso en un nivel máximo. En este concepto se incluyen la amplitud del oleaje generado por el viento H_v , altura de rodamiento de las olas sobre el talud aguas arriba, H_r , asentamiento máximo de la corona H_s y margen de seguridad H_{ss} , de modo que:

$$H_{bl} = H_v + H_r + \Delta H + H_s$$

No se dispone actualmente de una expresión sencilla para determinar el efecto sísmico, por lo que usualmente se estima el borde libre con la amplitud máxima H_v de la ola producida por el viento. Se presenta la fórmula de Stevenson modificada, que permite evaluar la altura de la ola en función de la distancia f de la cortina, al punto más remoto del embalse y la velocidad del viento V , en la dirección f . (Ver figura 5).

$$f = 2 \text{ kms.}$$

$$V = 70 \text{ kms/Hr}$$

$$H_v = 80 \text{ cms.}$$

El ascenso del oleaje sobre el talud aguas arriba de la presa, depende de las características del

oleaje generado y de la inclinación y rugosidad de la superficie expuesta. La altura de rodamiento de la ola H_r para taludes usuales en presas de tierra y enrocado (1.5 : 1 a 4 : 1), varía de $0.33 H_v$ a H_v , dependiendo principalmente de la rugosidad de la superficie. La presa Pasto Grande, presenta taludes con superficies rugosas, por lo tanto se estima $H_r = 4 H_v = 30$ cms.

El asentamiento máximo de la corona (ΔH), es función de la compresibilidad de la propia masa y de la cimentación y la altura del terraplén según puede apreciar en la fórmula:

$$\Delta H = KH^2$$

El valor de K se puede obtener de la siguiente tabla.

Material de Presa	Clasificación SUCS	Valor K (cm^{-1})
Arcillas y limos de alta compresibilidad	CH y MH	0.40×10^{-4}
Arcillas y limos de baja compresibilidad	CL y ML	0.25×10^{-4}
Arenas con limo y arcilla	SC	0.20×10^{-4}
Arenas limosas y arenas con pocos finos	SP y SW	0.12×10^{-4}
Mezcla de grava con arenas y finas	GC, GM y GP	0.08×10^{-4}

H : Altura de la presa.

La altura de la presa Pasto Grande es 10 mts. y no se considera que la cimentación sufre deformación.

El núcleo de la presa está formado por un material SC.

$$\begin{aligned}\Delta H &= 0.20 \times 10^{-4} \times (1000)^2 \\ \Delta H &= 20 \text{ cms.}\end{aligned}$$

Finalmente, el margen de seguridad se recomienda que se tome igual al mayor de los valores correspondientes a:

- Un tercio de la diferencia entre el nivel de operación normal y el nivel de máxima avenida.
Nivel normal de operación : 4521 m.s.n.m.
Nivel de máxima avenida : 4523 m.s.n.m.

- Altura de la ola : 80 cm.

- 60 cms.

El margen de seguridad (H_s) de la presa Pasto Grande es de 80 cm.

$$HBc = 80 + 30 + 20 + 80 = 210 \text{ cms.}$$

$$HBc = 2 \text{ m.}$$

3.0 DISEÑO CONTRA FLUJO INCONTROLADO

Los efectos nocivos del flujo de agua pueden ser la causa directa de colapso, cuando producen tubificación, reblandecimiento o subpresión excesiva en alguna parte de la estructura o de la cimentación, y pueden provocar la falla indirectamente cuando el agua actúa como agente erosivo, con aparición de grietas en las porciones impermeables del núcleo que pueden acarrear pérdidas abundantes de agua.

El agua que fluye a través de un cuerpo poroso ejerce sobre las partículas de éste, una fuerza por unidad de volumen, en la dirección del gradiente hidráulico, igual al producto de dicho gradiente, por el peso volumétrico de agua. El suelo resiste esta acción, por una parte, mediante las fuerzas de cohesión entre partículas y, por otra, gracias al soporte que a cada partícula le brindan las que se encuentran aguas abajo de ella, por lo que las partículas localizadas sobre la superficie de salida se encuentran más expuestas al arrastre por las fuerzas de filtración. Un proceso de erosión iniciado en el lado de aguas abajo de una presa (Sobre el talud o en la cimentación), puede progresar hacia el embalse en la forma de un ducto o tubo. Al avanzar el proceso, se generan concentraciones de flujo y gradientes hidráulicos cada vez mayores en el exterior aguas arriba del ducto, hasta que, al llegar a las proximidades del embalse se crea una vía continua de agua y por lo que la falla de la presa es inminente. Este fenómeno se denomina tubificación.

Para verificar la seguridad de una presa contra la tubificación, se considera que el criterio de cubrir un gradiente máximo en función del tipo de suelo resulta más práctico y a la fecha más confiable. Este criterio del gradiente máximo tiene como objetivo lograr que el agua pierda su carga durante el recorrido a través del suelo y salga como agua libre al pie del talud, sin exceso de presión, que es lo que puede producir la tubificación. Cabe aclarar que esto no evitará la filtración.

Se realizó el análisis de flujo a través de la Presa Pasto Grande, mediante el programa Geo flow basado en el método de Elementos Finitos. Este análisis tuvo la finalidad de establecer la red de flujo, las presiones de poros y evitar la tubificación. Se utilizaron seis modelos diferentes con distintas características, variando la geometría y la permeabilidad. Fue necesario recomendar un delantal de 75 mts. de largo talud aguas arriba para evitar las gradientes de salida mayores que uno. (en roca) y, a la vez complementar los trabajos de inyección. Del análisis se obtuvo la red de flujo, las presiones intersticiales que para el análisis de estabilidad y el caudal de filtración (2.2 m³/día). (Ver figura 6)

4.0 ESTABILIDAD DE TALUDES

En presas de altura menor de 10 m. construídas con materiales compactados, la estabilidad de sus taludes generalmente, no es determinante en el diseño, a menos que la cimentación tenga baja resistencia al corte, es decir que sea altamente comprensible, lo cual no se presenta en la cimentación de la presa Pasto Grande, por lo que se consideró que el círculo de falla es tangente a la cimentación. No obstante lo anterior, fue conveniente realizar un mínimo trabajo para verificar la estabilidad, luego de determinar los parámetros de resistencia en el laboratorio para el material del núcleo y asumir ciertos valores para los respaldos y filtros.

Para el análisis de estabilidad, se utilizó el método de Bishop simplificado, que se basa en los criterios de equilibrio límite, se utilizó el Programa TSTAB, para las diferentes condiciones críticas en la vida de la presa, respetando los factores de seguridad.

- a) Al final de la construcción.
- b) En estado de infiltración constante.
 - b1.- con embalse lleno,
 - b2.- con embalse parcial.
- c) Desembalse rápido.
- d) Sismo para los casos a y b.

Factores de Seguridad Mínimos

Condicion	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo
I Al final de la construccion * Para Presas de mas de 15 mts.	1.3 1.4*	1.3 1.4*
II Estado de Infiltracion constante Embalse lleno Embalse parcial	- 1.5	1.5 -
III Desembalse rapido	1.0	-
IV Sismo Solo condiciones I,II	1.0	1.0

4.1 Al final de la construcción

Es usual analizar la estabilidad al final de la construcción en términos de esfuerzos totales suponiendo disipación nula de presión de poros. (Esto es, teniendo la resistencia no consolidada-no drenada, ensayo triaxial, UU, de especímenes con esfuerzos confinantes y con características semejantes a las del suelo compactado in situ). Al final de la construcción, el factor de seguridad es tanto menor, cuanto mayor haya sido el grado de saturación del suelo compactado y cuanto menor haya sido la rapidez de disipación de la presión de poros en las zonas críticas. (Material impermeable).

Esta ha sido la condición más desfavorable en la presa Pasto Grande, tanto así que se ha modificado el talud aguas abajo de 1:2 a 1:2.5, para cumplir con los factores de seguridad mínimos. De los ensayos triaxiales, UU se obtuvo los siguientes parámetros de resistencia para la mezcla a realizarse en el núcleo.

$$\phi_{uu} = 12^\circ \quad C_{uu} = 0.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \gamma_m = 1.9 \text{ tn/m}^3$$

Se asumió valores del ángulo de fricción interno para el respaldo, el filtro y la cimentación.

$$\text{Para el respaldo y el filtro } \phi = 36^\circ, \gamma_m = 2.1 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Cimentación } \phi = 42^\circ, \gamma_m = 2.5 \text{ tn/m}^3$$

Aplicando el método de Bishop Simplificado sin considerar el efecto sísmico, se obtuvieron los siguientes factores de seguridad mínimos:

- a) Talud Aguas Arriba = 2.33
- b) Talud Aguas Abajo* = 1.77

*Considerando el Talud Aguas Abajo 1:2.5

El análisis sísmico se ha efectuado por el método pseudo-estático, en el cual se considera que el sismo actúa como una fuerza estática horizontal que involucra la fuerza gravitacional y la presión hidrodinámica. Dicha fuerza estática es proporcional al coeficiente sísmico por el peso de la dovela. Para la zona 1 (R.N.C) donde se ubica la Presa se considera que el coeficiente sísmico es 0.15 g, en el caso de enrocado.

Aplicando el método simplificado de Bishop y adicionando la fuerza horizontal se tienen los factores de seguridad para la condición de sismo.

- a) Talud Aguas Arriba = 1.77
- b) Talud Aguas Abajo = 1.22

4.2 Estado de Infiltración Constante

Es una condición a largo plazo, al elevarse el embalse, los esfuerzos actuantes en la cortina aumentan y el desarrollo de flujo de agua hace incrementar paulatinamente las presiones de poro en zonas próximas a la base de la cortina hasta hacerlas máximas, cuando se alcanza la condición de flujo establecido. Lo más conveniente en este caso es hacer el análisis de estabilidad determinando la resistencia del suelo por medio de ensayos triaxiales drenados (CD ó S), o no drenados (CÚ o R) con medición de presión de poros, que reproduzcan en laboratorio, la trayectoria de esfuerzos del suelo. Las presiones de poros están gobernadas por condiciones de infiltración constante, pudiendo ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis. Del ensayo consolidado-no drenado con medición de presión de poros, CU se obtuvo los siguientes parámetros de resistencia para el material del núcleo.

$$\phi_{cu} = 30^\circ \quad \bar{c}_{cu} = 0.1 \text{ kg/cm}^2$$

Con estos parámetros se verificó la estabilidad estableciendo diferentes niveles de almacenamiento para el talud aguas arriba, y el nivel máximo de embalse para el talud aguas abajo considerando un coeficiente sísmico igual a 0.15 g (Ver figura 7)

Los factores de seguridad para el estado de infiltración constante son:

Nivel de Almacenamiento	Talud Aguas Abajo		Talud Aguas Arriba	
	Sin Coeficiente Sísmico	Coeficiente Sísmico 0.15 G	Sin Coeficiente Sísmico	Coeficiente Sísmico 0.15 G
Maximo	1.87	1.24	2.10	1.30
50%	--	--	1.92	1.25
Minimo	--	--	1.81	1.24

4.3 Desembalse Rápido

El desembalse rápido ocurre cuando, estando en la condición de flujo establecido sobreviene un descenso rápido del nivel de embalse, quedando el talud de aguas arriba sometido en fuerzas que

inducen a la inestabilidad por la desaparición del empuje de agua debido a las presiones intersticiales no disipadas. Se estima que para que ocurra la situación de desembalse rápido la velocidad de descenso debe ser mayor a 15 cm. por día después de un período largo de almacenamiento. En el caso de Pasto Grande, por las dimensiones del espejo de agua la velocidad de descenso es mucho menor, 2 cms por día aproximadamente, sin embargo, aunque la posibilidad sea muy remota se ha realizado el análisis para esta condición. Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos totales con parámetros de resistencia medidos de ensayos triaxiales consolidados-no drenados (CU o R), en especímenes compactados a la densidad y contenido de humedad de campo. Al analizar esta condición se obtuvo un factor de seguridad de 1.30, no considerando el efecto sísmico.

5.0 DISEÑO DEL FILTRO

El filtro es una parte esencial dentro de la presa. Sus funciones son : a) Imponer condiciones de frontera al flujo a través de la cortina y/o cimentación y b) retener partículas del suelo que confina, previniendo la erosión interna. Cuando la filtración del agua pasa de un suelo con granos relativamente finos hacia un material grueso, existe el peligro que las partículas de suelo fino sean lavadas hacia el material grueso. Después de un período de tiempo, éste proceso puede obstruir los espacios vacíos en el material grueso.

Se debe contar con una buena cantera de material para filtro y que reúna las siguientes características:

- a) Buena calidad de agregado.
- b) Relativamente incompresible.
- c) Mucha disponibilidad.
- d) Proximidad a la obra.
- e) Material bien graduado.
- f) Poco porcentaje de finos.

Para la Presa Pasto Grande se utilizó para el filtro el material proveniente de la Cantera Japopunco, descartando la cantera Chilota, con similares características del material, debido a que esta última se encuentra a una distancia mayor a la obra.

5.1 Requerimientos Exigidos Para el filtro

- a) Los espacios porosos en los drenes y filtros que están en contacto con los suelos erosionables y rocas deben ser demasiado pequeños para prevenir que las partículas sean lavadas a través de ellos.
- b) Los espacios porosos en los drenes y filtros, deben ser demasiado grandes para impartir suficiente permeabilidad para que la filtración escape libremente y así de un alto grado de control sobre las fuerzas de filtración y presiones hidrostáticas.

Según Bertram (1940), y el cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos (1955) recomiendan los siguientes criterios:

- a) $D_{15} (f)$
 $\text{-----} < 4 \text{ ó } 5$
 $D_{85} (s)$
- b) $D_{15} (f)$
 $\text{-----} > 5$
 $D_{15} (s)$

$$c) \frac{D_{50}(f)}{D_{50}(s)} < 25$$

De la curva granulométrica se obtienen los porcentajes acumulados para el filtro y el suelo. (Ver figura 9)

Tamaño correspondiente al diámetro D _n n = % acumulado que pasa	Cantera Japopunco	Material para el núcleo Cantera B + Cantera E
D ₁₅ (m m)	0.46	0.0035
D ₅₀ (m m)	7.6	0.72
D ₈₅ (m m)	30	7.6
Clasificación SUCS	GW	SC

Se puede verificar que los diámetros de filtro y del suelo cumplen con los criterios de diseño para el filtro. Por facilidad de construcción y para reducir los efectos de contaminación, no es recomendable construir filtros de espesor inferior a 1 m.

Finalmente debe verificarse que esta dimensión es adecuada por capacidad hidráulica del filtro. Por la ley de Darcy, el espesor mínimo (d₁) del filtro vertical o inclinado con permeabilidad k_f resulta:

$$d_1 = \frac{q}{k_f \text{ Sen } \theta}$$

Para un filtro horizontal se tiene:

$$d_2 = \sqrt{\frac{2 q L}{k_f}}$$

Para la Presa Pasto Grande se tiene que:

$$q = k_n \times H \times \frac{n_2}{n_1} ; H = 10 \text{ m.}$$

$$d_1 = 0.02 \text{ m.} \quad K_n = 7 \times 10^{-7} \text{ cm/seg}$$

$$d_2 = 0.18 \text{ m.} \quad K_f = 0.01 \text{ cm/seg.}$$

$$n_2 = \text{Número de Canales de flujo } n_2 = 9$$

$$n_1 = \text{Número de reducciones de carga. } n_1 = 8$$

Para la presa Pasto Grande se tomó el espesor mínimo recomendado de 1 mt. para el filtro.

REFERENCIAS

- 1).Cooke, Barry (1984) "Progress in Rockfill Dams". Eight Teenth Terzaghi Lccture. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 110, N° 10 Oct.(1984)
- 2).Geoflow . (1986) User's Manual. Geocomp Corporation
- 3).Houlsby, A.C. (1977) "Engincering of Grout Curtains to Standards", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol 103, N° GT9. Sep. 1977 pp. 953-970.
- 4).Lambe T.W y Whitman R.V (1982) "Mecánica de Suelos" Editorial Limisa.
- 5).Marsal R. J y Resendiz D. (1985). " Presas de Tierra y Enrocamiento" . tEditorial Limusa.
- 6).U.S. Bureau of Reclamation (1987). "Design of Small Dams". Denwer, Colorado.
- 7).Shevard, J.L, Dumigan L.P and Talbot J. R. "Basic Properties of Sand and Gravel Filters". Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 110 N° June, 1984, pp 684-700.
- 8).TSLOPE - TSTAB (1984) "Computer Programs for Limiting Equilibrium Slope Stability Analyses". User's Manual. Taga Engineering Software Services. Berkeley, California.
- 9).Vaughan, P.R. and Soares, H.F. "Design of Filters for Clay Cares of Dams" Journal of the Geotechnical Engineering Division A.S.C.E 1982

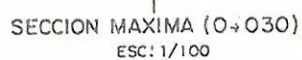
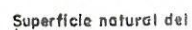


Fig.1 PRESA PASTO GRANDE.



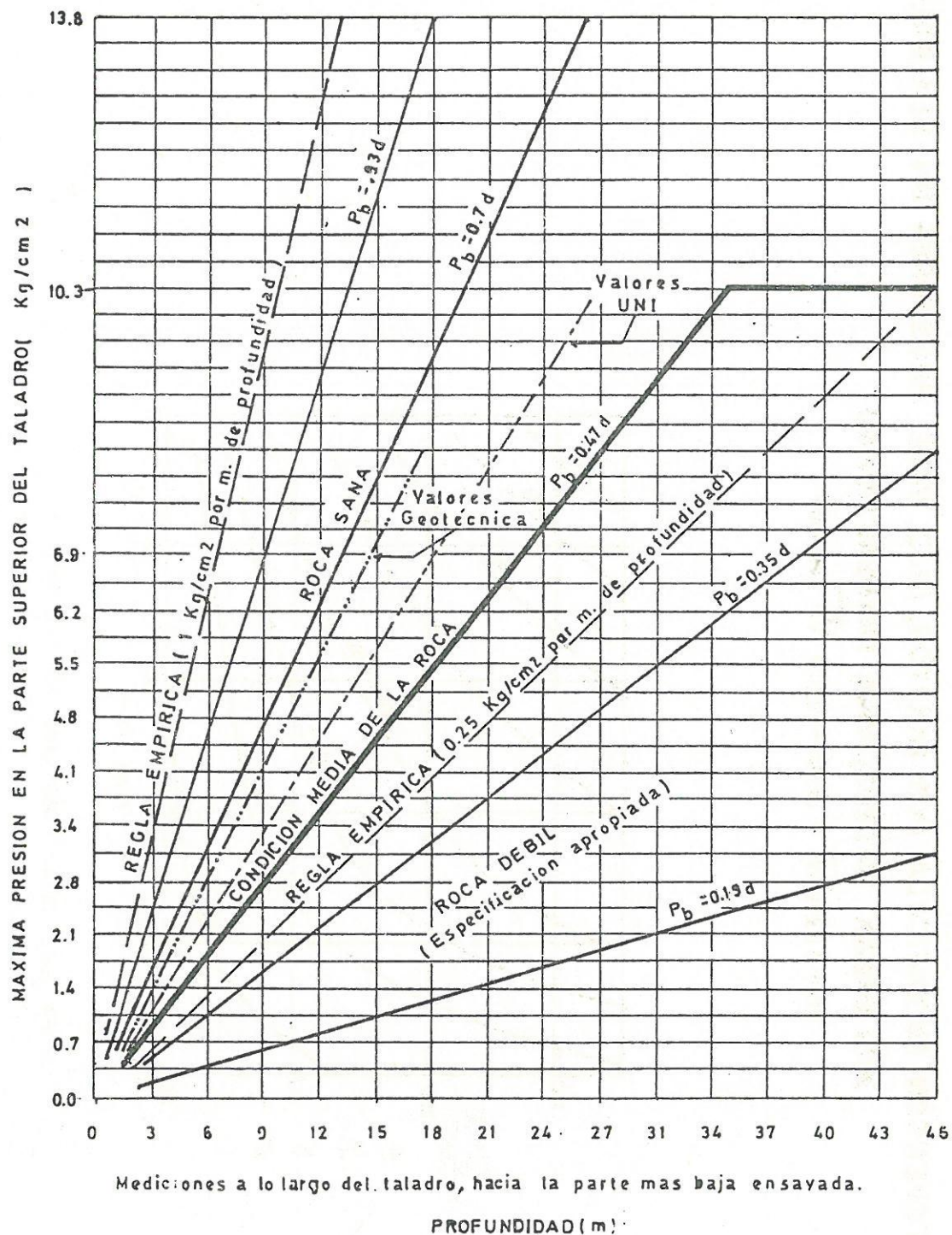


Fig. 4

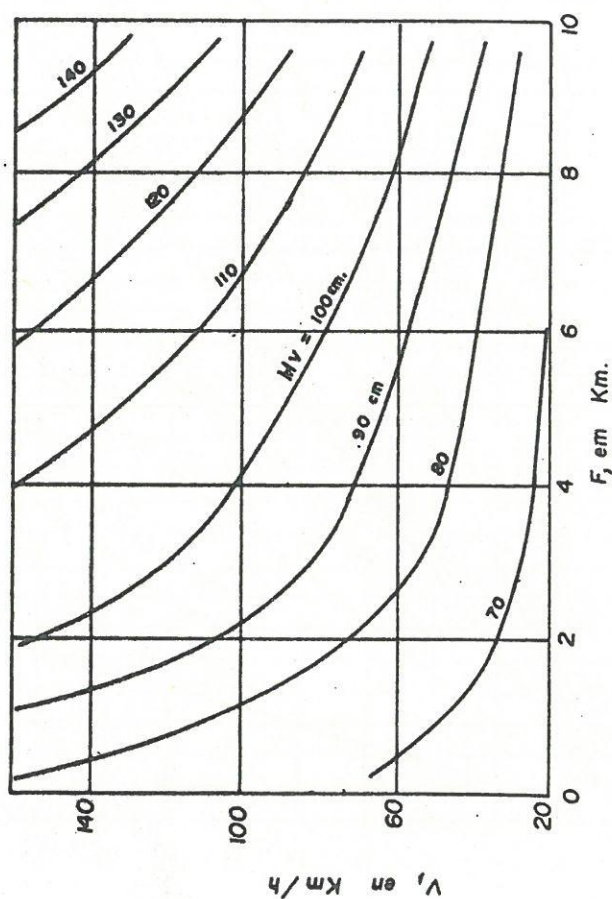
PRESIONES PERMISIBLES PARA VARIAS CONDICIONES DE CIMENTACION (PRESIONES MOSTRADAS SON EN LA SUPERFICIE P_b ES LA PRESION EN LA PARTE INFERIOR DE LA ZONA ENSAYADA "d" ES SU PROFUNDIDAD.

Ref. Houlsby 1977

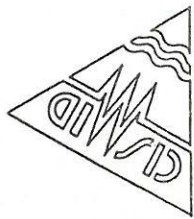
**FORMULA DE STEVENSON (MODIFICADA POR MOLITOR, 1939, WAVE PRESSURES ON SEA WALL
AND BREAK WATERS, ASCE TRANSACTIONS)**

$$H_v = 3.22 \sqrt{VF'} + 76.0 - 26.9 \sqrt[3]{F}$$

(en. cm)



ALTURA DEL OLEAJE GENERADO POR EL VIENTO



PROYECTO ESPECIAL PASTO GRANDE

PRESA "PASTO GRANDE"

Caudal de Infiltración = 2.20 m³/dia

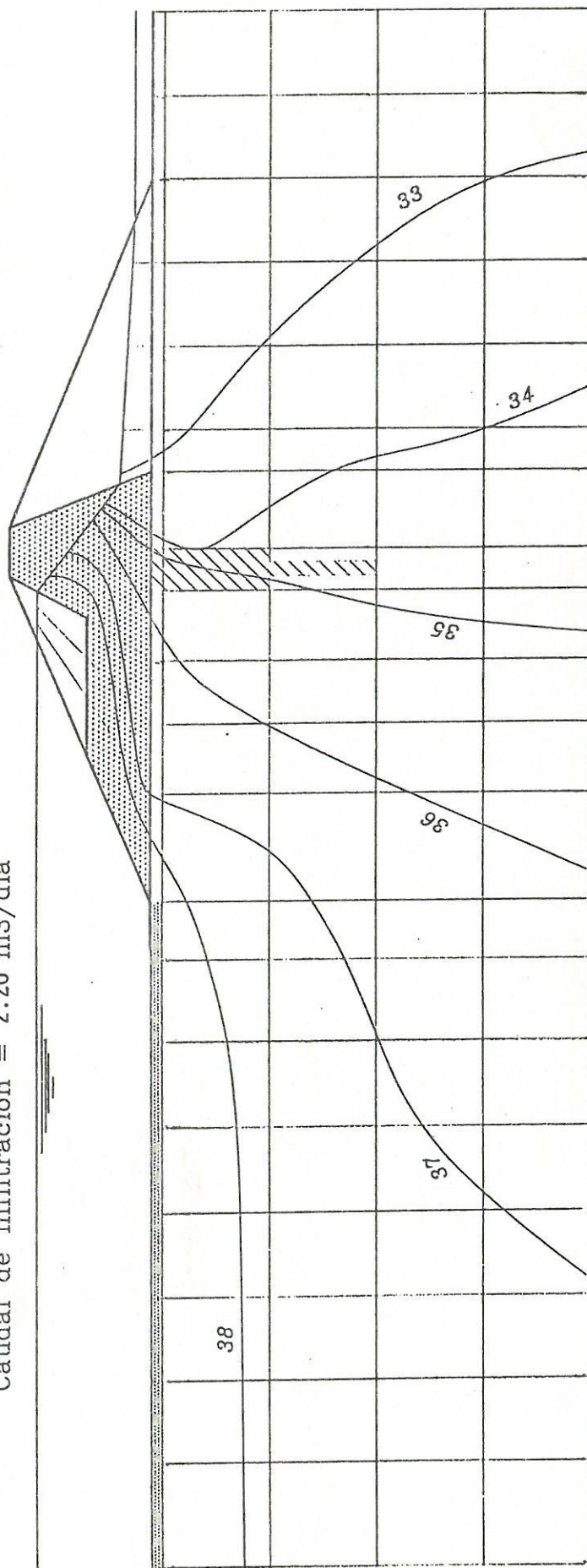
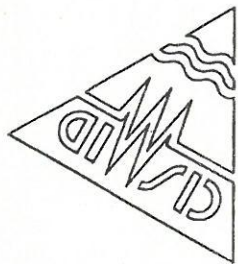


FIG. N° 6 ANALISIS DE INFILTRACION
LINEAS DE CARGA TOTAL



PROYECTO ESPECIAL PASTO GRANDE

PRESA "PASTO GRANDE"



Factor de Seguridad mín. = 2.33

R34.30m

R36.30m

Círculo Crítico

Círculo de Inicio de Análisis

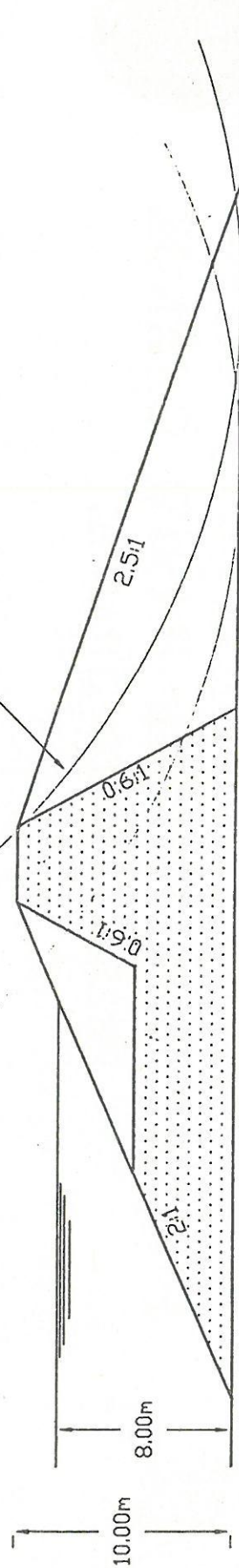
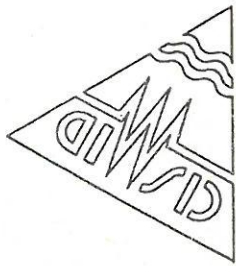


FIG. N° 7A ANALISIS PARA INFILTRACION CONSTANTE
TALUD AGUAS ABAJO

CISMID
Laboratorio Geotécnico



PROYECTO ESPECIAL PASTO GRANDE PRESA "PASTO GRANDE"



Factor de Seguridad mín. = 1.87

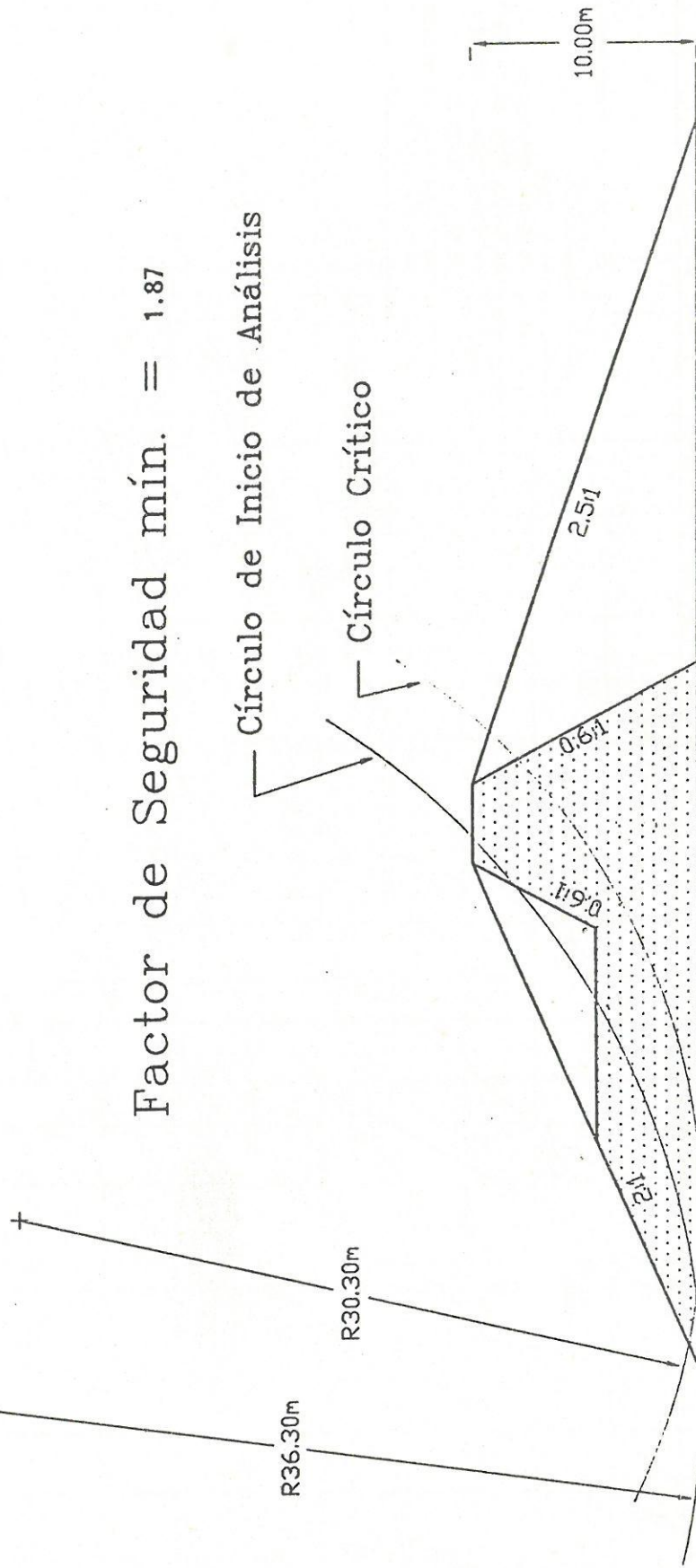


FIG. N° 7B ANALISIS AL FINAL DE LA CONSTRUCCION
TALUD AGUAS ARRIBA

CISMID
Laboratorio Geotécnico

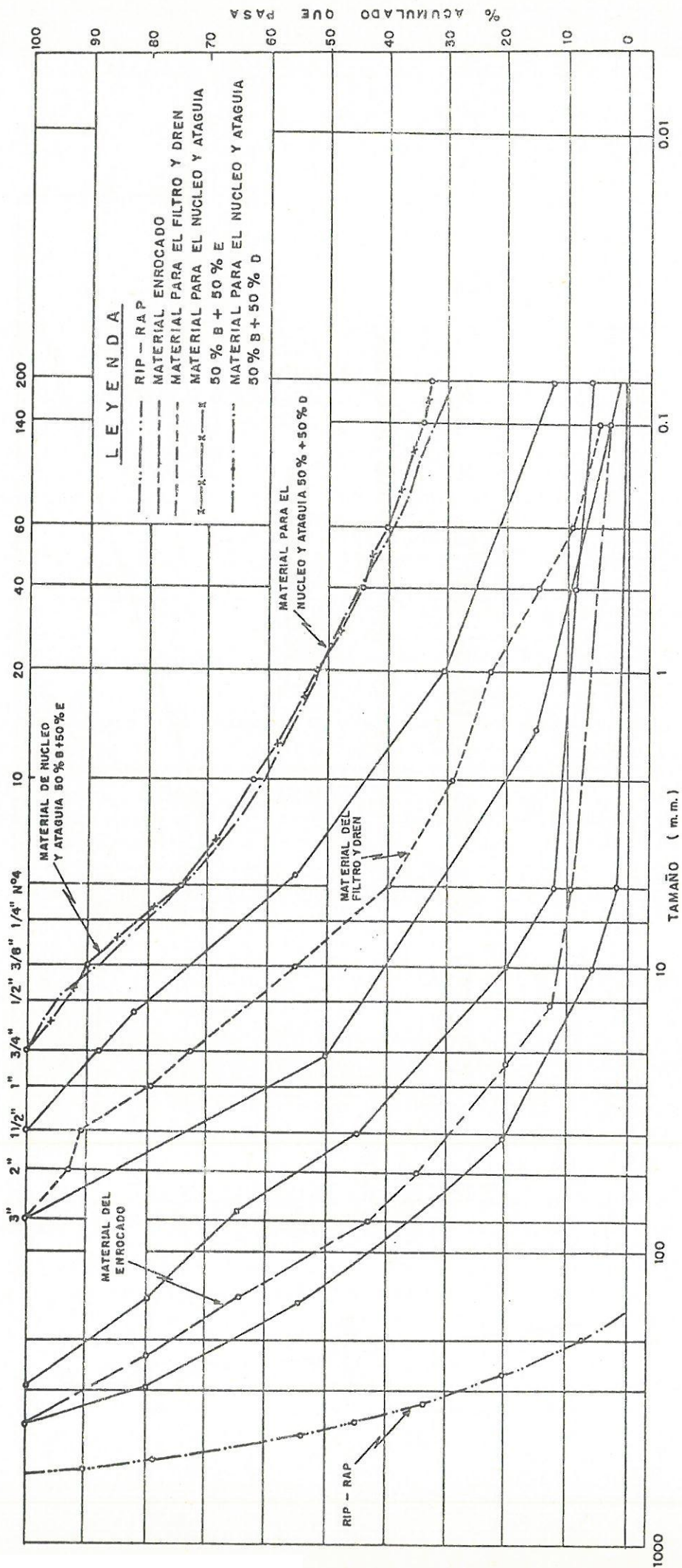


Fig N° 2 DISEÑO GRANULOMETRICO DEL FILTRO Y ENROCADO

CONSTRUCCION DE LA PRESA

Por: Ing. Martín Rodríguez
CISMID-UNI

INTRODUCCION

La construcción de presas pequeñas requiere de un control de calidad indispensable para asegurar la durabilidad de las obras, la inversión y sus beneficios, evitando tener lamentables fracasos con sus naturales consecuencias por haber subestimado la calidad de la obra, debido a su pequeña magnitud. Para lograr lo anterior es necesario dotar a la supervisión de la presa, de los elementos humanos y materiales para asegurar ese control de calidad, tanto en las terracerías como concretos o manposterías que intervienen en la construcción de presas pequeñas.

Con el objeto de atender la calidad de la obra especificada y su construcción dentro del tiempo planeado, es necesario implantar una oficina de residencia a la cual corresponde la ejecución de la obra, con los rendimientos programados. Del mismo modo es necesario para la realización de una buena construcción poner personal adecuado al frente de la obra, realizar constantemente controles de calidad de los materiales, tener suficiente personal especializado en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Concreto, contar con la maquinaria adecuada para la construcción de las presas y obras conexas y por último realizar un programa de trabajo constructivo acorde a las características especiales de la estructura, tanto por la técnica con la cual se requiere ser construída, como por el tiempo que se ha planeado su terminación.

1.0 ORGANIZACION DE LOS TRABAJOS

El costo de maquinarias que se requieren para la construcción de una presa pequeña de tierra o enrocado, con relación a los volúmenes por ejecutar, así como los fletes para su movilización y el costo de tiempos muertos, obliga a realizar un programa de construcción. Este programa también permitirá contar con personal altamente calificado y especializado para la atención de la construcción y calidad de las obras.

La residencia debe contar con el personal necesario para atender los aspectos de líneas y niveles del proyecto, lo cual se logra generalmente con una brigada topográfica. También se requiere un laboratorista y auxiliares que determinen el grado de compactación del terraplén y que tomen briquetas de los concretos. Este personal deberá además vigilar el control de humedad del material impermeable, el espesor de las capas por compactar, la calidad de los materiales y dosificaciones de la mezcla de concreto. Para estas presas pequeñas, el equipo de laboratorio es mínimo, de bajo costo en relación al monto de inversión de la obra, y consta básicamente de lo siguiente: cono de arena para el

control de compactación, espátulas, bandejas, balanza de torsión, horno, territos para contenido de humedad, equipo Proctor y mallas. Para el concreto: molde para briquetas, cono para prueba de asentamiento, varilla de acero liso de 5/8" de diámetro y 60 cm. de longitud.

La residencia, encargada básicamente del aspecto producción de las cantidades de trabajo, debe contar como mínimo con el siguiente personal.

A. Personal

- 1 Ing. Residente
- 1 Ing. Asistente
- 1 almacenero
- 1 brigada topográfica
- 1 tareador
- 1 Mecánico de maquinaria pesada y su ayudante
- 1 Soldador y su ayudante
- operadores de maquinaria
- choferes
- maestro general, capataces, albañiles y peones.

B. Instalaciones mínimas

Como instalaciones mínimas, para la atención de los trabajos se deberá disponer en el sitio de la obra de una oficina para la residencia, un almacén, un taller, un comedor, ambientes de descanso para el personal obrero, servicios higiénicos, los cuales casi siempre en este tipo de obras son desmontables.

C. Maquinarias

La cantidad de maquinaria indispensable para la construcción de presas pequeñas es la siguiente:

- 3 tractores D-7 o sus equivalentes
- 2 cargadores frontales
- 16 volquetes de 6 m³ cada uno
- 2 volquetes Dumper (para carguío de roca)
- 1 pala mecánica
- rodillo autopropulsado pata de cabra
- rodillo liso vibratorio
- una motoniveladora
- un cisterna para agua
- 2 compresoras con equipo de barrenación
- mezcladora para preparación de concretos
- pisones manuales.

2.0 PROGRAMAS DE TRABAJOS

La realización de toda obra, requiere que sea materializada conforme un programa constructivo previamente analizado y acorde a las características especiales de la estructura, tanto por la técnica con la cual requiere ser construida, como por el tiempo en que se ha planeado su terminación. Es muy importante en la construcción de presas realizar este programa debido a que los escurrimientos del río son variables, pudiendo traer como consecuencia la destrucción de lo ejecutado, daños materiales, y en alguna ocasión hasta pérdida de vidas cuando existen comunidades aguas abajo de la obra.

El programa constructivo para estas presas debe elaborarse en forma muy simplista, partiendo de los volúmenes por ejecutar, la producción del equipo que se dispone, fecha de iniciación, período en que se presentan las lluvias, etc., y dando un orden a las actividades por ejecutar en las diferentes fechas, mediante una secuencia lógica, no olvidando el manejo o desviación del río. Este programa generalmente se formula por conceptos de trabajo, representándolo gráficamente por medio de un diagrama de barras, marcando claramente el período de ejecución para cada uno de los conceptos, los rendimientos diarios que hay que producir para terminar la obra en el tiempo planeado, así como los precios unitarios e importe de cada concepto.

El cronograma de la ejecución de la Presa Pasto Grande y obras conexas se muestra al final de este artículo. La presa Pasto Grande queda enmarcada dentro de todo lo anteriormente señalado, razón por la cual el enfoque en cuanto a lo constructivo ha tenido pasos similares. A continuación se presenta los detalles referentes a los trabajos preliminares que han tenido que ejecutarse antes de la construcción del cuerpo de presa. También se presenta un enfoque detallado sobre los materiales empleados, así como el proceso constructivo del cuerpo de presa y sus obras conexas.

3.0 EXPLOTACION DE CANTERAS

Para la explotación de las canteras se realizaron trabajos preliminares necesarios para una buena ejecución de éstas. El número de canteras explotadas fueron cuatro, las cuales se citan a continuación:

1. Cantera E (para núcleo, ataguía y delantal)
2. Cantera B (para núcleo y ataguía)
3. Cantera Japopunco (material para filtro y dren)
4. Cantera Enrocado (material para los respaldos)

3.1 Caminos de acceso

Fue necesario habilitar éstos para conectar la cantera con la carretera por donde se transportó los materiales. Estos caminos se realizaron con la misma maquinaria que la empleada en la construcción de la presa (tractores). Además, se construyeron con un ancho no menor de 7 metros, con la finalidad de que no haya interferencia entre los volquetes; por otro lado, las pendientes fueron menores al 10%. Estos caminos durante la construcción de la obra se mantuvieron en buen estado de conservación con el objeto de tener un mayor rendimiento con el equipo y una menor conservación del mismo.

3.2 Desbroce de la cantera

El desbroce que hay que realizar en cada una de las canteras consiste en retirar la capa superficial de materia orgánica, raíces y material indeseable. En las calicatas realizadas durante la etapa de estudio se pudo notar cual era el espesor de tierra vegetal, la cual tendría que ser removida antes de explotar la cantera. Esta remoción del material debe realizarse con tractor D-7 ó D-6, según el material sea duro o suave, respectivamente.

3.3 Preparación de las canteras

3.3.1 Material impermeable

Es necesario que el material extraído de la cantera vaya hacia la obra con una humedad cercana a la óptima. Esta operación se logra mediante la realización de zanjas en la superficie desbrozada, allí habrá que adicionar agua mediante cisternas provistas de mangueras de suficiente longitud. Esto se deja por una cantidad de días suficientes para la uniformización de la humedad. Para verificar el contenido de humedad se realiza una calicata y se extrae una muestra representativa de ésta.

En el caso de que el contenido de humedad del material de préstamo sea mayor que el de la humedad óptima convendrá construir algunos drenes para abatir el contenido de agua en exceso. Particularmente, parte del material impermeable que se utilizó en la presa Pasto Grande presentó un contenido de humedad superior al óptimo; debido a esto, el material tuvo que ser sometido a un venteo y orco, para reducir su humedad debido a lo ineficaz que resultaría realizar drenes en un material muy impermeable, como es el de la cantera F.

3.3.2 Material de filtro, dren y enrocado.

La preparación de los bancos de préstamo para enrocado consiste primeramente en realizar una limpieza superficial de éste similar al desbroce, y en abrir un frente a este banco, dejando una o varias superficies planas al pie del mismo, que permita las maniobras de carga, de acceso y salida a los volquetes, con los que se realizará el transporte de este material a la obra o frentes de trabajo.

Para el caso del material para filtro y dren de la Presa Pasto Grande, se ha dicho que estos se encuentran generalmente en los ríos, razón por la cual su extracción deberá realizarse con draga o tractor, para que luego el carguío pueda realizarse con cargador frontal o pala mecánica, dependiendo esto último del equipo disponible.

3.3 Explotación de canteras

Cantera B: (Material para el núcleo y ataguía).- De las ocho calicatas que se realizaron, cuyas profundidades oscilaban entre 1.50 m a 2.90, se pudo observar que el promedio de tierra vegetal que había que eliminar era de 40 cm. Luego se procedió a delimitar el área a explotar, la cual fue de 7,200 m². El desbroce se efectuó con tractor Caterpillar D-7, con un rendimiento de 500 m³ por jornada de trabajo; luego de esto se comenzó a juntar el material, acarreándolo con el mismo tractor, para que luego sea cargado a los volquetes y transportado cerca a la obra.

Cantera E: (Material para el núcleo, ataguía y delantal).- Debido a las facilidades que se tuvo, tanto de personal como de tiempo, es que se pudo realizar más calicatas en esta cantera. En total se realizaron un promedio de 13 calicatas con profundidades variables que oscilaban entre 1.50m a 3.50m.

La profundidad de excavación de cada calicata dependía de si se llegaba al nivel freático o se encontraba roca. La altura de material a desbrozar fue de 0.35m. y debido a su alto contenido de humedad, aproximadamente 25%, es que tuvo que utilizarse un tractor liviano marca Caterpillar D6-C. El área que se eligió para el desbroce fue de 1800 m² y la profundidad promedio de 2.50 m. La acumulación de material se realizó con tractor D6-C en las partes más húmedas y tractor D7-G en las partes más secas. La cantidad total que se explotó fue de 15,000 m³

Cantera Japopunco: (Material para filtro y dren).- Esta cantera está ubicada en el río del mismo nombre; se encuentra a 16 Km. de la boquilla de la presa. Debido a que el cauce del río se encontraba limpio, fue solamente en sus orillas en donde tuvo que realizarse un pequeño desbroce de unos 0.20m. de altura. La acumulación del material se realizó con tractor D7-G con un rendimiento promedio de 600 m³/día.

Cantera Enrocado: (Material para respaldos).- Esta cantera está ubicada en el Km. 2 + 500 del canal Pasto Grande; es una zona en la cual se encuentra roca Andesita no fracturada, ideal para ser utilizada en los respaldos de la presa. Para explotar esta cantera fue necesario realizar accesos y explotarla en bancos escalonados. El desbroce se realizó con tractor D8-II. Se utilizó diferentes cantidades de dinamita y diferentes ubicaciones de los barrenos, para buscar la mejor forma de explotar el material, de tal manera que la roca se adecúe a la granulometría especificada en el diseño donde predomine la forma sub-angular y sub-redondeada y no plana, de tal forma que al momento de ser compactada con tractor, ésta sea resistente y no se rompa. Junto a la maquinaria constantemente había una cuadrilla de 10 trabajadores quienes iban verificando y seleccionando los tamaños de material.

4.0 COMPACTACION

La compactación tiene por finalidad reducir la deformabilidad, mejorar la estabilidad y disminuir la permeabilidad y susceptibilidad de los suelos a la erosión por el agua. Muchas han sido las personas que se han dedicado a investigaciones que condujeron al establecimiento de métodos para la especificación y verificación de los trabajos de campo, mediante el uso de patrones de compactación de laboratorio. La función de las pruebas de compactación de laboratorio, es permitir la especificación racional y el control de los trabajos de campo, mediante el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos compactados y de sus relaciones con ciertas propiedades índices de fácil determinación. Esto sólo se cumplirá siempre y cuando las condiciones de compactación del laboratorio sean semejantes a las de campo.

La selección de las condiciones de compactación apropiadas a cada caso particular exige cierto conocimiento de las relaciones entre los factores que intervienen en el proceso de compactación y las propiedades mecánicas de los suelos compactados.

5.0 PROCEDIMIENTO DE COMPACTACION

5.1 Compactación de campo

Los suelos finos que conforman el núcleo de una Presa generalmente se compactan con rodillo Pata de Cabra o rodillo de llantas neumáticas. Las zonas de difícil acceso, generalmente las próximas a los comportamientos, se compactan con compactadores manuales. No es recomendable utilizar rodillos lisos; ya que éstos, producen laminaciones que dan lugar a planos horizontales de mayor permeabilidad y mala adherencia entre capas.

Los resultados de un suelo compactado dependen de varios factores, dentro de los cuales los más importantes son: el contenido de humedad y la energía de compactación. Cualitativamente el efecto de estos dos factores es independiente del equipo usado, lo cual se puede notar en la Fig. N° 1. Se indica que para cada energía de compactación existe un contenido de humedad que permite lograr una máxima eficiencia del equipo de compactación, es decir, que produce un suelo de peso volumétrico seco máximo. A este contenido de humedad se le denomina óptimo. De la Figura se nota que a mayor energía de compactación, para un mismo equipo, el peso volumétrico seco aumenta y el contenido de humedad óptimo disminuye.

5.2 Comportamiento del rodillo Pata de Cabra

La acción de este rodillo, cualquiera que sea el diseño de sus patas, hace progresar la compactación de una capa de suelo de abajo hacia arriba. (Ver Fig. 2). En las primeras pasadas de este rodillo sus protuberancias y una parte del tambor mismo penetran en el suelo, permitiendo que la mayor presión se ejerza sobre el suelo del lecho interior de la capa por compactar; para que esto ocurra, el espesor de la capa sin compactar no debe ser muy superior a la longitud de las patas. Los rodillos que más se usan en la actualidad tienen patas entre 20 y 25 cm. de longitud; el espesor de capa sin compactar es aproximadamente 30 cm. Al aumentar el número de pasadas del equipo, la porción inferior de la capa adquiere progresivamente mayor resistencia e impide la penetración de las patas del rodillo, que comienzan a compactar el suelo superyacente. Por fin, cuando la mayor parte de la capa que está siendo compactada adquiere resistencia, todo el peso del equipo puede ser transmitido al suelo a través de las patas; el tambor queda entonces separado de la superficie del terreno y se dice que el rodillo camina sobre el terraplén. Algunas veces se especifica, como un medio sencillo de control, que la compactación de una capa no debe suspenderse antes de que esa condición ocurra. Sin embargo, puede suceder que, si el suelo tiene un contenido de humedad relativamente alto o si la presión unitaria bajo las patas del rodillo es muy elevada, el tambor permanezca continuamente en contacto con el suelo aunque el número de pasadas se incremente arbitrariamente (Hilf, 1959). En cualquier caso se tiene cierta penetración de las patas durante las últimas pasadas del rodillo y esta acción por sí sola, produce una superficie escarificada en condiciones adecuadas para recibir la siguiente capa, sin dejar un plano de debilidad en el contacto.

El proceso de compactación con rodillo pata de cabra produce, por tanto, dos resultados muy deseables en las porciones impermeables de una presa:

- 1) Distribución uniforme de la energía de compactación dentro de cada capa.
- 2) Buen sello entre capas sucesivas.

Es interesante señalar el efecto de las características del rodillo y del número de pasadas en los resultados de la compactación de diversos suelos con rodillo pata de cabra.

La Fig. 3 muestra el efecto del número de pasadas en el grado de compactación de diferentes suelos con contenido de humedad próximo al óptimo.

El incremento de peso volumétrico seco por pasada, a cualquier número de pasadas, depende del suelo. Generalmente dicho incremento disminuye al aumentar la plasticidad. Por tanto, el número de pasadas necesario para alcanzar cierto grado de compactación varía con el tipo de suelo.

La Tabla 1 resume la información de diversas fuentes sobre el efecto de la presión de contacto bajo las patas de rodillo.

De la Tabla 1 se puede observar que, para las presiones y el número de pasadas indicados, incrementos de más de tres veces en la presión de contacto prácticamente no alteran el peso volumétrico seco de suelos compactados con contenidos de humedad próximos al óptimo (hay datos que indican que para contenidos de agua diferentes del óptimo, el efecto de la presión de contacto más allá de cierto valor, también es insignificante (Factor that influence Field Compaction of Soils, 1960).

Sin embargo, es evidente que existe una presión de contacto mínima necesaria para compactar eficientemente un suelo.

De la Tabla 1 se concluye que presiones de 8 kg/cm^2 , o superiores, permiten lograr en la

mayoría de los suelos los pesos volumétricos secos, generalmente exigidos en el diseño de presas, si el área de contacto por pata no es mayor que 77 a 90 cm²

5.3 Comportamiento del rodillo de llantas neumáticas

Su acción es similar al de Pata de Cabra por el hecho de que también produce amasado; sin embargo, este tipo de rodillo dá lugar a un amasado menor, limitado a las capas más superficiales.

La aplicación de la presión de las llantas a la capa de terraplén es constante en todo momento y no creciente como en el rodillo Pata de Cabra. La aplicación repetida de esta presión transitoria dá lugar a una densificación del suelo. En cuanto al acabado superficial de una capa compactada con rodillo neumático, éste es generalmente de rugosidad suficiente para garantizar una liga adecuada con la capa superior.

El número de pasadas requerido para lograr la máxima compactación con un rodillo de llantas neumáticas y un suelo dado depende principalmente de la presión de inflado, la carga por rueda y el espesor de la capa (Ver fig. 4. Los tres gráficos que corresponden a la Fig. 4 tienen humedades cercanas al óptimo, se puede notar que a partir de 16 pasadas, el incremento del peso volumétrico seco es insignificante. Sin embargo, esto no ocurrirá si el contenido de agua es inferior al óptimo; en tal caso, el peso volumétrico seco continuaría aumentando aún cuando el número de pasadas fuera muy grande. En cualquier tipo de suelo un incremento en la carga por rueda o en la presión de inflado produce un incremento en el peso volumétrico seco máximo (Fig. 5). Ese incremento en el máximo va acompañado de una disminución en el óptimo contenido de agua. No obstante es poco recomendable aumentar la presión de inflado sin incrementar en la misma proporción la carga por rueda, pues eso reduciría el área de contacto y tendería a producir mayores variaciones del grado de compactación en la profundidad.

5.4 Ventajas y desventajas de los rodillo pata de cabra y de llanta neumática

- 5.4.1 En suelos residuales, el rodillo pata de cabra produce un terraplén más uniforme y más denso, debido a que las presiones de contacto grandes permiten la desintegración de los trozos de roca intemperizada.
- 5.4.2 La mayor acción de amasado del rodillo pata de cabra produce una superficie irregular y relativamente suelta que permite una liga más íntima entre capas sucesivas. Por lo contrario, una capa compactada con rodillo neumático puede requerir escarificación superficial antes del tendido de la siguiente capa.
- 5.4.3 Los rodillos neumáticos pueden compactar capas de mayor espesor a mayor velocidad que los rodillos pata de cabra. Aparte de la ventaja económica que esto implica, el mayor espesor de capa permite incluir material grueso de mayor tamaño.
- 5.4.4 En suelos con grandes guijarros, el ajuste individual de las llantas neumáticas permite una distribución de esfuerzos más uniforme, en tanto que el tambor rígido del rodillo Pata de Cabra suele puentear entre tales guijarros, dejando prácticamente sin compactar el suelo intermedio.

5.5 Compactación de Laboratorio

Con la finalidad de estudiar las diversas variables que afectan la compactación, verificar la compactación del campo y producir especímenes de igual peso volumétrico y contenido de humedad de los de campo que permitan determinar las propiedades mecánicas de suelos compactados, se han desarrollado diversos procedimientos de compactación de laboratorio. Los tres más comunes son: por impacto, amasado y carga estática.

5.5.1 Compactación por impacto

Cada capa se compacta con cierto número de golpes uniformemente distribuidos de un martillo con peso, dimensiones y caída libre dados. En este caso la energía específica de compactación puede estimarse en forma aproximada conociendo el volumen del molde, el número de capas, el número de golpes por capa, el peso del martillo y su altura de caída, que es el de uso más generalizado (Ver prueba de compactación por impacto. Tabla 2.

5.5.2 Compactación por amasado

Cada capa se compacta mediante cierto número de aplicaciones de carga con un pisón que produce presiones que varían gradualmente de cero a cierto valor máximo y luego en sentido contrario. En este caso la energía de compactación no puede cuantificarse en la forma simple de la compactación por impacto, pero puede hacerse variar a voluntad, introduciendo cambios en uno o más de los siguientes factores: fuerza máxima de apisonado, número de capas, número de pisadas por capa, área del pisón y tamaño del molde. El tipo de compactación por amasado es el Miniatura de Harvard.

5.5.3 Compactación por carga estática

En este ensayo a cada capa se le aplica durante cierto tiempo una presión específica mediante un pisón que cubre toda el área del cilindro de compactación. La energía de compactación se puede modificar haciendo variar el tamaño del molde, el número de capas, la presión aplicada a cada capa y el tiempo de aplicación. Este tipo de compactación no reproduce, ni aproximadamente, las condiciones de compactación de campo usuales en presas; por tanto, no es aplicable a la especificación o verificación de dicha compactación, ni a la fabricación de probetas para determinación de propiedades mecánicas.

6.0 TERRAPLENES Y ROCAPLENES DE PRUEBA

6.1 Terraplenes de prueba

Con la finalidad de conocer el espesor de las capas, el número de pasadas del rodillo y el contenido de humedad ideal para el compactado, se realizaron pruebas experimentales de compactación en el campo, con los materiales que fueron empleados para el núcleo, ataguía y delantal de la Presa. El material del núcleo y ataguía de la presa está conformado por una mezcla de materiales de las canteras B y E en un 50% de cada uno. Para la prueba de compactación se empleó un área de 300 m² donde se colocó el material en un volumen de 60 m³ distribuidos en 50m. x 6m. de ancho y 0.20m. de altura. Se dividió la longitud de los 50 m. en tres zonas y cada una de ellas se compactó con rodillo Pata de Cabra Vibratorio en número de pasadas de 4,8 y 12 respectivamente.

Luego de que cada zona se hubo compactado se realizaron pruebas de densidad y contenidos de humedad de campo, para conocer el grado de compactación de cada zona. Se consideró por conveniente compactar en capas de 0.20 m. de altura, ya que, la longitud del vástago es de sólo 12.5 cm. En forma similar, se realizó el terraplén de prueba con el material que conformaría el delantal impermeable (Cantera E), el número de pasadas fue de 3,6 y 9 respectivamente. Con las humedades del terraplén y las máximas densidades secas obtenidas en el laboratorio mediante el ensayo Proctor Estándar, tanto del material que será empleado en el núcleo y ataguía como el del delantal, se realizaron gráficos que permitieron conocer para una determinada humedad,

cual es el número de pasadas con el cual se está llegando a un 100% o más del grado de compactación del Ensayo Proctor. (Ver Fig. 6 y 7). De la Fig. 6 que corresponde al terraplén de prueba del núcleo y ataguía, se nota que con un 15% de humedad y con ocho pasadas de rodillo, es suficiente para llegar a un 100% de compactación. De la Fig. 7 que corresponde al terraplén de prueba del delantal o Blanket, se nota que con un 18% de humedad y con siete pasadas de rodillo Pata de Cabra Vibratorio, es suficiente para llegar a un 100% de compactación.

6.2 Rocaplen de Prueba

Los materiales de los respaldos de la presa, los cuales servirán para dar estabilidad al cuerpo, deben ir compactados de tal forma que se disminuya la compresibilidad del material y éste sea más compacto. Es por esta razón, que el material del enrocado debería de compactarse hasta que la compresibilidad de la capa sea mínima. El ensayo que se realizó fue hecho en un área de 15m. de largo x 6m. de ancho y colocando la roca bien graduada, siendo el tamaño máximo de ésta, igual a 40cm. El procedimiento que se siguió fue:

- 6.2.1 Colocar el material del enrocado en toda el área arriba mencionada y en una altura de 60 cm.
- 6.2.2 Trazar cuadrículas en la parte superior de la capa horizontal del rocaplén, estas fueron de 1.50m. x 1.50m. y debidamente enmarcadas sobre la roca.
- 6.2.3 Realizar un control topográfico de los niveles que tiene cada uno de las cuadrículas antes de que pase el compactador.
- 6.2.4 Pasar compactador (Tractor D-7) dos pasadas por cada una de los cuadrículas. Una vez acabada de pasar por todas ellas, realizar nuevamente el control topográfico para saber cuál ha sido el asentamiento de cada una de las cuadrículas. Repetir el mismo procedimiento para 4, 6 y 8 pasadas.
- 6.2.5 Realizar el cálculo matemático de la compresibilidad por 2, 4, 6 y 8 pasadas.

El cálculo matemático se realiza de la siguiente manera:

$$\text{Compresibilidad} = (\%) = \frac{\Delta h}{h} \times 100$$

- 6.2.6 Con los datos obtenidos graficar una curva denominada número de pasadas vs compresibilidad (%). Ver Fig. 8.

Se nota fue a partir de siete pasadas del tractor D-7 y con un espesor de 60 cm., prácticamente ya no se produce asentamiento.

7.0 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL CUERPO DE PRESA

Una vez acabado el tratamiento de la cimentación en el cual iría apoyado el núcleo y la ataguía de la presa, lo siguiente fue emprender la construcción del cuerpo de presa, para lo cual se realizó lo siguiente:

- a) Limpieza del emplazamiento del núcleo y ataguía

Con la finalidad de que exista una buena adherencia entre el lecho superficial de la roca y el material correspondiente al núcleo de la presa fue necesario realizar una exhaustiva limpieza en el lugar. Se retiró toda la roca alterada, la cual, sería un foco de peligro para futuras filtraciones. Este trabajo también fue conveniente, ya que, al retirar la roca alterada de la superficie de la cimentación, han quedado pequeñas depresiones, las cuales permitieron un mayor engrampe entre el núcleo y la cimentación.

b) Extracción de Material Alterado

La extracción del material suelto alterado, se tuvo que realizar a mano con una cuadrilla de trabajadores. A veces se utilizó la rompedora neumática, ya que el uso de maquinaria pesada para estas actividades propiciaría la trituration o desquebrajamiento del material superficial de la cimentación, impidiendo una buena liga entre el terraplén y la cimentación. Sin embargo, todo el polvo de roca fue limpiado mediante mangueras de aire a presión, las cuales estuvieron alimentadas mediante compresoras de 100 lb/pulg² de presión.

c) Mezclado de Material Impermeable

Según los estudios realizados en el material conformante del núcleo y ataguía de la presa, éste debería estar conformado por una mezcla de materiales de las canteras B y E en un 50% de cada una de ellas. Inicialmente se pensó en colocar igual número de volquetadas de cada una de las canteras en el sitio de la construcción para luego mezclarlo con maquinaria, pero debido al mal mezclado que se lograba, se optó por realizar el mezclado fuera del emplazamiento, dando esto último mejores resultados. El mezclado se realizó colocando igual cantidad de volquetadas de cada una de las canteras (B y E). Luego de ejecutadas éstas, con un tractor D6C se procedió al batido quedando al final de éste, un material más homogéneo y de características similares al estudiado.

7.1 Colocación de Materiales

Terminada la limpieza, tanto en el cauce como en los dos estribos de la presa, se comenzó con la colocación de los materiales.

7.1.1 Colocación de la primera capa de material impermeable

Para que exista una buena adherencia entre la cimentación y el material impermeable, en primer lugar se humedeció la superficie de la cimentación con un riego suave a lo largo de toda la zona del núcleo. Luego se colocó la primera capa con una humedad un tanto mayor al óptimo contenido, con el objeto que el material se ligue perfectamente con la cimentación, amoldándose a las irregularidades propias de la misma.

Debido a que la compactación de la primera capa no puede realizarse con maquinaria pesada, ya que esto puede triturar la roca, es que se utilizó pisones manuales.

7.1.2 Carguío y colocación del material en la zona del núcleo y ataguía

El carguío del material mezclado se realizó en volquetes de 6 m³ de capacidad y con un cargador frontal de 2.5m³ de capacidad. A la vez que el cargador colocaba el material en los volquetes, el mezclado se hacía aún más uniforme. La cantidad de material, vale decir, la cantidad de volquetes que deberían colocar su carga en el emplazamiento del núcleo y ataguía era calculada de acuerdo al área que se encontraba y el espesor de capa, que fue de 0.20 m. de altura, luego estos se distribuían y colocaban en tresbolillo para su posterior esparcido.

7.1.3 Esparcido y Nivelación del Material

Luego que el material fuese descargado por los volquetes en su lugar de emplazamiento, el esparcido de éste, se realizó con tractor D6C, esto con la finalidad de no esforzar demasiado a la motoniveladora. El esparcido del material, si bien es cierto, no quedaba del todo horizontal, permitía una superficie en la cual era posible que se desplazara la motoniveladora. Luego de esparcido el material, entraba a trabajar la motoniveladora y la única función de esta máquina era la de dejar una superficie plana para proseguir con la compactación.

7.1.4 Compactación del Terraplén

Luego de nivelado el terraplén se procedió a compactar éste con un rodillo Pata de Cabra del tipo vibratorio, este rodillo tiene los vástagos rectangulares de 12 x 6 cm. y permite una muy buena compactación de abajo hacia arriba. El número de pasadas del rodillo Pata de Cabra que se dió al terraplén, fue de 8 y en ambos sentidos dejando una capa con incrustaciones, los cuales permitieron tener un mejor engrampe con la capa que se colocó posteriormente.

7.1.5 Colocación del dren, filtro y enrocado

La colocación del dren, filtro y enrocado se realizó conjuntamente con el material del núcleo y ataguía. Dentro de la secuencia de ejecución, se procuró que la altura del material del filtro quede por encima del núcleo, y el enrocado por encima del filtro, de tal forma que el material impermeable esté siempre confinado. La compactación del material de filtro y enrocado se realizó con el equipo que se seleccionó en los terraplenes y rocaplenes de prueba.

Al final del artículo se presenta la Tabla 3 colocación de Materiales en Presa de Pequeña Altura; la cual indica para cada tipo de material, cuál es el espesor suelto, humedad de colocación, energía de compactación y compactadora adecuada para cada material.

7.2 Control de Calidad de la Construcción de los Terraplenes

Sistemáticamente se controló la calidad de la construcción, midiendo los valores del contenido de humedad, peso volumétrico seco de campo y grado de compactación.

7.2.1 Control de Compactación del Material Impermeable

En general, es necesario realizar pruebas de compactación de cada capa compactada, generalmente de 2 a 3 pruebas por capa, llevando un registro de la historia de la obra en construcción, tanto para conocer la calidad de la misma, como para determinar todas aquellas zonas del terraplén que no cumplan con las especificaciones requeridas, y que, por lo tanto sea necesario su recompactación. Se ha tenido cuidado especial en realizar los controles en zonas donde fue difícil que el compactador penetrara.

7.2.1.1 Control del Contenido de Humedad

El contenido de humedad se determina en las pruebas de compactación y en cada tramo tendido se debe comparar la humedad del material colocado con la humedad correspondiente a la óptima del Proctor, determinada por el laboratorio, o bien la seleccionada en el terraplén de prueba. En caso de que esto no suceda, se debe proporcionar un riego muy ligero por medio de cisterna con manguera o regadera. El riego también es necesario en aquellos casos en que por, cualquier circunstancia durante la construcción,

se ha dejado interrumpida ésta por algún período de tiempo y que se haya secado la superficie del terraplén.

Una vez proporcionada la humedad requerida, se procede a la compactación del material con el equipo seleccionado.

7.2.1.2 Control del Grado de Compactación

El grado de compactación es un número que expresa en porcentaje, la relación entre el peso volumétrico seco alcanzado en la obra y el peso volumétrico seco óptimo de ese mismo material obtenido en el laboratorio, mediante la prueba de compactación Próctor Estándar mediante la siguiente fórmula:

$$GC (\%) = \frac{\gamma_d (\text{in situ}) \times 100\%}{\gamma_d (\text{lab.})}$$

En donde:

GC(%) = grado de compactación en porcentaje.

$\gamma_d(\text{in situ})$ = densidad seca es campo.

$\gamma_d(\text{lab.})$ = máxima densidad seca de laboratorio.

En general, para el control del grado de compactación durante la construcción de presas, se emplean varios métodos. El más empleado es el método del cono de arena, el cual consiste en realizar unos agujeros en todo el espesor de la capa compactada, pesar el suelo extraído y conocido el volumen del suelo obtener la densidad con la cual ha sido compactado. Para la realización de este ensayo ha sido necesario contar con el siguiente equipo:

- Un cono para control de densidad de campo.
- Una base metálica para fijar el cono.
- Mallas N° 10, 20, N° 4 y 3/4".
- Una balanza de 20 kg. de capacidad con aproximación al gramo.
- Una balanza de 1,200 gr. con aproximación al centésimo de gramo.
- Arena calibrada.
- Herramientas; tales como combas, cinceles, badilejos, cucharones, escobilla de alambre, brochas, etc.
- Bolsas plásticas, cartulinas, pabito, etc.
- Una estufa.

7.2.1.3 Procedimiento

El procedimiento para el cálculo del control de densidad de campo fue el siguiente:

1. Colocar la base en una superficie plana del terraplén; esta base permitirá tener una guía para la excavación del suelo.
2. Con una comba de 4 libras y un cincel comenzar a extraer el material del hueco colocarlo en un recipiente, para luego realizar el correspondiente pesado.
3. Colocar arena debidamente calibrada en el cono y luego colocar el cono y la arena en la base. Por diferencia de pesos se determina la arena que

ocupa el hueco y como se conoce la densidad seca de la arena, por una simple división conoceremos el volumen del hueco.

4. Se realiza el cernido del suelo por la malla 3/4" y así se determina el peso de material gravoso o > que 3/4".

5. Se calcula en laboratorio la densidad de la grava > 3/4" y como se conoce su peso, se puede determinar su volumen.

6. Conocido el volumen de grava > 3/4" se puede restar del volumen total del agujero, obteniéndose así el volumen del material < 3/4".

7. La división del peso del material < 3/4" entre su volumen, determina la densidad húmeda corregida del material.

8. Se Calcula el contenido de humedad y se obtiene la densidad seca corregida.

9. Dividiendo este valor entre la máxima densidad seca Próctor, se puede conocer el grado de compactación del Terraplén.

Las verificaciones de grado compactación se presentan en las Tablas N° 4; 5; 6.

7.2.2 Control de Compactación del Filtro y del Dren Horizontal

Para realizar el control de compactación del material del dren y filtro de la Presa Pasto Grande, fue necesario realizar controles de densidad relativa, tanto del material compactado del filtro como del dren horizontal. Debido a que el rodillo que se utilizó en la compactación fue de 15 a 25 ton., se pudo rápidamente llegar a densidades relativas por encima del mínimo requerido que era 80 %. Los cálculos se muestran a continuación:

Máxima densidad seca (lab) = 1.843 gr/cc
 Mínima densidad seca (lab) = 1.570 gr/cc
 Densidad natural seca (campo) = 1.827 gr/cc

$$Dr (\%) = \frac{(\gamma_d \text{ nat} - \gamma_d \text{ mín})}{(\gamma_d \text{ máx} - \gamma_d \text{ mín})} \times \frac{\gamma_d \text{ máx}}{\gamma_d \text{ nat}} \times 100$$

$$Dr. (\%) = \frac{(1.827 - 1.570) \times 1.843}{(1.843 - 1.570) \times 1.827} \times 100 = 95\%$$

Por lo tanto, la densidad relativa es del 95% superior al 80% mínimo requerido, lo cual es beneficioso. El cálculo también puede realizarse mediante el Abaco, que se presenta en la Fig. 9.

8.0 CONDUCTO DE DESCARGA

El conducto de descarga se desarrolla sobre el estribo izquierdo de la Presa; el ángulo que forma con respecto al eje del cauce de la Boquilla es de $51^{\circ}54'$. El conducto consta de un labio vertedero, la toma al ingreso a la cámara de compuertas, la torre de control y el túnel.

8.1 Toma de Derivación

Esta toma es un vertedor curvo que puede trabajar como descarga libre en condiciones mínimas o como vertedero ahogado con embalse establecido.

La construcción de la obra de Toma en Pasto Grande ha dado magníficos resultados. La Toma cuenta con una estructura de entrada a base de unos aleros, que además de encausar el agua hacia el conducto sirven como muros de retención de tierras. La construcción es fácil y económica, la cimentación de los muros debe tener una profundidad tal que permita colocarlo en roca sana o tierra firme, para luego rellenar ésta con concreto ciclópeo. El elemento estructural es de concreto armado de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, el cual debe contener aditivo incorporados de aire y aceleradores de fragua, debido a la condición climática del lugar. Los muros de encausamiento se vaciaron de una altura no mayor a 1.50 m., razón por la cual fue necesario realizar ventanas en los encofrados.

8.2 Cámara de Compuertas

Es un conducto de sección cuadrada, dentro del cual han sido colocadas dos compuertas y una atagüa, las cuales permitirán regular las aguas provenientes del vaso al canal. La construcción se ha realizado de acuerdo a los planos existentes. La colocación de los marcos de las compuertas ha merecido una especial atención, ya que éstos deben de tener una exhaustiva verticalidad para que las hojas de las compuertas se puedan deslizar con facilidad, el concreto que se utilizó fue de 210 kg/cm^2 .

8.3 Torre de Control

Es una estructura cuadrada desde la cual es factible realizar el manipuleo de las compuertas. El acceso a la torre de control se realiza mediante una escalera que comunica ésta con el estribo izquierdo de la Presa. La torre de control tiene forma similar a la cámara de compuertas y el vaciado de concreto y colocación de fierros se realizan con el mismo cuidado que las otras estructuras.

8.4 Túnel de Descarga

Es una estructura de 64 m. de longitud, cuya sección es tipo baúl de 2.10 m. de ancho x 2.10 m. de altura. Está revestida de concreto armado con mallas de fierro de $1/2"$ de 0.30 x 0.25 m. El espesor del revestimiento es de 0.20 m. y la calidad del concreto es de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Para facilitar la construcción primeramente se ha vaciado el piso, permitiendo así el fácil desplazamiento de los encofrados metálicos que fueron utilizados. Debido a lo pequeño de la longitud del túnel es que la colocación del concreto ha sido hecha a mano, sin descuidar la compactación de éste, la cual se hizo con vibradores de 4 IIP.

9.0 ALIVIADERO DE DEMASIAS

Esta estructura se ubica sobre la margen derecha del embalse; es un vertedero con canal lateral de 10 m. de largo y con canal de rápida de 4.25 m. de ancho con muros inclinados de concreto armado.

La excavación se ha realizado dinamitando la roca para luego extraer ésta con tractor Caterpillar D7G. Para la construcción de esta estructura ha sido necesario en primer lugar realizar el replanteo de los planos para poder realizar un solado y replantar el eje sobre él, para proseguir con la obra. La calidad del concreto fue de 175 kg/cm.2

10.0 SELLADO DE JUNTAS DE DILATACION

Debido a que fue imprescindible el sellado de las juntas de dilatación mediante asfalto líquido mezclado con arena gruesa, se realizó 4 mezclas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de UNI en Pasto Grande, para determinar cualitativamente la consistencia de la mezcla. Las mezclas en volumen que se realizaron fueron:

Asfalto Líquido Rc-250	Arena gruesa
1	7
1	8
1	9
1	10

De los cuatro ensayos se determinó que la mezcla de proporción 1 en 8 en volumen era la más adecuada.

10.1 Procedimiento

El procedimiento que se siguió por el sellado de juntas fue el siguiente:

- Limpiar la abertura de las juntas de todo elemento extraño; para esto se pueden emplear brochas o sopletes que eliminen el polvo.
- Cernir arena gruesa o delgada, dependiendo esto de la abertura de la junta.
- Secar la arena mediante estufas y a la vez ir calentando el asfalto líquido teniendo cuidado que no sobrepase su temperatura de fusión, que es 80°C.
- Una vez seca la arena, mezclar ésta con el asfalto líquido en la proporción indicada (1:8).
- Untar toda la superficie de la junta a sellar, de asfalto líquido caliente el cual servirá de material ligante.
- Colocar la mezcla caliente de arena y asfalto compactado en capas, con comba y madera.

10.2 Personal

El personal necesario consta de 1 capataz, 4 peones. Los cuales producen un rendimiento de 10 ml. en juntas de 2" de espesor.

11.0 INSTRUMENTACION

La construcción de Presas exige un estudio de los dispositivos de control de vigilancia correspondientes, tanto durante la construcción como después de su puesta en marcha y operación. La Presa como estructura semielástica, estará sometida a una serie de esfuerzos con las consiguientes deformaciones. Es por tanto imprescindible que durante su progresiva elevación y después de su terminación, su comportamiento sea analizado y registrado por una serie de instrumentos pertinentes.

Tratándose de una Presa zonificada, se deberán controlar:

- a) Las presiones de poros en el cuerpo de la Presa y las subpresiones en la cimentación.
- b) Los asentamientos y desplazamientos del núcleo, de los espaldones y eventualmente, del subsuelo aluvial.

11.1 Bancos de nivel y colimación

Con objeto de medir asentamientos y desplazamientos horizontales, es necesario instalar una serie de bancos, de preferencia en el lado de aguas abajo, 1 m. bajo el nivel de la corona y en una línea paralela al eje de la cortina. Además en ambos empotramientos, las referencias de nivelación y colimación. Estos bancos deben formarse, vaciando in situ un bloque de concreto de 50 cm. de lado, aproximadamente, con placa metálica en la superficie para grabar la marca de la línea básica de colimación. Tanto este trabajo como la primera nivelación, deben realizarse antes que la obra entre en operación. y repetirse para tener completa confianza en las cotas y lecturas iniciales.

11.2 Piezómetros

Tienen por finalidad medir la subpresión o presión de poros dentro del cuerpo impermeable saturado de la Presa y, compararlo con el asumido en el diseño, lo que permitirá determinar si se alcanza o no límites mayores de nivel piezométrico que puedan poner en peligro la seguridad o la estabilidad de la Presa.

Se ha previsto la colocación de 3 piezómetros ubicado en la misma línea de colimación de los bancos; éstos son del tipo Casagrande.

REFERENCIAS

- 1). José Rodríguez; "Especificaciones para la ejecución de Pedraplenes", Simposium sobre Terraplenes, pedraplenes y otros rellenos, Madrid, 1986.
- 2). Raúl T. Marsal; presas pequeñas; notas sobre diseño y construcción. UNAM.

- 3).Bureau of Reclamation; Diseño de presas pequeñas (Mexico 1983).
- 4).Geotechnical Branch Training; Moisture - Density Relationship of Soil and Earthwork Construction Control, December, 1979 and October.
- 5).Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C - Simposio sobre almacenamientos pequeños.

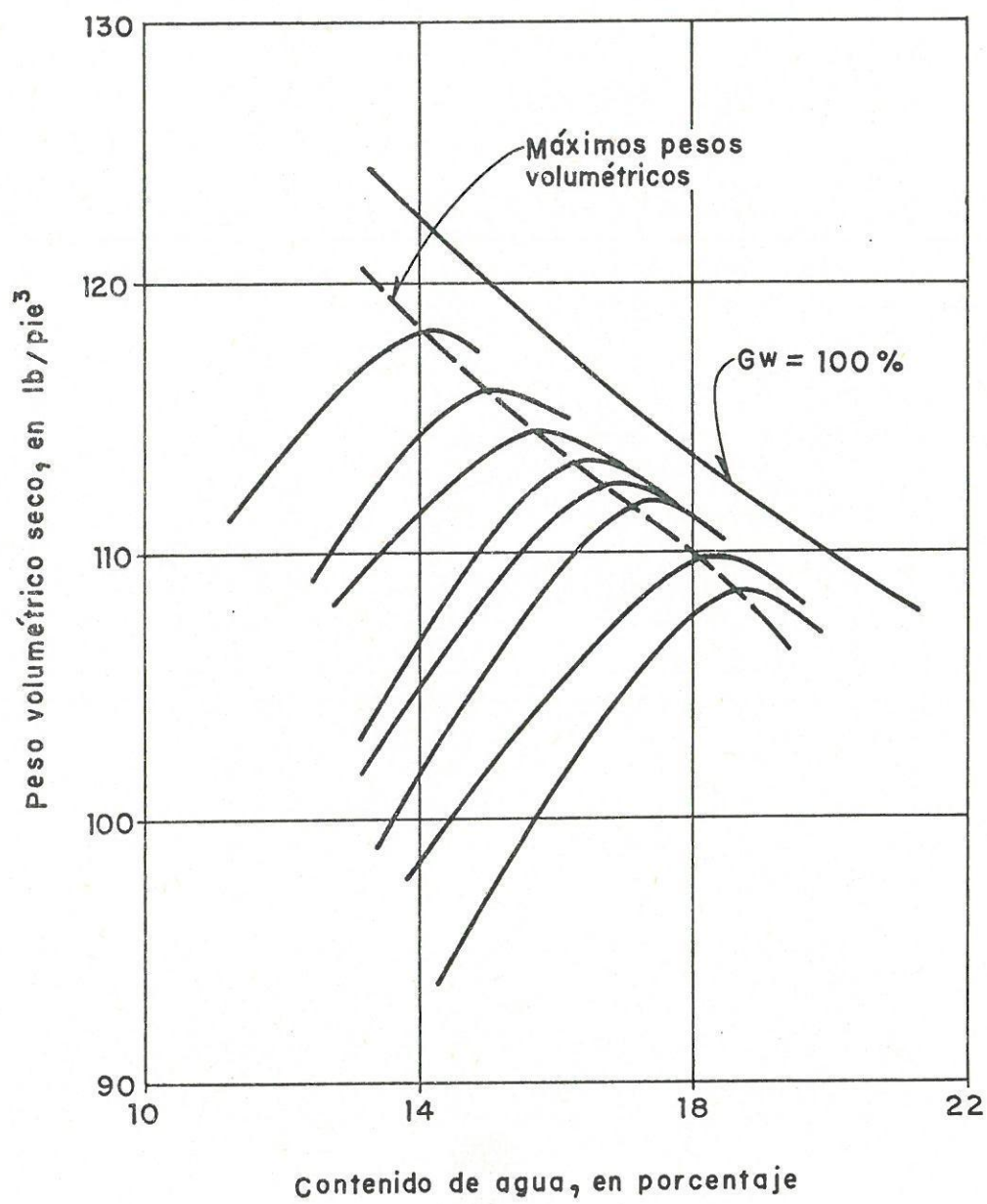


FIG. N° 1 DIAGRAMA CUALITATIVO DE γ_d VS w PARA DIVERSAS ENERGÍAS DE COMPACTACION.

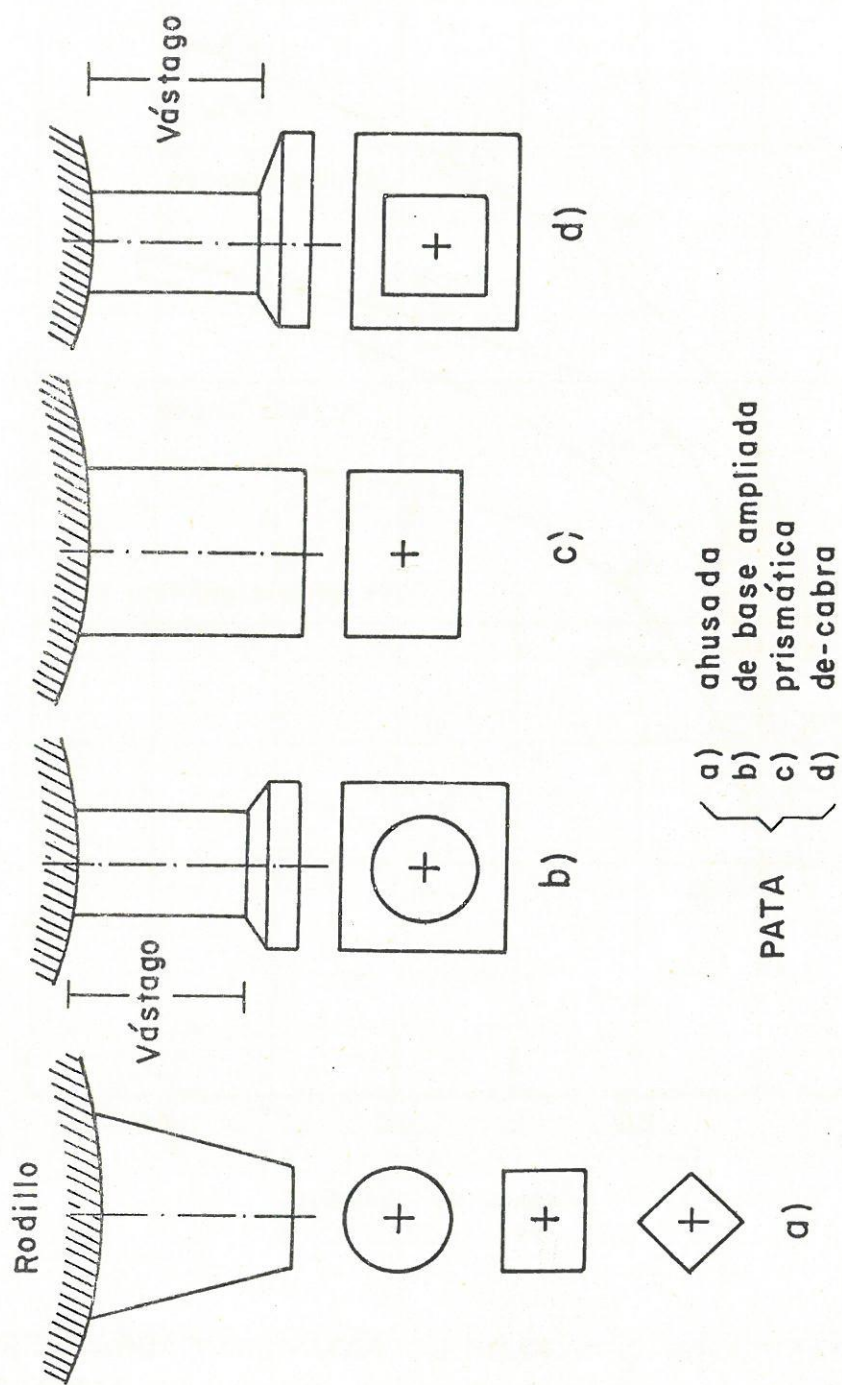


FIG. N° 2 TIPOS USUALES DE RODILLOS PATA - DE - CABRA

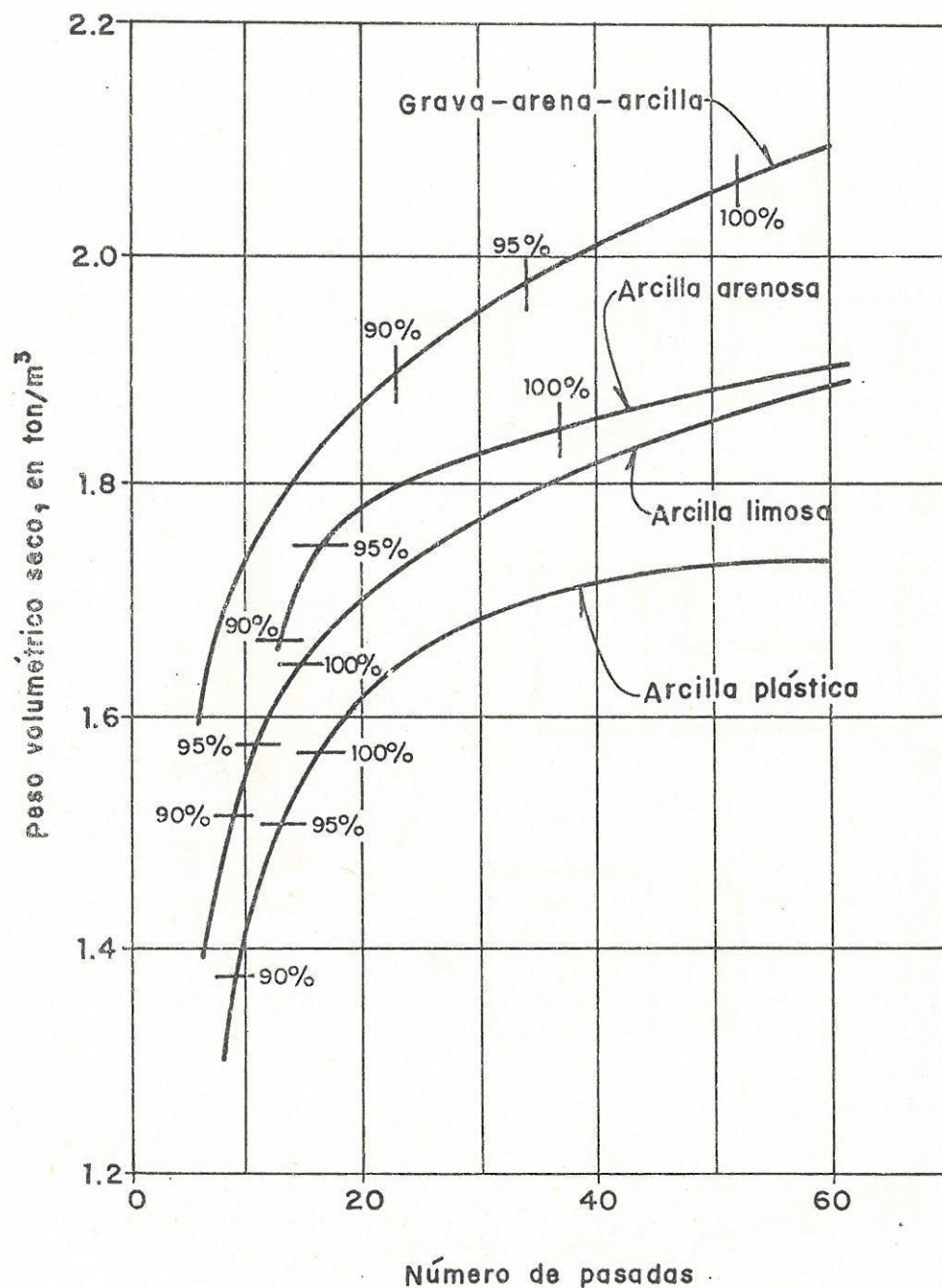


FIG. N° 3 COMPACTACION CON RODILLO PATA-DE-CABRA. EFECTO DEL NUMERO DE PASADAS EN EL GRADO DE COMPACTACION DE DIVERSOS SUELOS. (William y McLean, 1950)

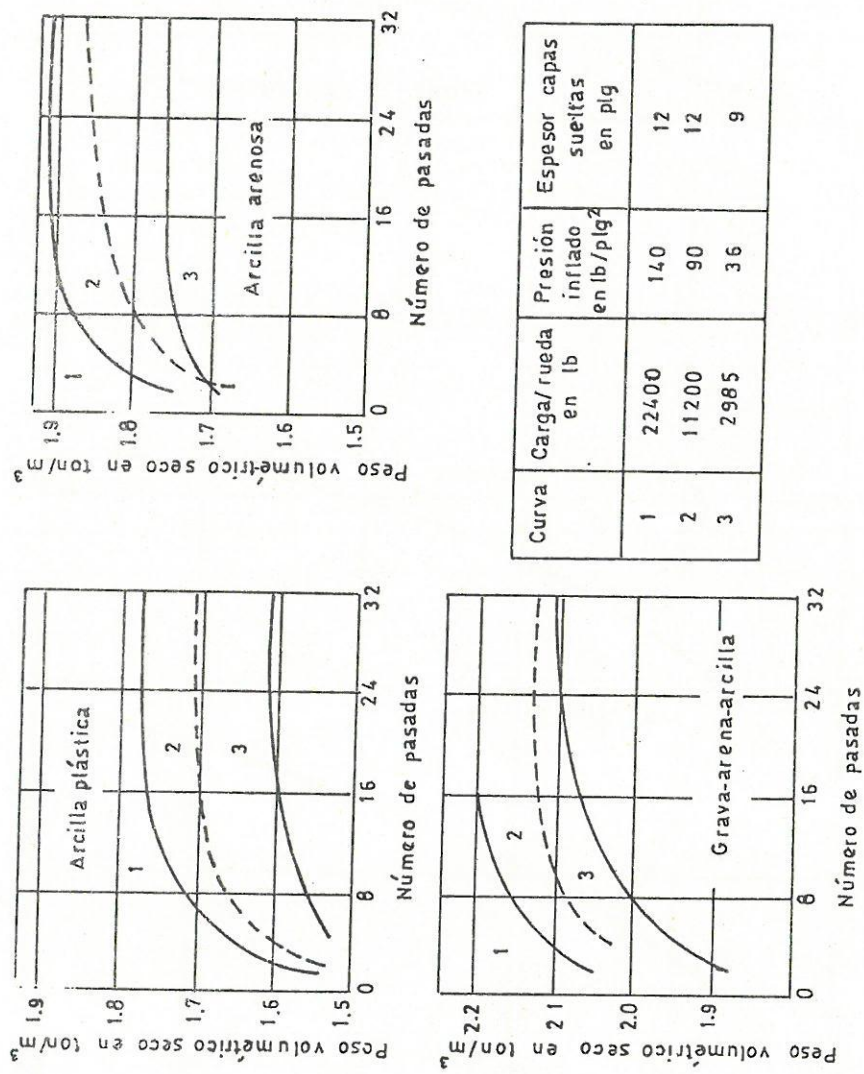


FIG. N° 4 Compactación con rodillo neumático. Efecto del número de pasadas y de la presión de inflado en el peso volumétrico seco de diversos suelos (Lewis 1959)

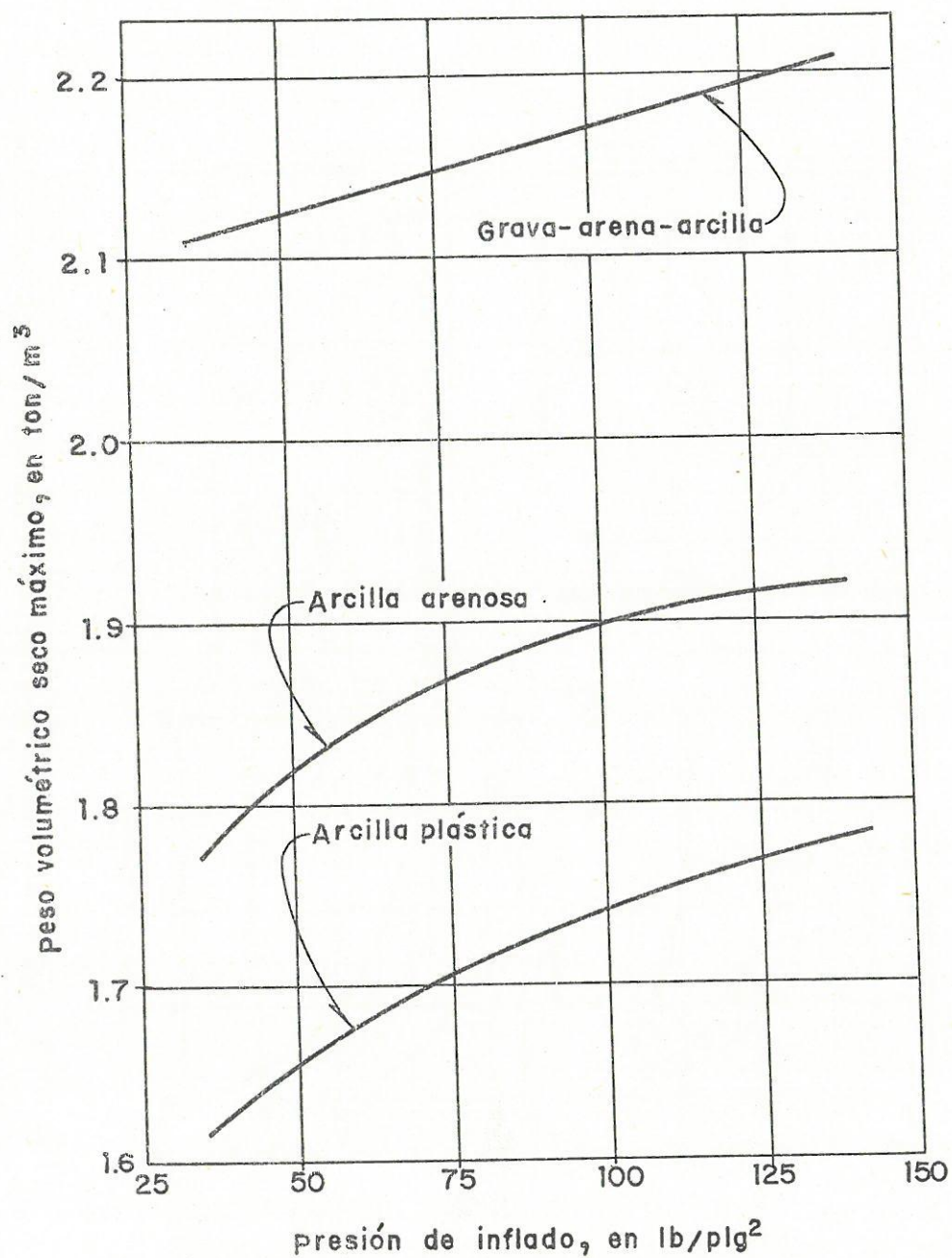


FIG. N° 5 COMPACTACION CON RODILLO NEUMATICO. RELACION ENTRE PRESION DE INFLADO Y PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO (Lewis, 1959)

Figura N° 6

Fig 6.6

NUMERO DE PASADAS Vs. DENSIDAD SECA

TERRAPLEN DE PRUEBA (NUCLEO Y ATAGUIA)
 MUESTRA 50%B + 50%E (EN VOLUMEN)
 CLASIFICACION SUCS : SC
 M.D.S.T.L. : 1.65 gr/cc
 O.C.H. (LAB) : 18.5%
 EQUIPO DE COMPACTACION : RODILLO VIBRATORIO PATA DE CABRA
 ESPESOR DE CAPA SUELTA : 20 cms
 NUMERO OPTIMO DE PASADAS : 8
 HUMEDAD IN-SITU : 14.5%

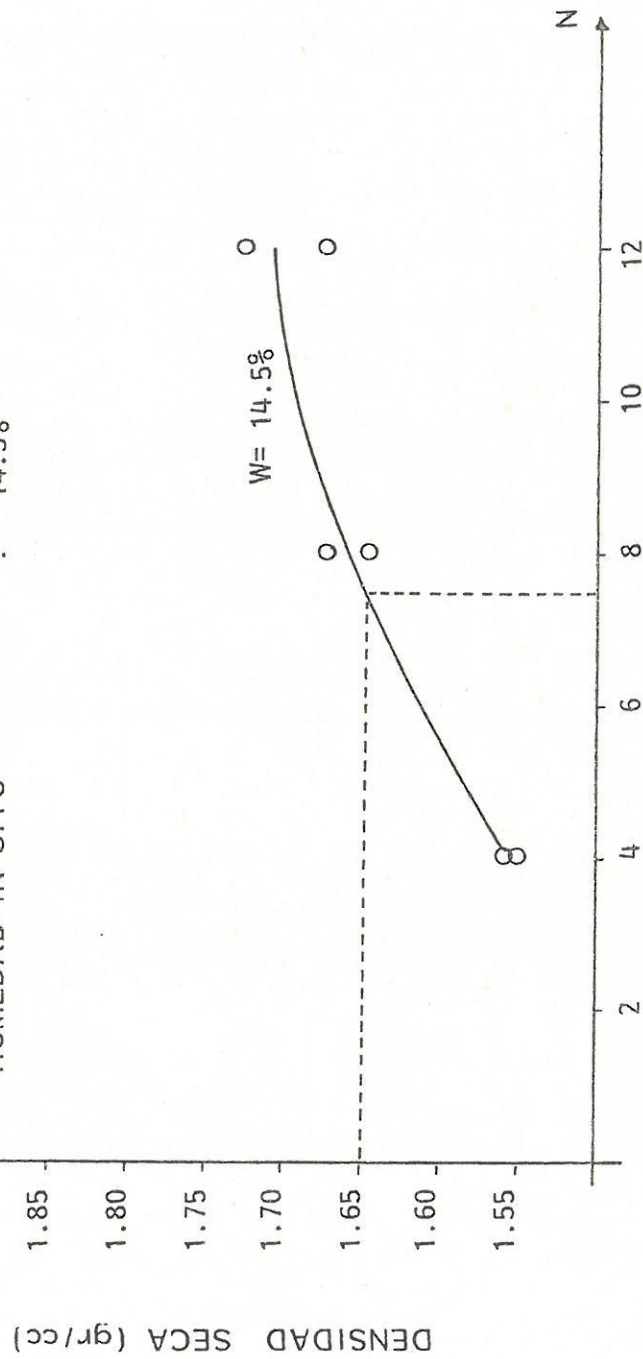


FIG. N° 6

Figura N° 7

NUMERO DE PASADAS Vs. DENSIDAD SECA

TERRAPLEN DE PRUEBA (DELANTAL IMPERMEABLE)

MUESTRA

: CANTERA E

CLASIFICACION SUCS

: SC

M.D.S.T.L.

: 1.598 gr/cc

O.C.H. (LAB)

: 21.35%

EQUIPO DE COMPACTACION

: RODILLO VIBRATORIO PATA DE CABRA

ESPESOR DE CAPA SUELTA

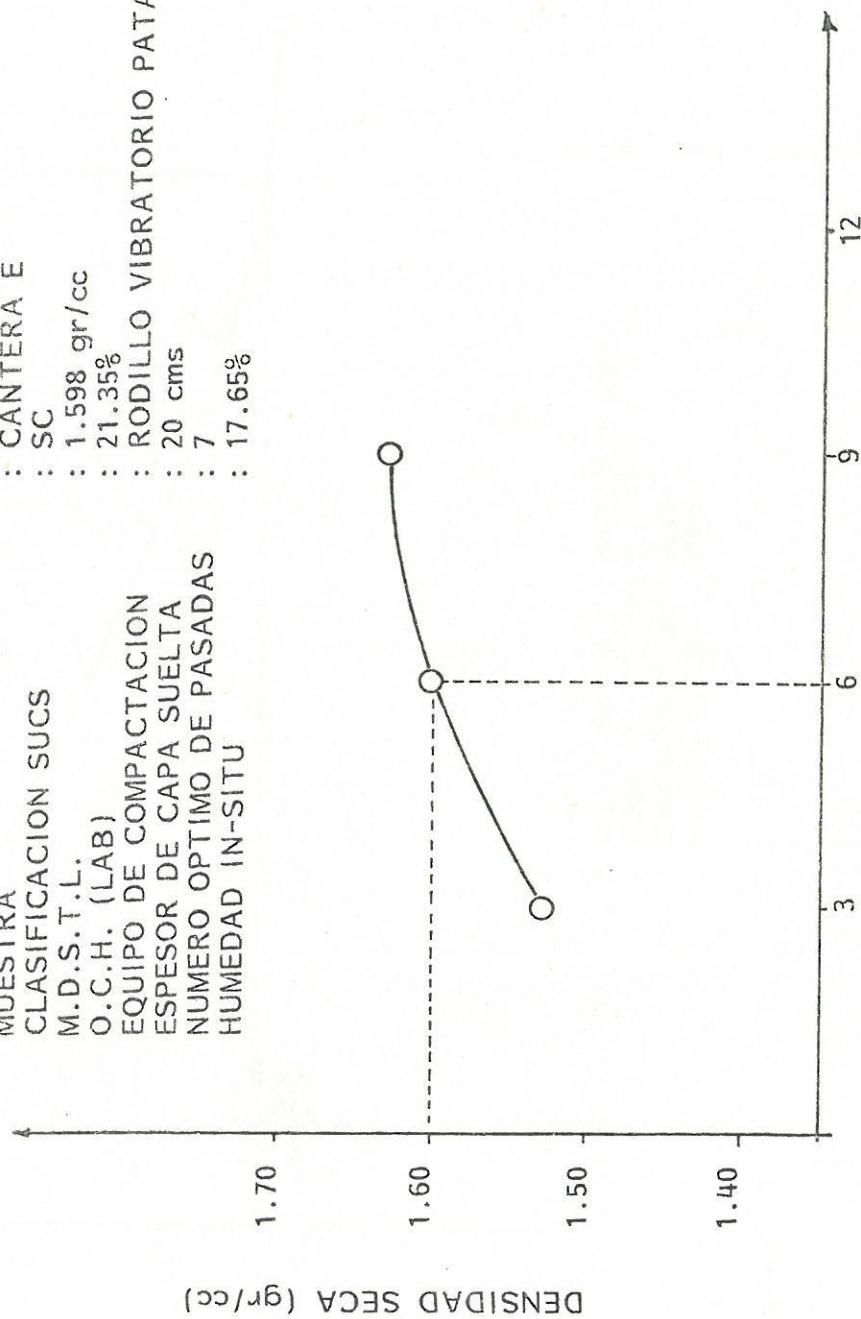
: 20 cms

NUMERO OPTIMO DE PASADAS

: 7

HUMEDAD IN-SITU

: 17.65%

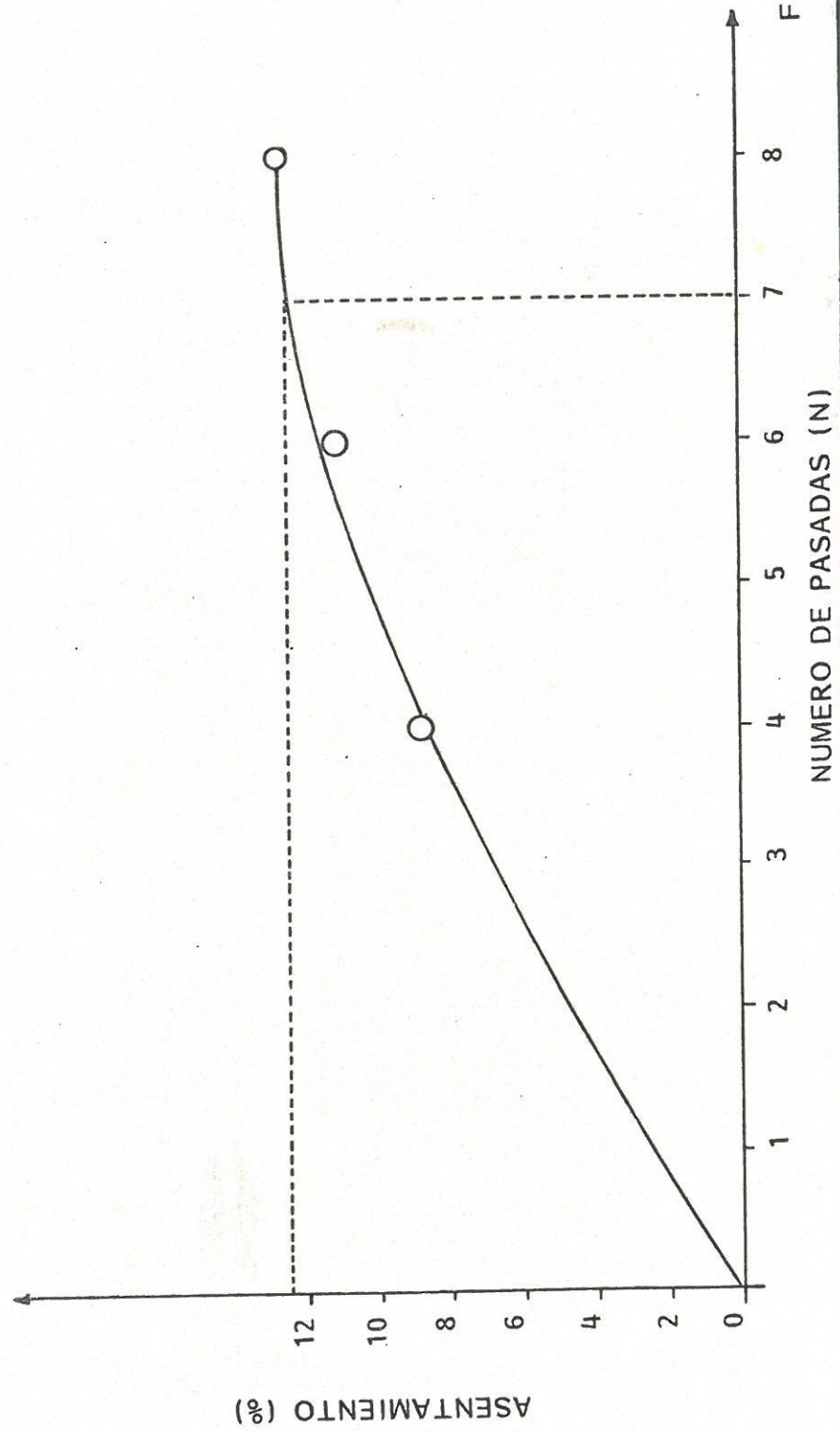


NUMERO DE PASADAS

FIG. N° 7

Figura Nº .8

ROCAPLEN DE PRUEBA
CANTERA ENROCADO
ESPESOR DE CAPA 0.55 a 0.60 m.
TRACTOR D7 G (SANTA ROSA)



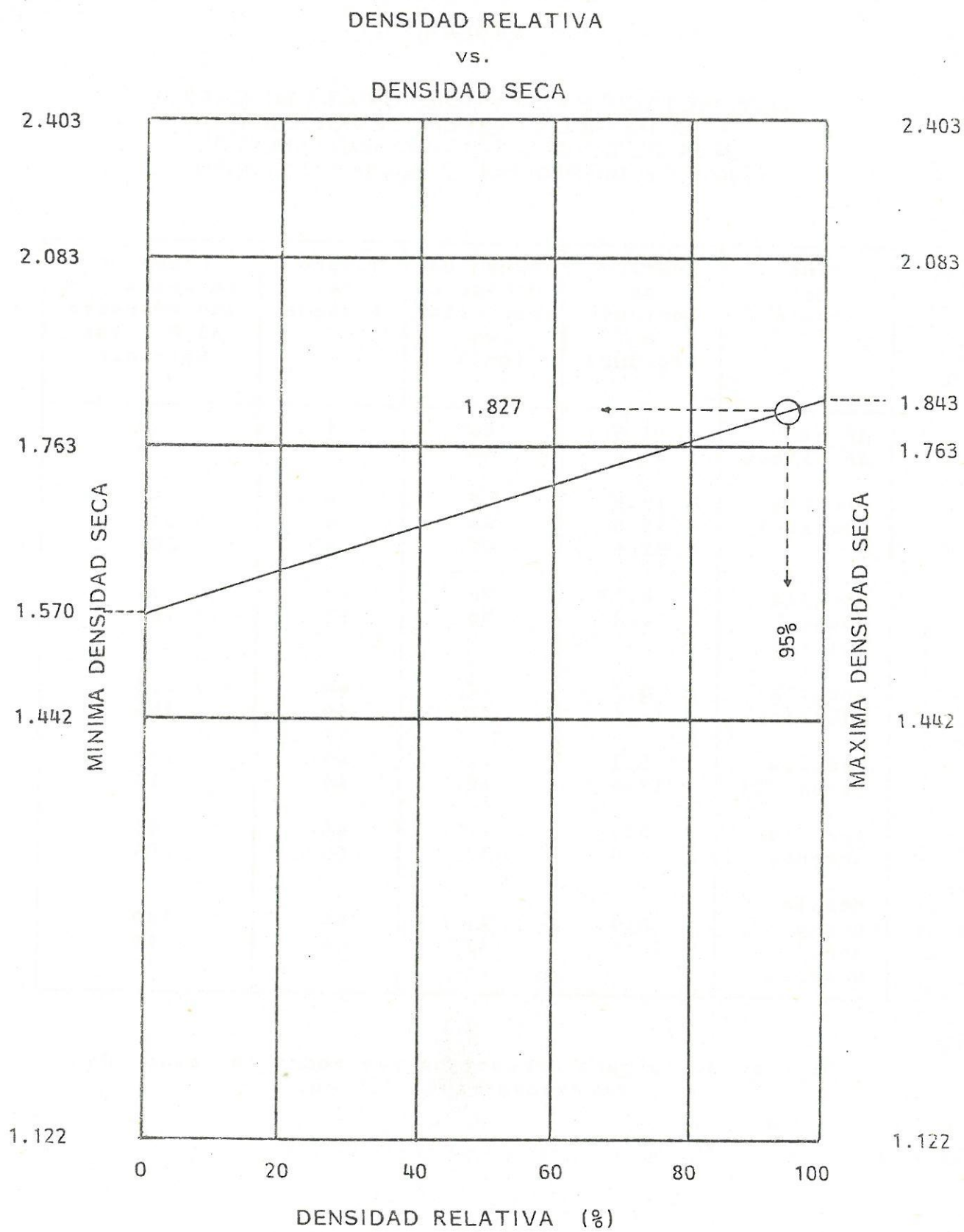


Fig. N° 9

TABLA 1

COMPACTACION CON RODILLO PATA DE CABRA.
EFECTO DE LA PRESION DE CONTACTO
EN EL PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO
(Factor that Influence Field Compaction of Soils,1960)

Tipo de Suelo	Presión de Contacto en (kg/cm ²)	Area de Contacto por pata en (cm ²)	Número de pasadas	Grado de compactación con respecto al Proctor Estandar
Arena arcillosa	17.5	45	9	99
	31.5	45	9	99
Arcilla limosa I	17.5	45	6	102
	35.0	45	6	101
	52.5	45	6	101
Arcilla poco plástica	8.75	90	12	101
	26.3	90	12	101
Arcilla plástica	8.1	77	64	108
	17.4	32	64	108
Arcilla limosa II	8.1	77	64	112
	17.4	32	64	111
Arcilla arenosa	8.1	77	64	105
	17.4	32	64	104
Mezcla grava-arena arcilla	8.1	77	64	100
	17.4	32	64	99

Espesor de la capa compactada fue todos los casos de aproximadamente 1.5 cm.

TABLA 2
PRUEBAS DE COMPACTACION POR IMPACTO

PRUEBA	Dl en pulg.	Molde Hl en pulg.	Volumen en cm ³	Martillo		Altura de caida en cm	Capas	Golpes por capa	Energia Kg x cm cm ³
				D en (pulg)	W en Kg				
Proctor Estandar	4	4.584	9.44	2"	2.5	30.48	3	25	6.1
V.S. Bureau Reclamation	4.281	6"	1414	2	2.5	46	3	25	6.1
Proctor Modificada	4	4.584	949	2	4.54	46	5	25	27.6

COLOCACION DE MATERIALES EN PRESAS DE PEQUEÑA ALTURA

TIPO DE MATERIAL	ESPESOR CAPA SUELTA EN CM.	HUMEDAD DE COLOCACION, w_c	ENERGIA DE COMPACTACION	COMPACTADORA
ENROCAMIENTO	50 — 100	NO INPORTANTE	ALTA	RODILLO VIBRATORIO O TRACTOR D7 Ó D8
ARENA, GRAVAS O MEZCLAS DE AMBAS	30 — 50			
ARCILLAS Y LIMOS NO EXPANSIVOS MEZCLA DE AMBOS CON ARENA Y GRAVAS	20 — 30	DESEABLE $w_c = w_o$ (PROCTOR ESTANDAR)	PROCTOR ESTANDAR	RODILLO PATA DE CABRA o RODILLO NEUMATICO
		Si $w_c < w_o$ Y NO HAY AGUA PARA AUMENTAR w_n	MAYOR QUE PROCTOR	
		Si $w_c > w_o$ Y NO ES POSIBLE REDUCIR w_n	MENOR QUE PROCTOR A DETERMINAR EN FUNCION DE w_c .	
ARCILLAS EXPANSIVAS		$w_c > w_o$ $w_c > w_n$		

w_n = Humedad Natural En El Préstamo

TABLA 4

VERIFICACION DEL GRADO DE COMPACTACION

PRESA : PASTO GRANDE
 ZONA : NUCLEO Y ATAQUIA
 PERIODO : NOVIEMBRE 1989
 CAFA : 01 A 08

GRADO DE COMPACTACION:
 MEDIO DESEABLE 100, MINIMO ACEPTABLE 97,
 COEFICIENTE DE CONFIANZA DE 0.9

GRADO COMPACTACION DEL MATERIAL QUE PASA LA MALLA 3/4" (X)	CONTEO DE FRECUENCIA	f	fΔ	fΔ ²	f ACUMULADO	PORCENTAJE ACUMULADO
> 109	-	0	0	0	0	0
[108 - 109)	I	1	8.5	72.25	1	2.9
[107 - 108)	-	0	0	0	1	2.9
[106 - 107)	II	2	13.0	84.50	3	8.5
[105 - 106)	III	3	16.5	90.75	6	17.1
[104 - 105)	II	2	9.0	40.50	8	22.9
[103 - 104)	III	3	10.5	36.75	11	31.4
[102 - 103)	III	3	7.5	18.75	14	40.0
[101 - 102)	III	5	7.5	11.25	19	54.3
[100 - 101)	II	2	1.0	0.50	21	60.0
[99 - 100)	III	4	-2.0	1.00	25	71.4
[98 - 99)	II	2	-3.0	4.50	27	77.1
[97 - 98)	I	1	-2.5	6.25	28	80.0
[96 - 97)	III	3	-10.5	36.75	31	88.6
[95 - 96)	III	4	-18.0	81.00	35	100.0
< 95	-					
Σ			37.5	484.75		
					PERIODO ANTERIOR	ESTE PERIODO
VALOR MEDIO DEL GRADO DE COMPACTACION = $100 + \frac{\sum f\Delta}{N} = 100 + \frac{37.5}{35} = 101$					---	101
DESVIACION ESTANDAR DEL GRADO DE COMPACTACION = $\frac{1}{N} \sqrt{N \sum f\Delta^2 - (\sum f\Delta)^2} = 3.6$					---	3.6

TABLA 5

VERIFICACION DEL GRADO DE COMPACTACION

PRESA : PASTO GRANDE
 ZONA : NUCLEO Y ATAQUIA
 PERIODO : NOVIEMBRE 1989
 CAPA : 09 - 23

GRADO DE COMPACTACION:
 MEDIO DESEABLE 100, MINIMO ACEPTABLE 97,
 COEFICIENTE DE CONFIANZA DE 0.9

GRADO COMPACTACION DEL MATERIAL QUE PASA LA MALLA 3/4" (X)	CONTEO DE FRECUENCIA	f	fΔ	fΔ ²	f ACUMULADO	PORCENTAJE ACUMULADO
> 109	-	-	-	-	-	-
[108 - 109)	II	2	17.0	144.5	2	5.6
[107 - 108)	I	1	7.5	56.25	3	8.3
[106 - 107)	-	0	0	0	3	8.3
[105 - 106)	-	0	0	0	3	8.3
[104 - 105)	II I	6	27.0	121.50	9	25.0
[103 - 104)	III	3	10.5	36.75	12	33.3
[102 - 103)	III	5	12.5	31.25	17	47.2
[101 - 102)	III	5	7.5	11.25	22	61.1
[100 - 101)	IIII	4	2.0	1.0	26	72.2
[99 - 100)	III	5	-2.5	1.25	31	86.1
[98 - 99)	III	3	-4.5	6.75	34	94.4
[97 - 98)	I	1	-2.5	6.25	35	97.2
[96 - 97)	I	1	-3.5	12.25	36	100.0
[95 - 96)	-	-	-	-	-	-
< 95 Σ			71.0	429.0		
					PERIODO ANTERIOR	ESTE PERIODO
VALOR MEDIO DEL GRADO DE COMPACTACION					101	102
$= 100 + \frac{\Sigma f \Delta}{N} = 100 + \frac{71}{36} = 102$					3.6	2.8
DESVIACION ESTANDAR DEL GRADO DE COMPACTACION						
$= \frac{1}{N} \sqrt{N \Sigma f \Delta^2 - (\Sigma f \Delta)^2} = 2.8$						

TABLA 6

VERIFICACION DEL GRADO DE COMPACTACION

PRESA : PASTO GRANDE
 ZONA : MURO DE ENCAUSAMIENTO
 PERIODO : NOVIEMBRE 1989
 CAPA : 23 - 41

GRADO DE COMPACTACION:
 MEDIO DESEABLE 100, MINIMO ACEPTABLE 97,
 COEFICIENTE DE CONFIANZA DE 0.9

GRADO COMPACTACION DEL MATERIAL QUE PASA LA MALLA 3/4" (%)	CONTEO DE FRECUENCIA	f	fΔ	fΔ ²	f ACUMULADO	PORCENTAJE ACUMULADO
> 109		0	0	0	0	0
[108 - 109>		0	0	0	0	0
[107 - 108>		0	0	0	0	0
[106 - 107>		0	0	0	0	0
[105 - 106>		0	0	0	0	0
[104 - 105>	I	1	4.5	20.25	1	2.7
[103 - 104>	I	1	3.5	12.25	2	5.4
[102 - 103>	II	2	5.0	12.50	4	10.8
[101 - 102>	II	2	3.0	4.50	6	16.2
[100 - 101>	III	3	1.5	0.75	9	24.3
[99 - 100>	III III	8	-4.0	2.00	17	46.0
[98 - 99>	III IIII	9	-13.5	20.25	26	70.2
[97 - 98>	III I	5	-12.5	31.25	31	83.8
[96 - 97>	I I	6	-21.0	73.50	37	100.0
[95 - 96>						
< 95						
Σ			-33.5	177.25		
					PERIODO ANTERIOR	ESTE PERIODO
VALOR MEDIO DEL GRADO DE COMPACTACION = $100 + \frac{\sum f \Delta}{N} = 100 + \frac{-33.5}{37} = 99.1$					102	99.1
DESVIACION ESTANDAR DEL GRADO DE COMPACTACION = $\frac{1}{N} \sqrt{N \sum f \Delta^2 - (\sum f \Delta)^2} = 2.0$					2.8	2.0

CRONOGRAMA DE EJECUCION DE OBRA - 1989

OBRA: CUERPO PRESA PASTO GRANDE

PART.	DESCRIPCION	RENDIMIENTO	METRADO	M E S E S						
				JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
01.00	PERFORACIONES DE PRUEBA- PERF. E INYECCION PERFORACIONES DE CONTROL-REFORZAMIENTO	EST.	-	—	—	—	—	—	—	—
02.00	ATAGUIA PROVISIONAL	EST.	-	—	—	—	—	—	—	—
03.00	TERRAPLENES DE PRUEBA	EST.	-	—	—	—	—	—	—	—
04.00	DELANTAL	400 M3/dia	3,800 M3	—	—	—	—	—	—	—
05.00	DESBROCE DE CANTERAS Y ACUMULACION	1000 M3/dia	41,844 M3	—	—	—	—	—	—	—
06.00	ARRANQUE DE ENROCADO	250 M3/dia	12,000 M3	—	—	—	—	—	—	—
07.00	CARGUIO Y TRANSPORTE DE ENROCADO	150 M3/dia	12,000 M3	—	—	—	—	—	—	—
08.00	CARGUIO Y TRANSPORTE DE FILTRO	300 M3/dia	3,600 M3	—	—	—	—	—	—	—
09.00	CARGUIO Y TRANSPORTE DE CANTERA "B"	180 M3/dia	4,100 M3	—	—	—	—	—	—	—
10.00	CARGUIO Y TRANSPORTE DE CANTERA "E"	490 M3/dia	15,000 M3	—	—	—	—	—	—	—
11.00	EXTENDIDO Y COMPACTADO MAT. IMPERM. DE NUCLEO Y ATAGUIA	400 M3/dia	8,200 M3	—	—	—	—	—	—	—
12.00	EXTENDIDO Y COMPACTADO DE FILTRO	600 M3/dia	3,600 M3	—	—	—	—	—	—	—
13.00	EXTENDIDO Y COMPACTADO DE ENROCADO	600 M3/dia	12,000 M3	—	—	—	—	—	—	—
14.00	COLOCACION DE PIEZOMETROS	EST	-	—	—	—	—	—	—	—
15.00	COLOCACION BANCOS DE NIVEL Y COLIMACION	EST	-	—	—	—	—	—	—	—

CONTRIBUCION DE LA PRESA PASTO GRANDE AL DESARROLLO REGIONAL

Por: Ing. Martín Vizcarra Cornejo
Director Ejecutivo del Proyecto Especial
Pasto Grande - Moquegua

INTRODUCCION

Uno de los objetivos de nuestra institución es la de participar en la creación de condiciones que permitan el establecimiento de un espacio regional articulado, contribuyendo eficazmente al proyecto de regionalización del país, así como impulsar las acciones de desarrollo en forma armónica, integral y sostenida de Moquegua, mediante el incremento y uso racional de los recursos hídricos y energéticos en magnitudes y calidad que permitan satisfacer las demandas actuales y futuras.

De igual manera, contribuir al logro de la reactivación agrícola fortaleciendo el Sector Agrario, lo que permitirá un desarrollo económico y social más justo, así como la dinamización de la economía regional y nacional.

Estos objetivos, enmarcados en nuestros lineamientos institucionales, concuerdan grandemente con la finalidad primordial de la Ley de Regionalización: la de lograr el desarrollo integral y armónico de la Región, con el concurso y participación de la población y con sujeción a la Constitución, la Ley y los Planes Nacionales de Desarrollo.

Desde 1987, al crearse el Proyecto Especial "Pasto Grande", el gobierno estaba haciendo realidad un proyecto de ancestral anhelo y de urgente ejecución que respondía a las expectativas y necesidad de desarrollo de Moquegua.

Su creación, hacía justicia a una Región que por muchos años habría estado postergada y marginada de los beneficios del Estado, a pesar de contribuir generosamente a través de la explotación de sus recursos a la economía nacional.

Fue así que se encomendó a un grupo de profesionales y técnicos para que se hicieran cargo de la conducción integral del Proyecto, quienes asumieron con seriedad el compromiso que representaba la ejecución de esta importante obra.

Ha transcurrido algo más de 2 años desde la creación del Proyecto Especial, y los resultados alcanzados son alentadores y suficientes; debiendo señalar, que los avances se han logrado a pesar de la incidencia adversa de factores tales como la influencia del fuerte proceso inflacionario de la economía nacional, escasez de maquinaria, equipo y repuestos en la región, falta de liquidez del Tesoro Público y condiciones difíciles de trabajo, a más de 4,500 m.s.n.m.

Al inaugurarse el 25 de Noviembre de 1989 la Presa Pasto Grande, el Organismo ha concluido con una de las Obras de mayor significación dentro del esquema hidráulico seleccionado, esta obra representa el inicio y

consolidación de un gran esfuerzo que viene dando los resultados esperados. La contribución de la Presa Pasto Grande al desarrollo Regional se ve estimulada por el análisis de los siguientes aspectos:

a) Ampliación de la Frontera Agrícola

La puesta en funcionamiento y operación de la Presa "Pasto Grande" en cuanto a su contribución al desarrollo agrícola; se sustenta en que una vez que discurran las aguas trasvasadas desde las zonas andinas hacia los valles de Moquegua e Ilo; posibilitará la incorporación progresiva de las tierras que el Proyecto Especial en consideración a los Estudios Agrológicos, ha determinado su factibilidad para el área agrícola; en este proceso productivo agropecuario, que a su vez comprometerá el desarrollo y reactivación de otros factores colaterales que van a ser analizados referencialmente más adelante.

Con respecto a la posibilidad de incorporar tierras al Sector Agrícola; se ha determinado que en la zona del Proyecto, existen 16,542 hás. con aptitud agrícola, que representa el 28% de la superficie total; su clasificación y cuantificación ha seguido los criterios técnicos de aptitud y potencialidad para el riego, tomando en cuenta las limitaciones de suelo, topografía y drenaje y, adicionalmente parámetros agroeconómicos de uso de tierra, productividad, costo de desarrollo y complementariamente la aptitud o voluntad del hombre para desarrollar una agricultura intensiva.

En consideración al volumen del agua almacenada en la Presa Pasto Grande y tomando en cuenta la potencialidad hídrica (Ver cuadro) se establece la posibilidad de atender el 39% de las tierras con potencialidad agrícola; es decir, 6,404 hás. La incorporación de las tierras señaladas que se realizará en un período de 05 años, iría dando empleo directo agropecuario en forma progresiva y generando empleo adicional en otras ramas del sistema, tales como actividades de apoyo y mejoramiento de las condiciones de vida; además de la incorporación de tierras que demandará un desarrollo agrícola, su efecto también es importante en otras actividades tales como promoción e implementación de pequeñas y medianas industrias de construcción no agropecuaria.

El desarrollo agropecuario puede exhibir algunas experiencias importantes de desarrollo rural integral en los centros rurales de servicios. Estos centros aglutinan los servicios sociales y productivos dirigidos al sector rural.

Entre los servicios sociales se cuenta la creación y mantenimiento de Escuelas, Postas Médicas y Hospitales, Servicios de Seguridad Pública y Centros de Comunicaciones; como Servicios Productivos; Centros de Investigación y Capacitación Agropecuaria, Pools de Maquinaria Agrícola, Asistencia Técnica, Semilleros y Viveros, Centros de Acopio y Distribución, Artesanías y Pequeñas Agroindustrias.

La demanda total de mano de obra generada por efectos de actividades como las señaladas, tiene que ser estimada en función de la población económicamente activa de la región, el coeficiente PEA, Población Total (Tasa de actividad económica) y los coeficientes relativos al personal ocupado en diversas actividades de servicios, señalando que de todas maneras existirá un alto índice de generación de empleo.

Se puede señalar en conclusión que por efecto de la mayor incorporación de tierras, debido a la irrigación; se generarán índices importantes de empleo directo total en la agricultura y en la actividad pecuaria. Por otro lado, se generará empleos rurales adicionales en actividades articuladas al sector agropecuario, con lo que se evitará el despoblamiento del campo, se generará un mayor valor agregado a la producción agropecuaria y se mejorarían las condiciones de vida en el ámbito rural.

Complementariamente a lo señalado, el estudio del nivel tecnológico de las explotaciones, el manejo de tierras y ganado y, la asistencia técnica, así como otros factores, determinará el incremento del PBI agropecuario, que se estimará por efecto de incorporación progresiva de tierras; la activación de este sector generará riqueza que permitirá impulsar el incremento de otros sectores, tales como el industrial (Agroindustrias) la construcción (infraestructura agropecuaria y urbana) y los servicios que normalmente se requieren en estas zonas que se convertirán en polos de desarrollo.

b) Mejoramiento de los Valles de Moquegua e Ilo

La contribución de la Presa Pasto Grande con respecto a la ampliación de la Frontera Agrícola que estimamos será en un período de 5 años; es complementaria con el mejoramiento de los Valles de Moquegua e Ilo en 2,593 Hás. que en un corto período puede brindar mejores y excelentes resultados, que a la vez no comprometerá mayores costos y elementos constructivos; por la razón que actualmente se cuenta con la infraestructura de regadío que permitirá mejorar las áreas actualmente cultivadas, asegurando un abastecimiento hídrico regular, así como reactivar la agricultura en los valles señalados. Esta condición que brinda actualmente resultados positivos y que independientemente puede seguir siendo explotada de esta manera; puede ser mejorada a través de la implementación de Programas de Riego Tecnificado, lo que coadyuvará un uso racional de los recursos hídricos trasvasados y un mejoramiento de los índices de producción y productividad agropecuaria.

Este sistema que puede ser implementado por cuentas con la garantía presupuestal requerida; permitirá que los agricultores beneficiados, hagan uso intensivo de una tecnología especializada, que conllevará indudablemente a un mayor conocimiento de estos sistemas, así como la asistencia técnica necesaria para su normal desarrollo.

En resumen, la operación de la Presa Pasto Grande con respecto al mejoramiento de riego, posibilitará el cumplimiento de los siguientes principales aspectos.

- Reactivar el Sector Agropecuario deficientemente explotado por la carencia de los suficientes recursos hídricos.
- Incrementar en un corto plazo la producción y productividad agropecuaria
- Posibilitar la implementación de nuevos y mejores sistemas de regadío.
- Asistencia Técnica y crediticia permanente por la garantía del Retorno de la Inversión.
- Abaratamiento de costos en el proceso de comercialización de productos agropecuarios.
- Captación y generación de mayores índices de empleo.

c. Generación de Energía

Colateralmente a la contribución del desarrollo agrícola de la Presa Pasto Grande; también es importante considerar que su funcionamiento permitirá consolidar el sector energético al permitir un sustancial aprovechamiento hidroenergético, equivalente a 48 MW como consecuencia de la construcción e implementación de 02 Centrales Hidroeléctricas.

Esta oferta eléctrica será fundamental, al permitir una contribución eléctrica sustancial al Sistema Interconectado Sur Oeste-Este, que en estos momentos no abastece la demanda integral de la región; el posibilitar una mayor cobertura eléctrica para los sectores más necesitados, condicionará un mejor desarrollo socioeconómico equilibrado o integral. Otro aspecto importante que hay que destacar, se circunscribe en la atención conveniente de las exigencias requeridas por el Puerto de Ilo cuando entre en funcionamiento la primera Zona Franca Industrial.

Por otro lado, se evitará que en Moquegua se racionalice el consumo de energía eléctrica que en estos momentos presenta continuos y sucesivos cortes de energía, creando malestar en la población y en la industria asentada en la zona.

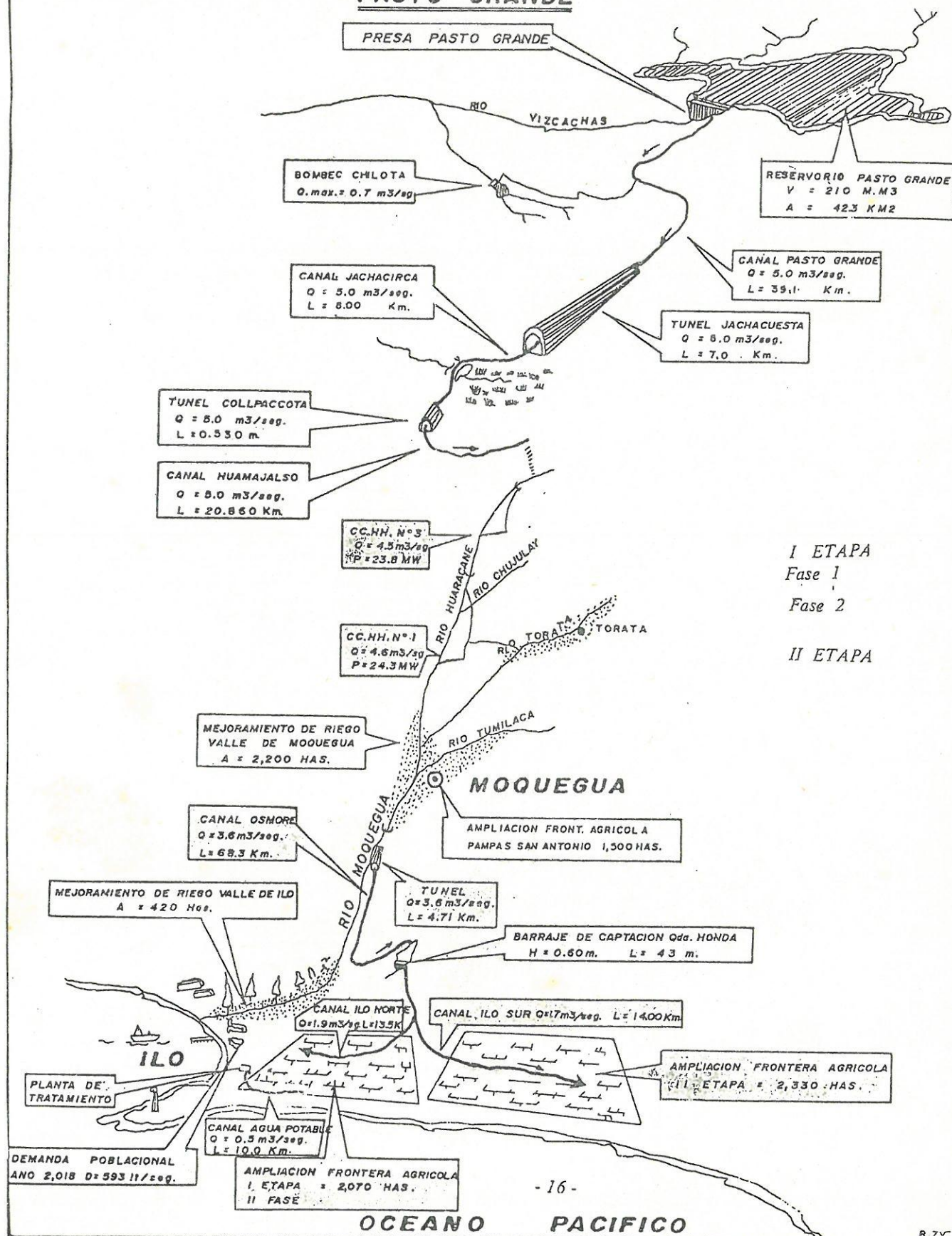
d. Capacitación del Personal Técnico

El proceso constructivo adoptado en la Presa Pasto Grande, demandó el concurso de personal con vasta experiencia en el campo profesional y, la aplicación de una alta tecnología por las condiciones naturales de la obra.

Esta acción comprometió la participación de personal especializado en la materia, quienes en el proceso de construcción, han hecho factible la Transferencia de la preparación académica y práctica adquirida a quienes apoyaron en la ejecución de la misma.

Este aspecto ha permitido que en la zona, existan profesionales y técnicos preparados para afrontar la ejecución de obras similares y de iguales características técnicas. Este proceso de asimilación y transmisión de conocimientos, es un proceso secuencial que puede abarcar el conjunto de profesionales instalados en la región; porque es posible propiciar la realización de foros, seminarios y eventos de capacitación con los recursos humanos existentes en esta región, permitiendo elevar el nivel académico y por consiguiente afianzar la experiencia adquirida.

ESQUEMA GENERAL DEL PROYECTO AGROENERGETICO PASTO GRANDE



I ETAPA
Fase 1
Fase 2
II ETAPA