

PRESAS DE ALMACENAMIENTO Y DERIVACION

Oscar Vega Roldán*
Felipe I. Arreguín Cortés*

*Profesor de la Sección de Hidráulica de la División de
Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

F-DEPFI
D-32
1983
83



PRESENTACION

Al modificarse los planes de estudios de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, se creó la materia semestral optativa "Presas de almacenamiento y derivación", agrupando parte del material que anteriormente se impartía en los cursos anuales de "Obras hidráulicas" y de "Proyectos de obras hidráulicas". Dicha materia también se ha impartido con el mismo nombre pero con diferente nivel en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería (DEPFI).

La índole misma de esta nueva materia hace difícil que existan textos adecuados al programa, pues los libros que se encuentran en el mercado son tratados muy amplios o demasiado especializados, excelentes como obras de consulta pero inapropiados para proporcionar al estudiante la referencia fácil a los temas tratados en clase.

Los alumnos que sucesivamente han cursado la materia tanto a nivel licencia-

tura como en la DEPFI, han expresado en repetidas ocasiones su opinión en cuanto a la conveniencia de disponer de unas notas impresas que cubran los principales temas del programa con la extensión y profundidad correspondientes al nivel de estos cursos. Así el Ing. Felipe I Arreguín Cortés, con base en los cursos que el Ing. Oscar Vega Roldán ha venido impartiendo en ambas Divisiones, y bajo su dirección, estructuró el material que se presenta en estos apuntes. Vale la pena decir que la estructura misma de estas notas permite su utilización tanto a nivel de posgrado como de licenciatura si se eliminan algunos de los temas tratados.

El material se presenta agrupado en siete capítulos, correspondientes a otras tantas partes del curso. En el primero de ellos se hace una breve presentación de los aspectos generales relacionados con la terminología y los objetivos de las presas, su clasificación por tipos estructurales y los estudios preliminares que se requieren para el proyecto.

Los capítulos II al V se refieren a las presas de almacenamiento. En lo particular, el capítulo II se ha dedicado al estudio de las presas de materiales sueltos, y es el más amplio en su tratamiento, pues este grupo comprende una gran mayoría de las estructuras construidas en México. En efecto, más del 75% de nuestras presas han sido proyectadas como estructuras de tierra y roca, a causa de la disponibilidad de materiales naturales de construcción y atendiendo a las características topográficas y geológicas de las boquillas, lo que en muchos casos ha ocasionado que este tipo resulte más económico que otros.

En muchas ocasiones, sin embargo, las características físicas de las boqui-

llas y la escasa disponibilidad de materiales naturales favorecen la elección de estructuras de materiales cementados, como la mampostería y el concreto. Así, el capítulo III se ha destinado a tratar de manera general las presas de gravedad que permiten alojar en ellas la obra de excedencias, mediante la construcción de una sección vertedora. El capítulo IV introduce al lector al campo de las presas de contrafuertes en sus diversos tipos y variantes, como alternativas válidas en un buen número de proyectos. El quinto capítulo, a su vez, contiene una presentación preliminar de las presas en bóveda.

El tratamiento de las presas de gravedad, contrafuertes y bóveda se ha debido limitar a lo que podría considerarse una primera aproximación a su proyecto, pues el detalle correspondiente y algunos aspectos de mayor profundidad en el análisis de esfuerzos y deformaciones quedan definitivamente fuera del alcance de un curso introductorio a la ingeniería de presas, como es el que dio origen a estas notas. Para profundizar más en el estudio de estas estructuras, deberá el lector remitirse a las numerosas obras existentes, como las indicadas en la bibliografía que se añade al final del texto.

El capítulo VI se refiere a las estructuras de derivación, y en lo particular a las presas que se construyen con esta finalidad. Se hace referencia a las principales condiciones de su diseño hidráulico y se ilustran algunos de los tipos más usuales.

Por último, el capítulo séptimo se dedica a señalar algunas ideas sobre la conservación y el mantenimiento de las presas, con la intención de hacer notar la importancia que estas actividades deben tener.

Este trabajo sale a la luz sin más pretensiones que la de servir de alguna utilidad a los estudiantes interesados en el apasionante campo de las presas. Estamos conscientes de que el texto deberá recibir numerosas mejoras para tratar a entera satisfacción los diferentes temas explicados en él, lo que podrá realizarse en un futuro próximo si el público dispensa a esta obra una acogida favorable.

Suplicamos a los lectores su benevolencia y les rogamos nos hagan saber las observaciones y sugerencias concretas que nos puedan auxiliar a mejorar estos apuntes, con el objeto de que puedan ser tomadas en cuenta en una siguiente revisión.

Los autores

Ciudad Universitaria, 1983

I N D I C E

	Pág.
I. ASPECTOS GENERALES	1
I.1 <u>Función de la obra</u>	1
I.2 <u>Aspectos económicos</u>	3
I.3 <u>Aspectos legales</u>	4
I.4 <u>Estudios hidrológicos</u>	4
I.5 <u>Estudios ecológicos</u>	5
I.6 <u>Elementos de un aprovechamiento superficial</u>	5
I.7 <u>La presa y sus estructuras auxiliares</u>	7
I.8 <u>Clasificación de las presas</u>	8
I.9 <u>Algunas secciones típicas de presas</u>	10
I.10 <u>Estudios preliminares</u>	14
I.10.1 Algunas consideraciones sobre la boquilla, la cimentación y el vaso.	14
I.10.2 Tipo, cantidad y localización de materiales	18
I.10.3 Acceso a la obra	18
I.10.4 Características sismológicas	20
I.10.5 Climatología	20
II. PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO	21
II.1 <u>Presas de relleno hidráulico</u>	21
II.2 <u>Presas de sección homogénea</u>	23
II.3 <u>Presas de materiales graduados</u>	27

II.4	<u>Presas de enrocamiento</u>	27
II.5	<u>Elementos de Mecánica de Suelos útiles para el diseño de una presa de tierra</u>	27
II.5.1	Granulometría	30
II.5.2	Plasticidad	35
II.5.3	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	37
II.5.4	Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos	40
II.5.5	Permeabilidad	46
II.6	<u>Elementos de una presa de tierra</u>	51
II.6.1	Corazón Impermeable	51
II.6.2	Filtros	55
II.6.3	Transiciones	58
II.6.4	Respaldos de enrocamiento	59
II.6.5	Trincheras	60
II.6.6	Delantales	61
II.6.7	Tablaestacados	62
II.6.8	Pantallas rígidas	62
II.6.9	Pantallas de Inyecciones	63
	A Inyección de aluviones	64
	B Inyección en rocas agrietadas	69
II.6.10	Drenes y galerías	70
II.6.11	Pozos de alivio	71
II.6.12	Ataguías	72
II.6.13	Conductos a través de la cortina	73
II.6.14	Cresta o corona	74

II.6.15	Bordo Libre	76	
II.7	<u>Causas de falla en presas</u>	86	
II.7.1	Falla por insuficiencia del vertedor	86	
II.7.2	Falla por tubificación	87	
	Redes de flujo	88	
II.7.3	Agrietamiento de la cortina	101	
II.7.4	Falla de estabilidad de taludes	107	
	Método Sueco	108	
	Método de la cuña	125	
II.7.5	Falla por licuación	133	
II.8	Algunas consideraciones sobre la construcción	133	
III.	PRESAS DE GRAVEDAD	140	
III.1	Introducción	140	
III.2	Estabilidad de una presa de gravedad	140	
III.3	Medidas para reducir la subpresión	152	
III.4	Cargas en una presa de gravedad	155	
	III.4.1	Peso propio	155
	III.4.2	Empujes hidrostáticos	157
	III.4.3	Empuje de azolves	159
	III.4.4	Empuje por hielo	162
	III.4.5	Sismo	162

III.5	<u>Cálculo de esfuerzos principales</u>	177
III.5.1	Esfuerzos en presas de gravedad, incluidos los efectos de existencia de agua en ambos paramentos	178
III.5.1.1	Cambio en la presión del agua debido a efectos de sistema horizontal sismo.	178
III.5.1.2	Esfuerzos normales en un plano horizontal	179
III.5.1.3	Esfuerzos cortantes en un plano horizontal o vertical	180
III.5.1.4	Esfuerzos normales en un plano vertical	181
III.5.1.5	Magnitud de esfuerzos principales	185
III.5.1.6	Dirección de esfuerzos principales	186
III.5.1.7	Método para la construcción de línea de esfuerzos principales	187
III.6	<u>Combinaciones de carga</u>	190
III.7	<u>Condiciones de seguridad</u>	191
III.8	<u>Método de las cargas de prueba (Trial Load)</u>	194

IV.	PRESAS DE CONTRAFUERTES	196
IV.1	<u>Consideraciones generales</u>	196
IV.2	<u>Estabilidad de una presa de contrafuertes</u>	197
IV.3	<u>Clasificación de las presas de contrafuertes</u>	202
IV.4	<u>Presas de contrafuertes tipo Ambursen</u>	202
IV.5	<u>Presas de contrafuertes de arcos múltiples</u>	206
IV.6	<u>Presas de machones</u>	209
IV.7	<u>Cortina de machones tipo Marcello</u>	221
IV.8	<u>Diferencias entre las presas de contrafuertes y las de gravedad</u>	221
V.	PRESAS EN ARCO (BOVEDA)	224
V.1	<u>Definición</u>	224
V.2	<u>Clasificación</u>	225
V.3	<u>Cargas</u>	228
V.4	<u>Cálculo de las presas de arco</u>	229
V.5	<u>Trazo preliminar</u>	232
V.6	<u>Ventajas y desventajas de las presas de arco</u>	237
V.7	<u>Construcción de las presas de arco</u>	237
VI.	PRESAS DERIVADORAS	238
VI.1	<u>Definición</u>	238
VI.2	<u>Partes constitutivas de una presa derivadora</u>	239
VI.3	<u>La cortina y su clasificación</u>	239

VI.4	<u>Estabilidad de las presas de mampostería</u>	244
VI.5	<u>Presas de enrocamiento o tipo indio</u>	247
VI.6	<u>Hidráulica de las presas derivadoras</u>	249
VI.7	<u>Disipadores de energía</u>	251
VI.8	<u>Obras de toma</u>	255
VI.9	<u>Cálculo hidráulico de las obras de toma</u>	256
VI.10	<u>Estructura de limpia</u>	258
VI.11	<u>Geometría e hidráulica del desarenador</u>	252
VII.	OPERACION Y MANTENIMIENTO DE PRESAS	272
VIII.	REFERENCIAS	275
IX.	BIBLIOGRAFIA	278

I. ASPECTOS GENERALES

I.1 Función de la obra

En general, se puede decir que las funciones de una presa son:

- a) Almacenar agua (presas de almacenamiento),
- b) levantar el nivel del agua (presas de derivación) o
- c) ambas.

Para almacenar el agua se cierra el paso a un río y se obliga a que el agua se acumule sobre el valle aguas arriba; este mismo hecho provoca un remanso que facilita la derivación del agua para el uso deseado.

Los objetivos de una presa se pueden agrupar en dos grandes áreas:

- a) Aprovechamiento
- b) Defensa

A continuación se presentan una serie de objetivos, debiendo notar que no son excluyentes, es decir, una presa puede estar diseñada para el logro de varios de ellos a la vez. Asimismo, se hace notar que la lista no pretende ser exhaustiva.

Aprovechamiento:

- a) Riego o regadío
- b) Abastecimiento de agua
- c) Producción de energía eléctrica
- d) Navegación
- e) Esparcimiento
- f) Acuicultura
- g) Entarquinamiento

Defensa:

- i) Control de avenidas
- j) Control de azolves

I.2 Aspectos económicos

El costo de la obra es importante, en relación con los beneficios que de ella se esperan. Es conveniente realizar un estudio económico de las alternativas técnicamente factibles y escoger la que tenga un costo total mínimo esperado, si todas ellas pueden producir los mismos beneficios. Este costo puede estimarse con la siguiente ecuación:

$$C_t = \sum_i P(C_i)$$

donde:

C_t = es el costo total esperado

C_i = es el costo en el año i (por inversiones en obras, costos de operación y conservación, indemnizaciones, etc)

$P(C_i)$ = es el valor presente de C_i

Usualmente, la comparación se hace sobre la base de los presupuestos de construcción y equipo, adicionados de las indemnizaciones.

I.3 Aspectos legales

Aunque no compete directamente al ingeniero el hacer consideraciones de tipo legal, es muy conveniente que sepa que existe un conjunto de leyes que rigen la prioridad en el uso del agua, las zonas federales en ríos y en playas de lagunas y océanos, así como a las áreas susceptibles de ser empleadas como vaso de almacenamiento.

I.4 Estudios hidrológicos

Se llevan a cabo estudios hidrológicos que son necesarios para el proyecto de una presa, con el objeto de proporcionar los datos de proyecto, tales como: capacidades (de azolves, muerta, útil, de control de avenidas, de regularización sin control o superalmacenamiento), niveles (muerto, mínimos y máximos de operación) y gastos de diseño (de las obras de toma, de desvío, de control de avenidas y de desagüe de excedencias). También se llevan a cabo estudios sobre el nivel freático en la boquilla y en el vaso, el agua subterránea y calidad del agua.

I.5 Estudios ecológicos

Un ecosistema puede definirse como el conjunto de organismos vivos y factores abióticos (no vivos) contenidos en un área o volumen dado en la naturaleza, que interactúan de tal manera que hay un flujo continuo de energía dentro del conjunto. Por lo común los ecosistemas se encuentran en situación de equilibrio, cada especie tiene relaciones bien definidas con los demás y las tramas y cadenas alimenticias están bien establecidas. Es conveniente mantener el equilibrio de los sistemas ecológicos que nos benefician, por eso es muy importante realizar un estudio cuantitativo y cualitativo del proyecto de acuerdo a los objetivos de la presa, tratando de conservar dicho equilibrio. Este estudio debe formar parte de los que analicen la factibilidad del proyecto.

I.6 Elementos de un aprovechamiento hidráulico superficial (ver fig I.1)

Cuenca fluvial

Es el área tributaria hasta un punto determinado sobre una corriente, y está separada de las cuencas adyacentes por el parteaguas.

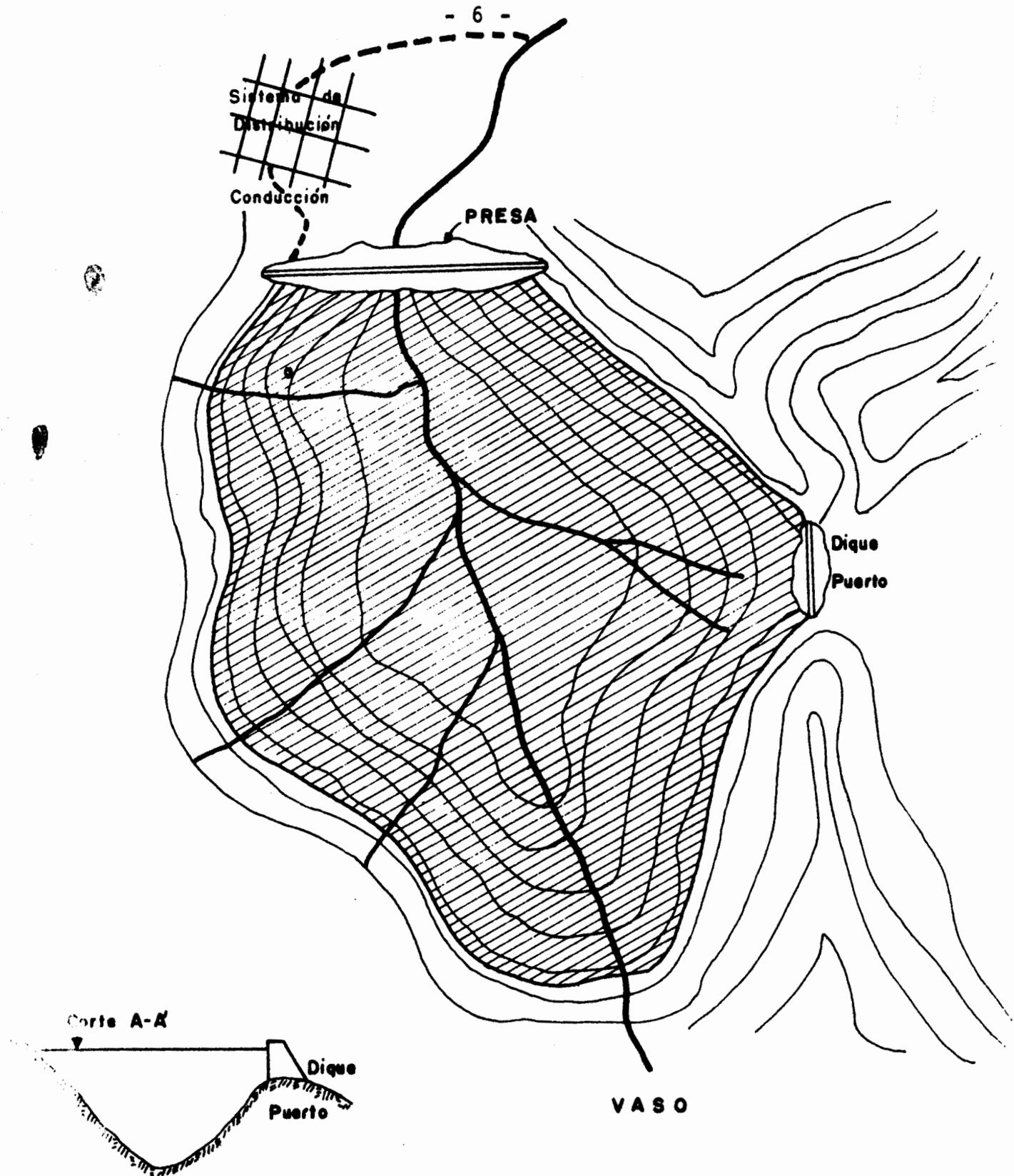


Fig I.I Elementos de un aprovechamiento hidráulico superficial y algunas estructuras de presas.

Vaso de almacenamiento o embalse

Es una ampliación del valle por donde escurre una corriente, susceptible de cerrarse por medio de una presa, para acumular sus aguas.

Boquilla-Estrechamiento terminal del vaso

1.7 La presa y sus estructuras auxiliares

Presa. Obstáculo construido al paso de la corriente. Fig 1.1

Obra de toma. Estructura que permite la extracción de agua del embalse para los fines deseados. Fig 1.2

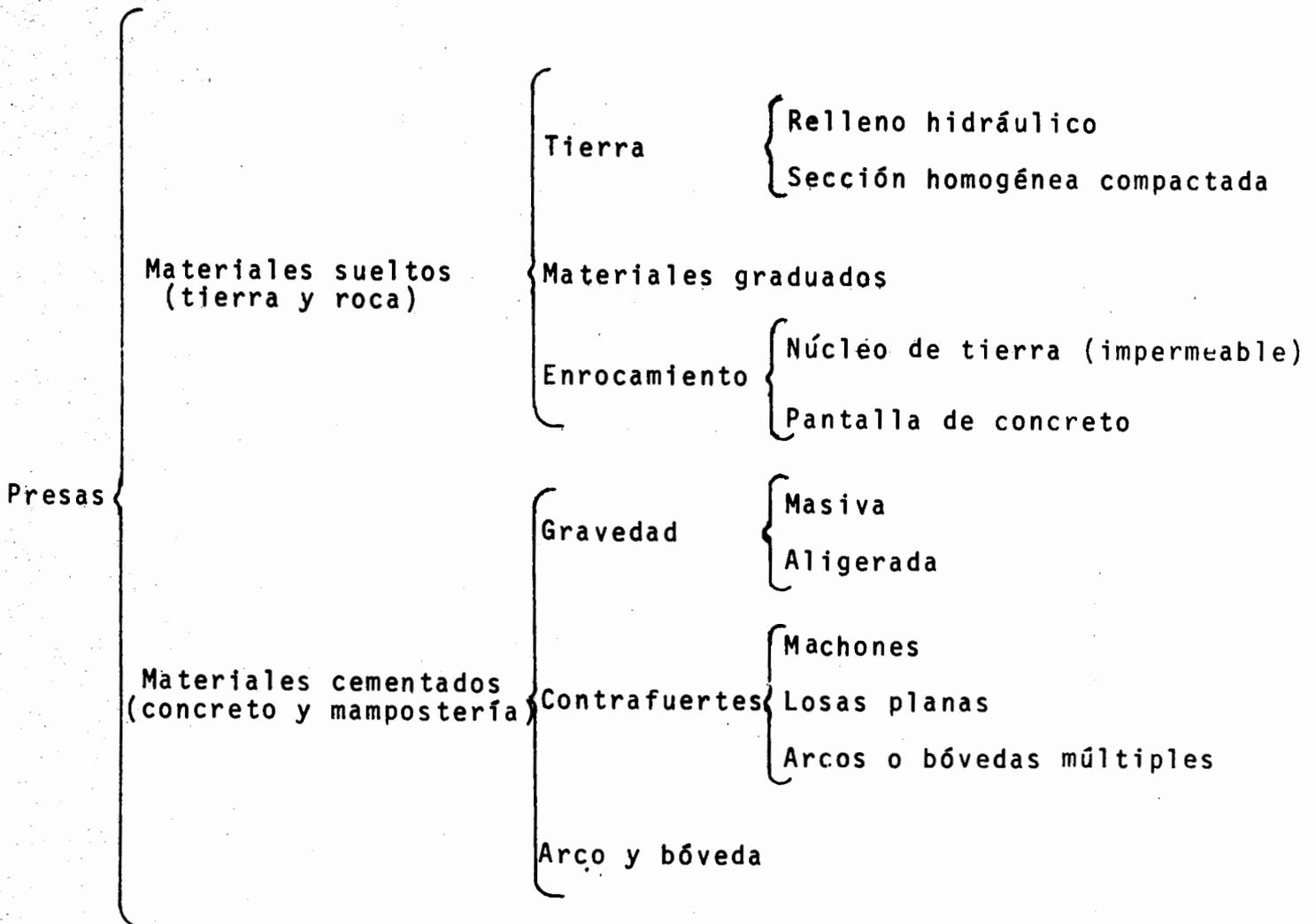
Obra de excedencias. Estructura que permite que los excedentes de agua pasen de nuevo a la corriente, sin peligro para la presa. Fig 1.2.

Obra de control. Permite el manejo de los excedentes, para proteger zonas aguas abajo.

Obra de desvío. Son obras de carácter temporal, que tienen por objeto controlar adecuadamente la corriente durante la construcción de la presa. Fig 1.2.

1.8 Clasificación de las presas

Existen varias clasificaciones de las presas: atendiendo a su altura, a sus funciones o a otras características, sin embargo la clasificación más común es de acuerdo a sus materiales de construcción y a su concepción estructural, que es la que se cita a continuación:



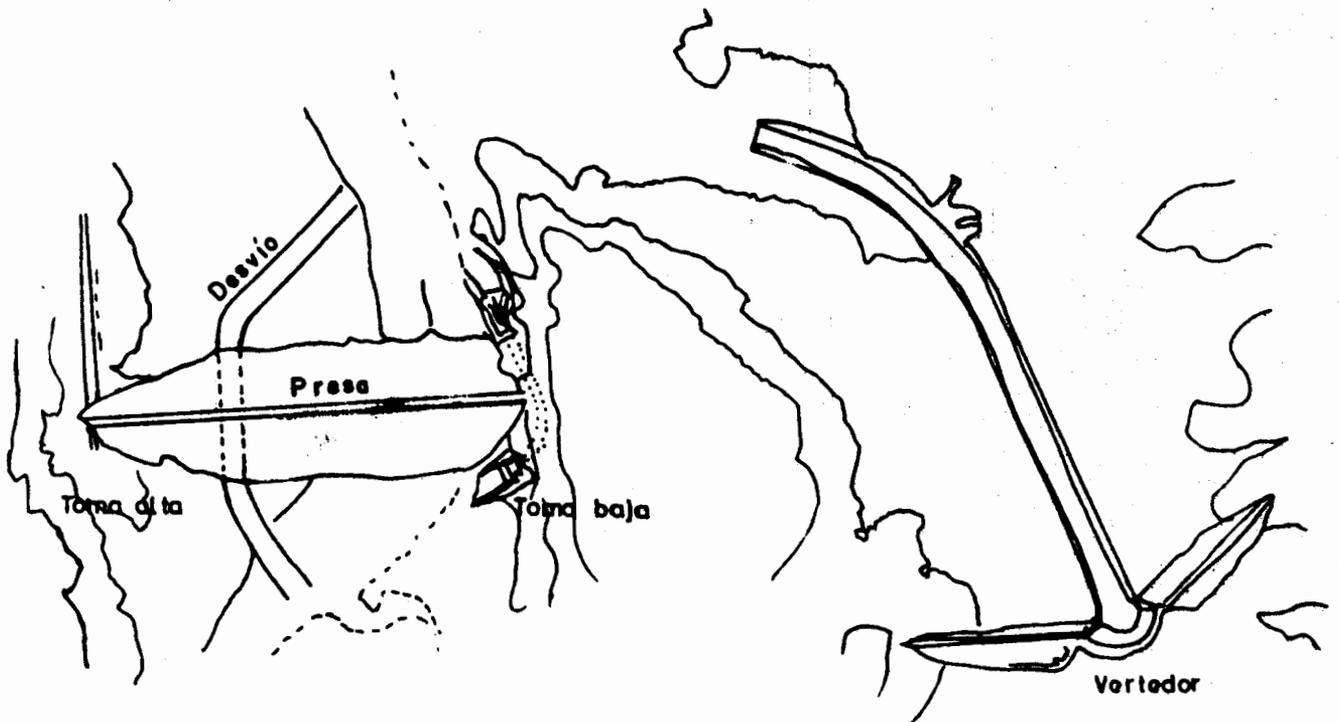


Fig I.2 Estructuras auxiliares de una presa

I.9 Algunas secciones típicas de presas

A continuación se presentan algunas secciones, así como la planta de cada una de ellas. También se anexa en cada caso una nomenclatura relacionada con la sección o planta.

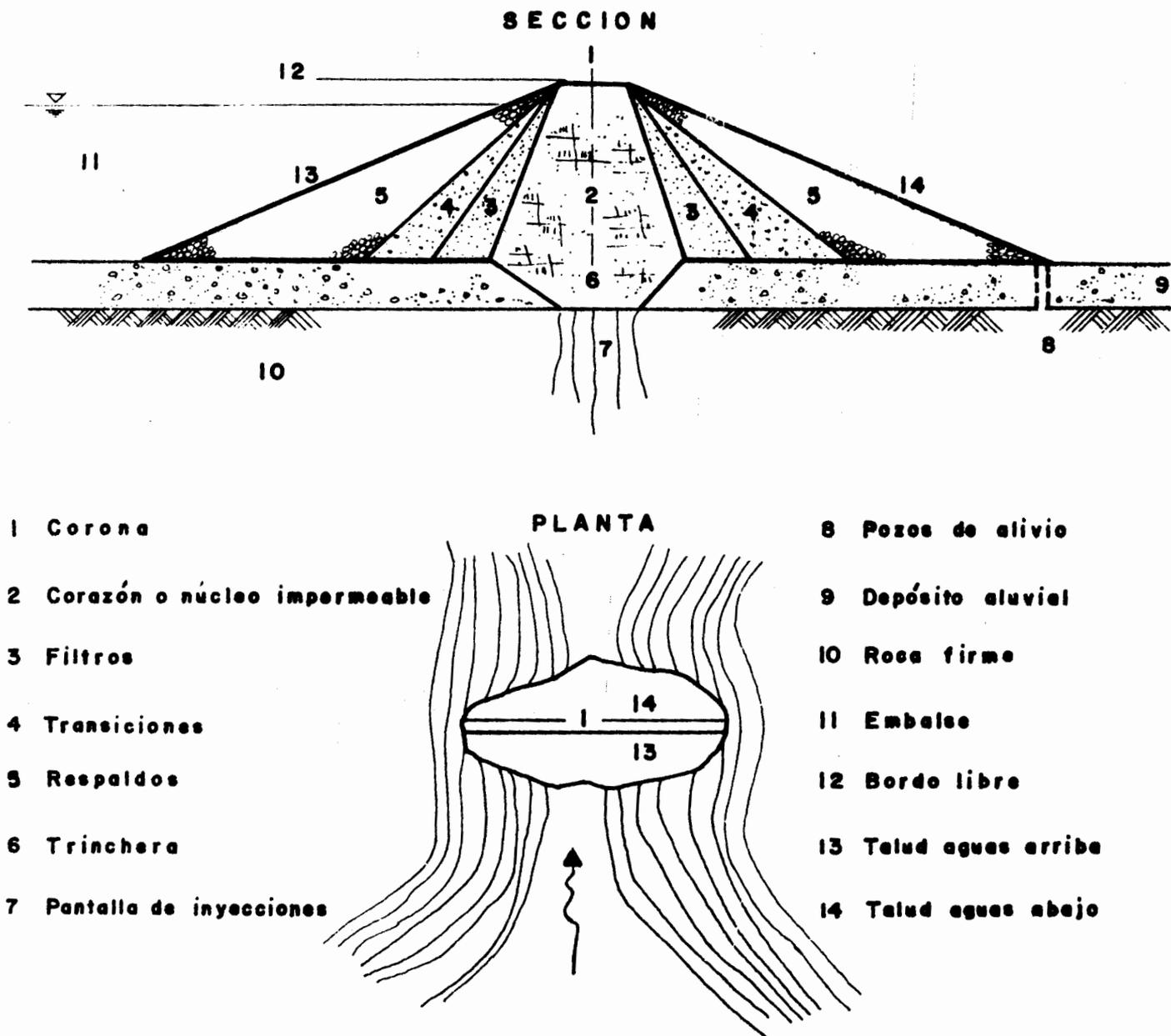


Fig I.3 Presa de materiales graduados, tomada de la referencia (1).

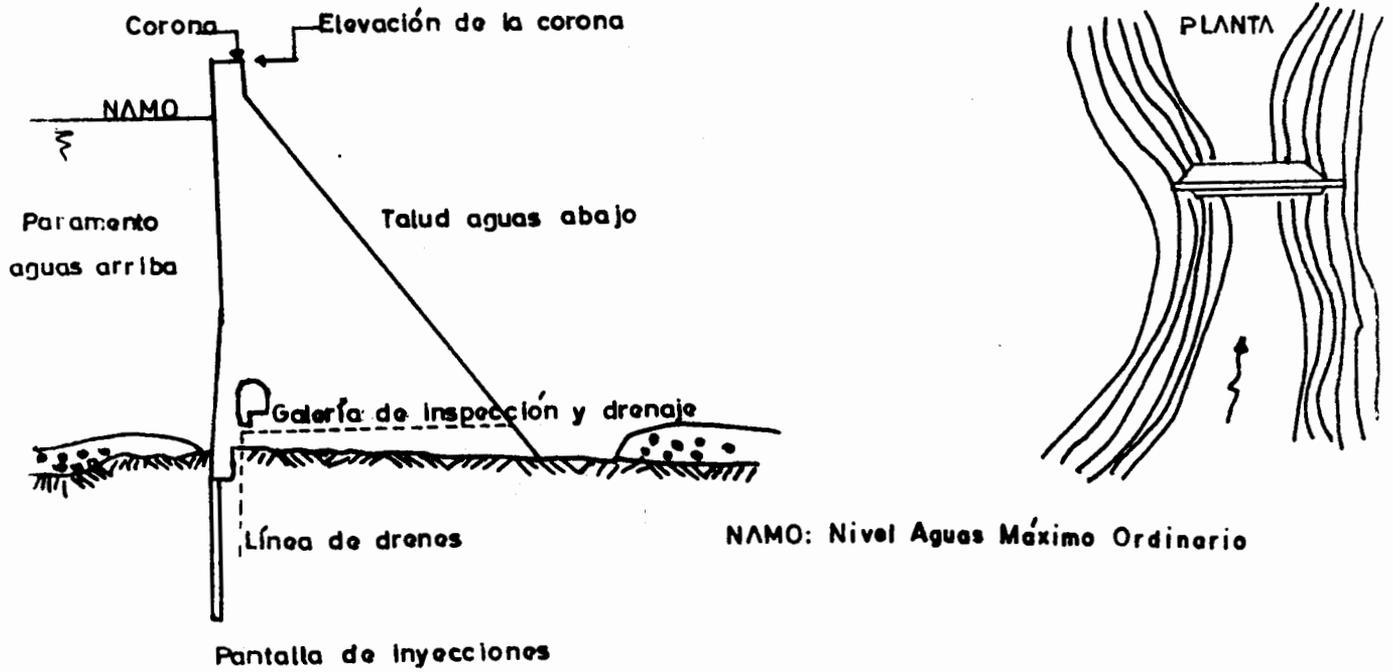


Fig 1.4 Presa de gravedad

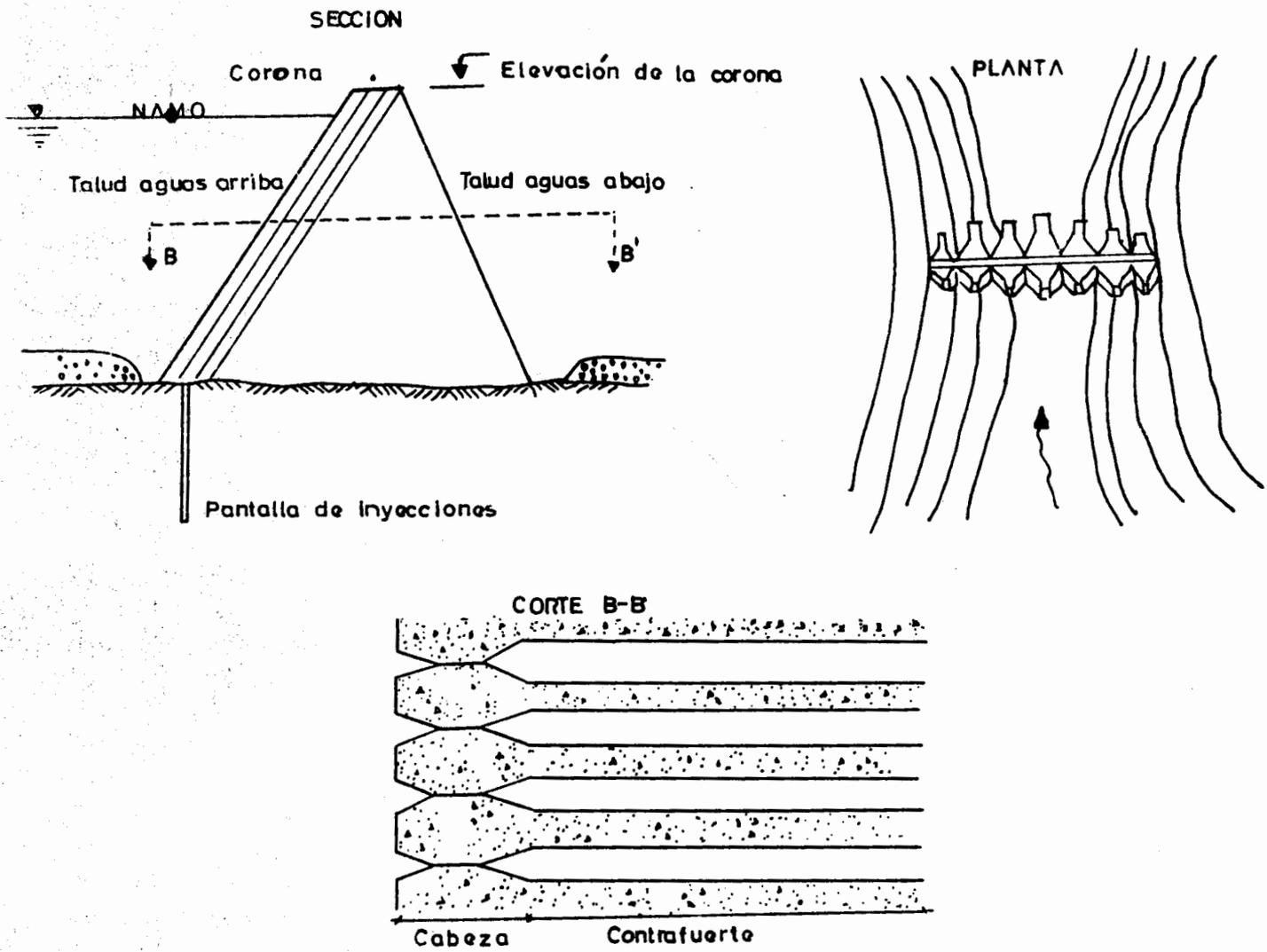


Fig 1.5 Presa de contrafuertes

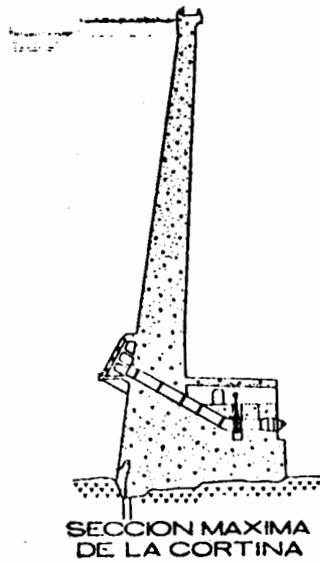
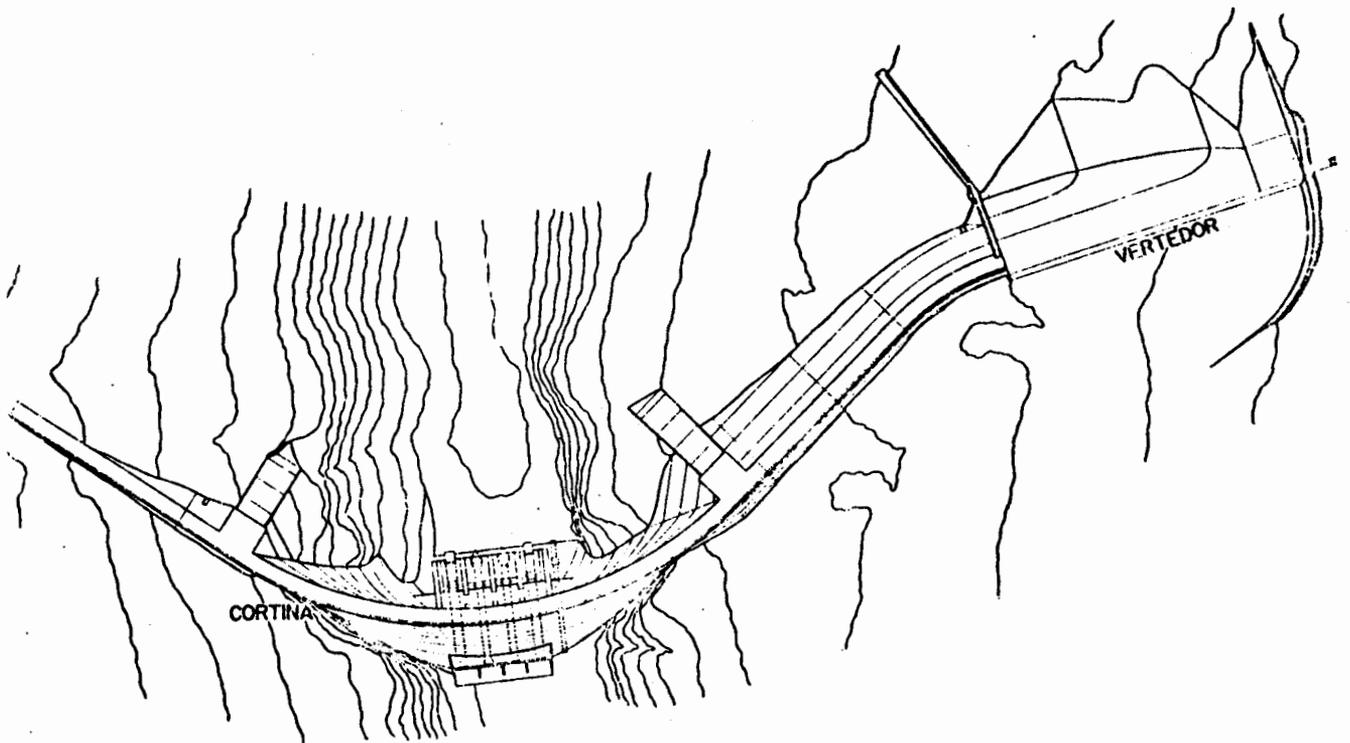


Fig. 1.6 Presa tipo arco gravedad

1.10 Estudios preliminares

1.10.1 Algunas consideraciones sobre la boquilla, la cimentación y el vaso.

Una vez que los estudios hidrológicos permiten recomendar la construcción de una presa, dos aspectos importantes deben considerarse para seleccionar el sitio de presa o boquilla; ellos son: la topografía y la geología del lugar en estudio.

Una vez hecho un reconocimiento, preferentemente aéreo, (muchas veces es conveniente complementarlo con reconocimientos terrestres, sobre todo en las zonas que pudieran ocasionar duda, por ejemplo: zonas arboladas) se fijarán los monumentos para apoyar los levantamientos topográficos, es necesario también contar con controles horizontales y verticales establecidos por cualquier sistema de triangulación, la longitud de los lados así como las escalas de los planos deberán establecerse de acuerdo con el tipo de terreno y las dimensiones del mismo, también será importante construir un sistema de coordenadas de la región en estudio.

Simultáneamente a los estudios topográficos es conveniente iniciar los geológicos, algunos datos de este tipo que son necesarios son:

- a) Mapa geológico. Existe un mapa geológico de la República Mexicana, que sirve de auxiliar al ingeniero para te

ner una visión general del tipo y edad de las rocas en la región de estudio, ver fig 1.7. Mejores son las cartas CETENAL (ahora DETENAL), 1:50 000.

- b) Secciones transversales geológicas
- c) Análisis de las formaciones geológicas, poniendo especial atención en zonas de calizas cavernosas, gravas, depósitos glaciales permeables, depósitos de sal o cualquier otra que pueda afectar la viabilidad de la presa.
- d) Nivel freático
- e) Manantiales en la zona
- f) Localización de afloramientos de roca
- g) Resultados de sondeos con posteadora o pozos de prueba, y/o perforaciones con broca de diamante y recuperación de corazones, en la zona de cimentación.
- h) Muestras del suelo y subsuelo en el vaso
- i) Fallas, fracturas, echado de las rocas
- j) Localización de los materiales con que se va a construir la cortina.

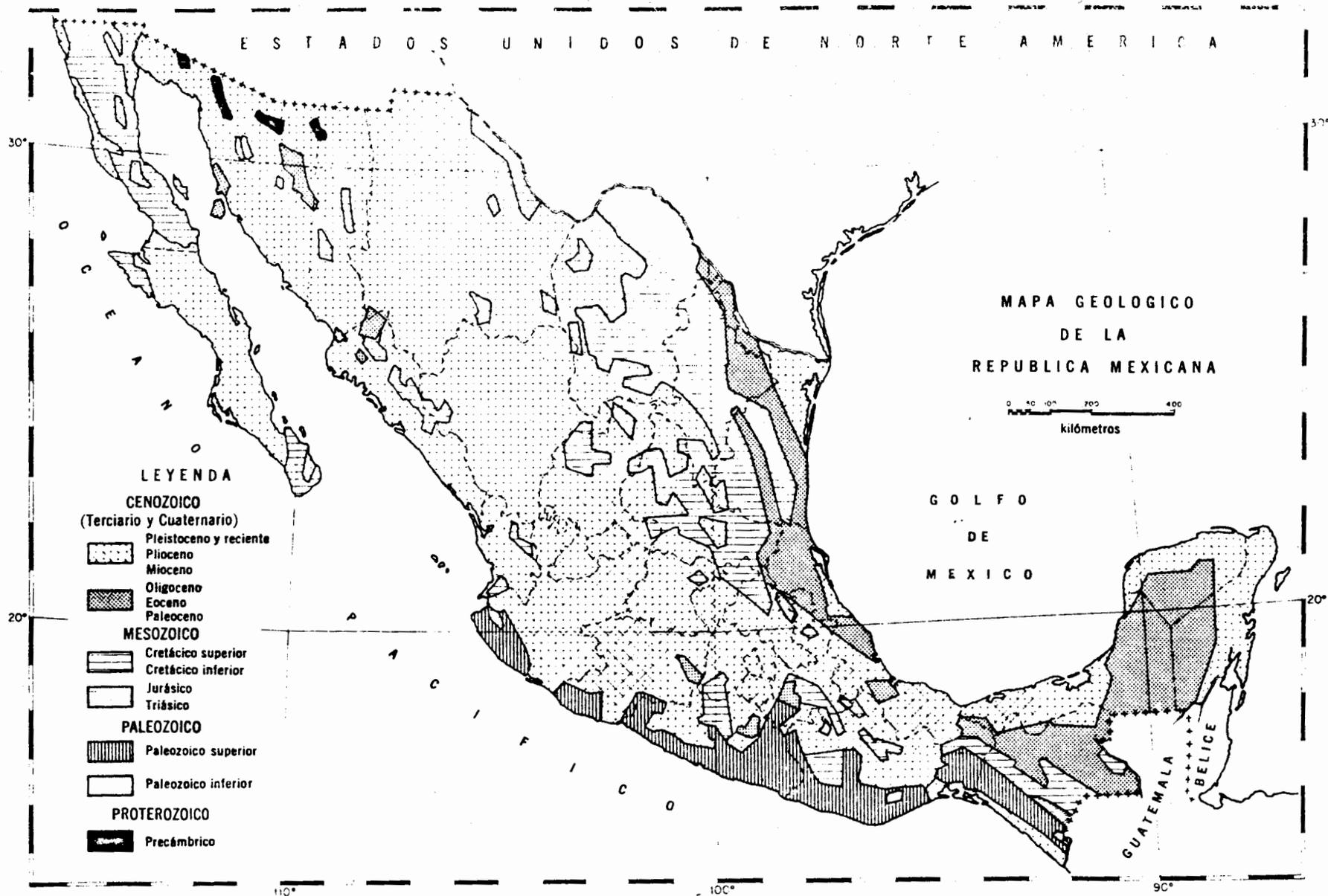


Fig 1.7 Mapa geológico de la República Mexicana

La forma de la boquilla influye en la selección del tipo de presa, una boquilla amplia con taludes muy tendidos será propicia para la construcción de una presa de tierra, gravedad, ó contrafuertes, cosa que no sucede en una boquilla muy estrecha ya que debido a la corta distancia de presa construida sobre los taludes, estará influenciada por el comportamiento de los mismos, pudiendo provocar tensiones y como consecuencia fisuras en una presa de tierra. En general, deberá tomarse en cuenta el efecto de las condiciones de frontera, no siendo propio el disponer estructuras cuyo trabajo sea totalmente bidimensional y que transmitan las cargas a la cimentación únicamente en planos verticales; es más correcto proponer estructuras que trabajen (y se calculen) tomando en cuenta las condiciones de apoyo en tres dimensiones (presas de gravedad con juntas inyectadas; presas en arco y bóveda).

Son problemas muy importantes el flujo del agua y las fallas por efectos dinámicos en la cimentación; estos efectos se estudiarán en otros capítulos, ahora se citarán sólo algunas consideraciones geológicas. La transmisión de esfuerzos a la cimentación y la capacidad de ésta influyen directamente en la selección del tipo de presa. En general, se puede decir que una presa de arco requerirá una mejor calidad de terreno que una de contrafuertes, y ésta que una de gravedad y finalmente, la de gravedad necesita mejores condiciones que una de tierra, debido en parte a que la primera tiene una menor área de apoyo.

La dirección de los echados (sentido de las capas de roca) también es determinante para efectos de selección obsér - vese la fig 1.8.

La topografía influye determinadamente para saber la capacidad del vaso, por medio de sus curvas de área y capacidades, proporcionando un criterio de selección; además se deben considerar aspectos geológicos que puedan ser factores de selección, como sitios de posibles fugas o deslizamientos de taludes.

1.10.2 Tipo, cantidad y localización de materiales

Dentro de los reconocimientos geológicos, deben localizarse y describirse con detalle los materiales que se propone usar. Una vez seleccionados los bancos y otras posibles fuentes de materiales, debe realizarse un estudio económico comparativo, donde se consideran distancias de acarreo y costos de obtención (compra o extracción y proceso de los materiales) y seleccionar la opción de costo mínimo. Otro aspecto importante a considerar, es la factibilidad de obtener mano de obra en la región de construcción.

1.10.3 Acceso a la obra

Se deben localizar con todo cuidado los caminos de acceso a la obra, el campamento para trabajadores, la posibilidad de llevar hasta el lugar la energía requerida por la maquinaria

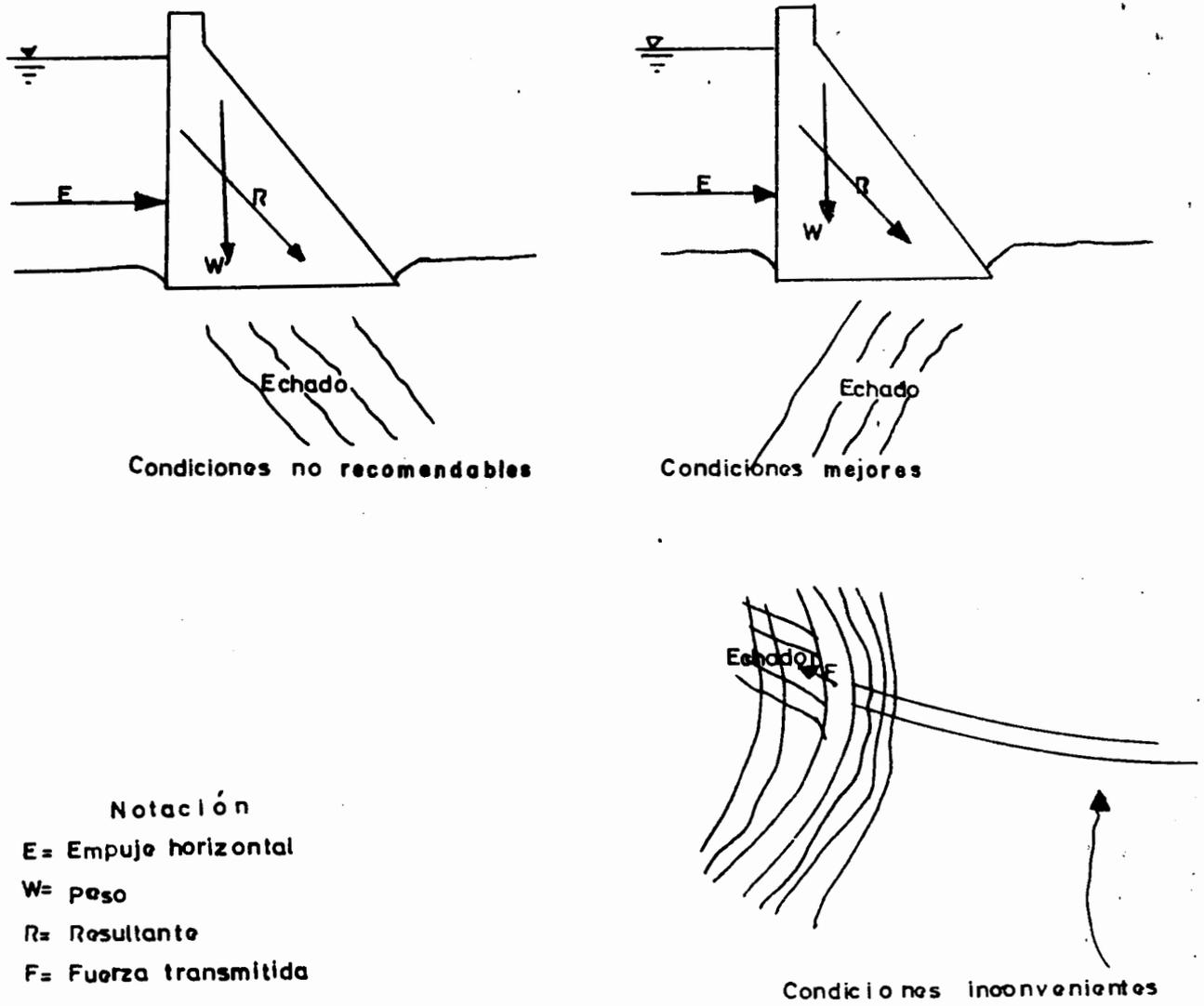


Fig I.8 Influencia de los echados sobre los criterios de selección de una cortina.

y el campamento, determinar distancias a estaciones de ferrocarriles o a cualquier otro punto de interés para los fines constructivos.

1.10.4 Características sismológicas

Debe considerarse siempre la posibilidad de temblores en la región de interés, para incrementar las cargas y los esfuerzos de acuerdo al reglamento de la región y al tipo de análisis que se realice.

1.10.5 Climatología

Conocer las condiciones climatológicas, es importante para el correcto diseño de la presa, así como para la programación de las etapas de construcción. La lluvia por ejemplo, puede afectar: al diseño de las obras de desvío; a la construcción de presas de tierra o enrocamiento, ya que sería muy difícil el control del contenido del agua durante la compactación, además que éste mismo originaría grandes aumentos de la presión de poro; en una presa de concreto, influiría sobre el revenimiento, y así se podrían citar muchos problemas más ocasionados por la lluvia. En algunas regiones donde el clima es extremo, las presas de concreto no diseñadas adecuadamente podrían sufrir desintegración por intemperismo.

II. PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

II.1 Presas de relleno hidráulico

Este tipo de presas debe su nombre a los procesos de obtención, conducción y colocación de materiales por medios hidráulicos. El método constructivo es el siguiente:

Los materiales en el banco son atacados por medio de chiflones de agua, y una vez obtenidos son conducidos a la boquilla por medio de corrientes de agua con una velocidad alta (en función del tamaño máximo del material). Para colocarlos se construye un estanque en el centro del terraplén, y por medio de canales con una distribución y pendiente determinadas se logra la colocación de los materiales más gruesos en los

taludes exteriores. La sedimentación hará que los materiales se vayan colocando en orden decreciente de diámetro, quedando los más finos en el centro, para formar así el corazón impermeable. Fig II.1

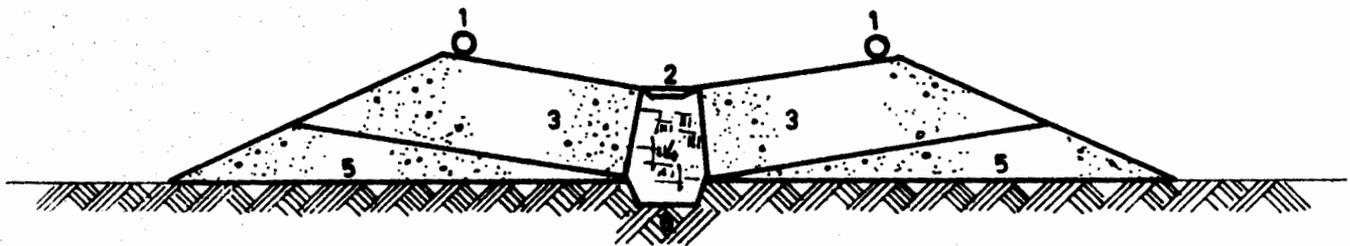


Fig II.1 Construcción de una presa de relleno hidráulico

- 1 Tubería de conducción
- 2 Estanque
- 3 Relleno hidráulico
- 4 Corazón impermeable
- 5 Material colocado en seco
- 6 Trinchera

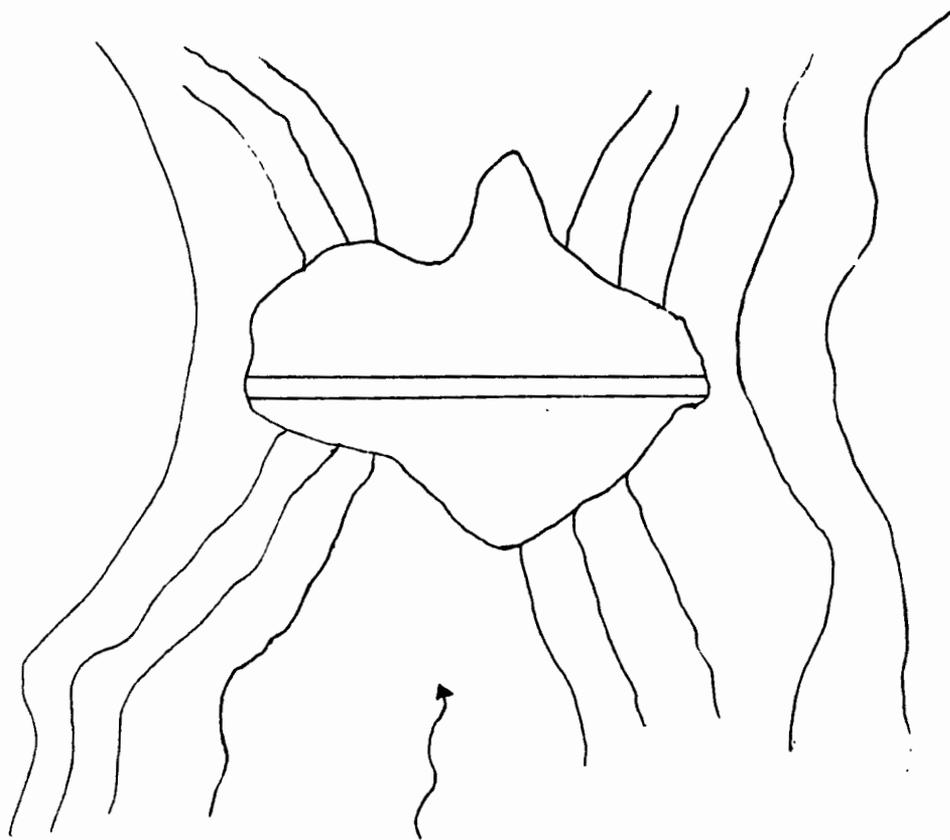
Como transportar el material del banco al terraplén por medios hidráulicos no siempre es factible, puede explotarse el material por cualquier otro procedimiento y transportarlo en camiones hasta el terraplén, donde se continuará el procedimiento en la forma que ya se indicó; a este tipo de terraplén se le llama presa de relleno semihidráulico.

Esta clase de presas requiere un control estricto de la pendiente de los canales, pues un error en ello implica una distribución de materiales distinta a la proyectada.

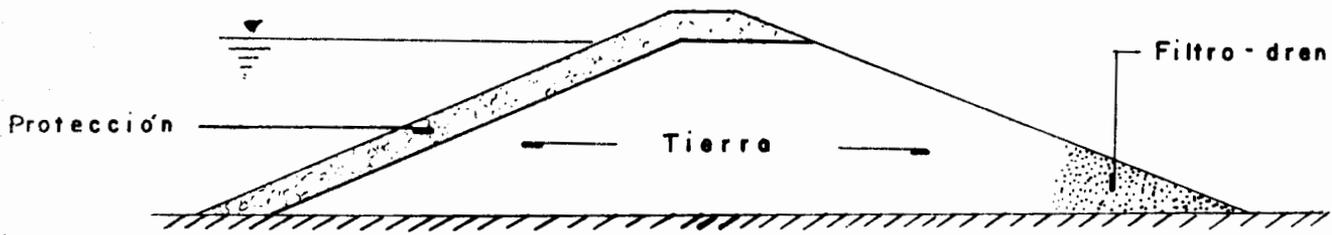
Como los materiales son colocados en estado suelto, su resistencia al esfuerzo cortante es menor que el de las presas de materiales compactados y, por lo tanto, son más susceptibles de fallar por deslizamiento, licuación, etc, por lo cual sus taludes son generalmente más tendidos.

II.2 Presas de sección homogénea

Esta clase de presas se construyen con un solo tipo de material, a excepción de las partes que necesitan protección, como puede ser el caso de los taludes o la corona. Son recomendables donde existe la cantidad necesaria de un material suficientemente impermeable para retener el agua, y si resultan más económicas que otras. Fig II.2



PLANTA



PERFIL

Fig II.2 Presa de sección homogénea.

El talud aguas arriba de este tipo de presas debe ser lo suficientemente tendido para evitar su deslizamiento cuando se presente un vaciado rápido; el talud aguas abajo debe garantizar la estabilidad de la presa.

A través del cuerpo de la presa pasarán filtraciones que aparecerán en el talud aguas abajo, Fig II.3, ocasionando, además de la pérdida de agua, posibilidades de tubificación. Debido a este problema se pretende controlar el sitio donde afloren las filtraciones; esto se logra construyendo partes de material que pueda servir como filtro y que proporcionarán el drenaje deseado. Figs II.4 y II.5

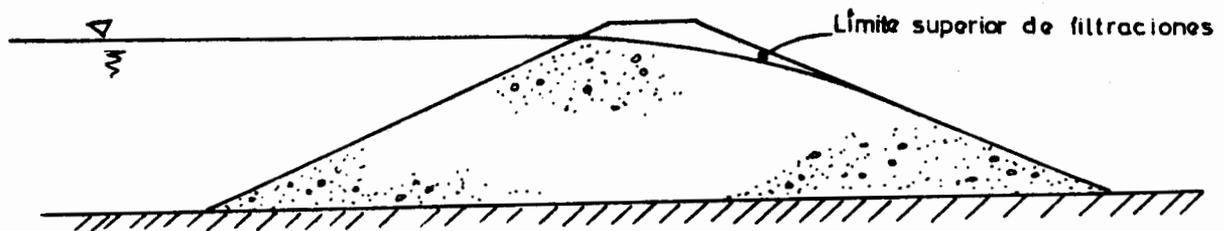


Fig II.3 Presa completamente homogénea

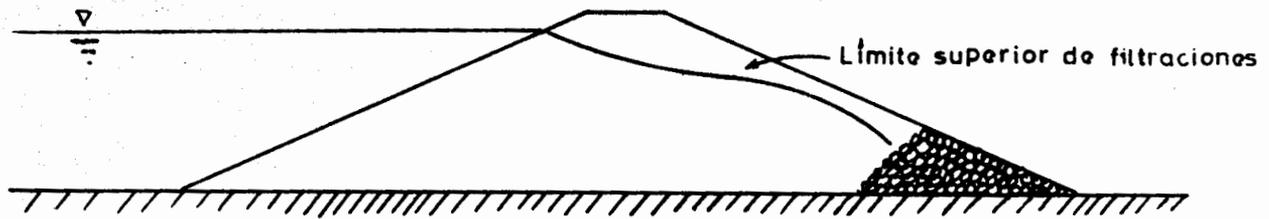


Fig II.4 Presa homogénea con filtro de pie de presa

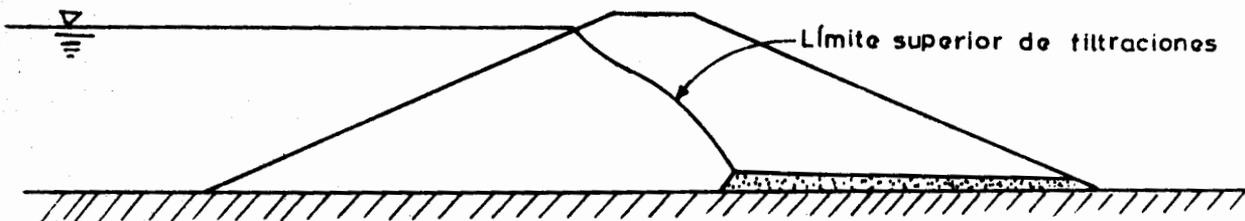


Fig II.5 Presa homogénea con filtro en delantal

II.3 Presas de materiales graduados

Este tipo de presas consta de un núcleo central impermeable y de zonas de permeabilidad creciente del centro hacia los taludes. La zona permeable de aguas arriba proporciona es tabilidad en los vaciados rápidos y la zona permeable aguas abajo actúa como dren para abatir el límite superior de las filtraciones y como respaldo estabilizante. Este tipo de presas son de las que más se han construido en nuestro país.

Fig II.6

II.4 Presas de enrocamiento

En este tipo de presas, como su nombre lo indica, el material del cuerpo es rocoso (agrupando en este término material granular grueso, desde gravas y arenas hasta rocas grandes). Para evitar filtraciones existen varias alternativas: colocar losas de concreto en el paramento aguas arriba

Fig II.7, poner un núcleo de material impermeable o construir un muro de concreto o mampostería en el centro de la sección.

II.5 Elementos de Mecánica de Suelos útiles para el diseño de una presa de tierra

Antes de iniciar los comentarios acerca del diseño de los elementos de una presa de tierra, es necesario tener presente una serie de propiedades de los materiales que formarán

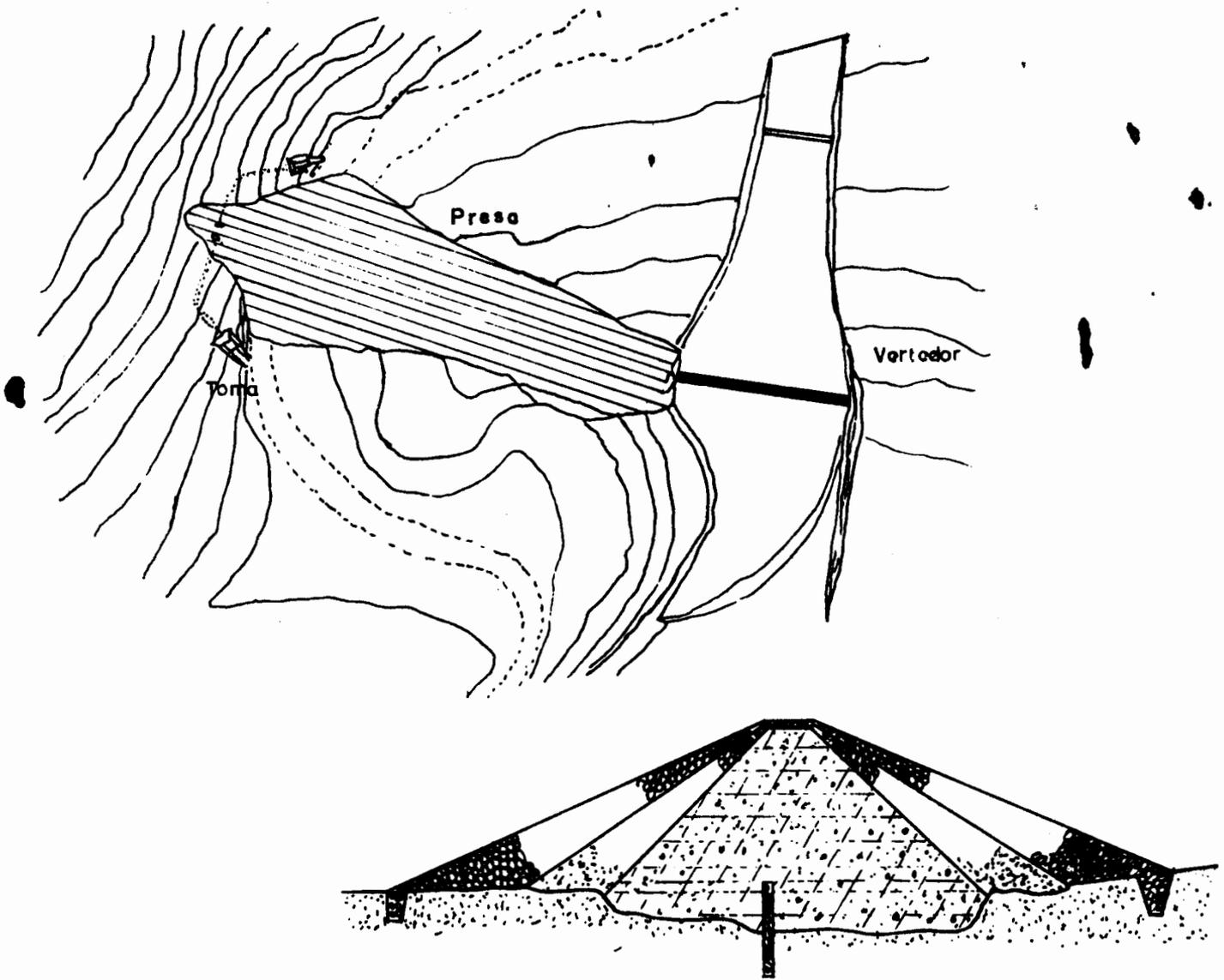


Fig II.6 Presa de materiales graduados

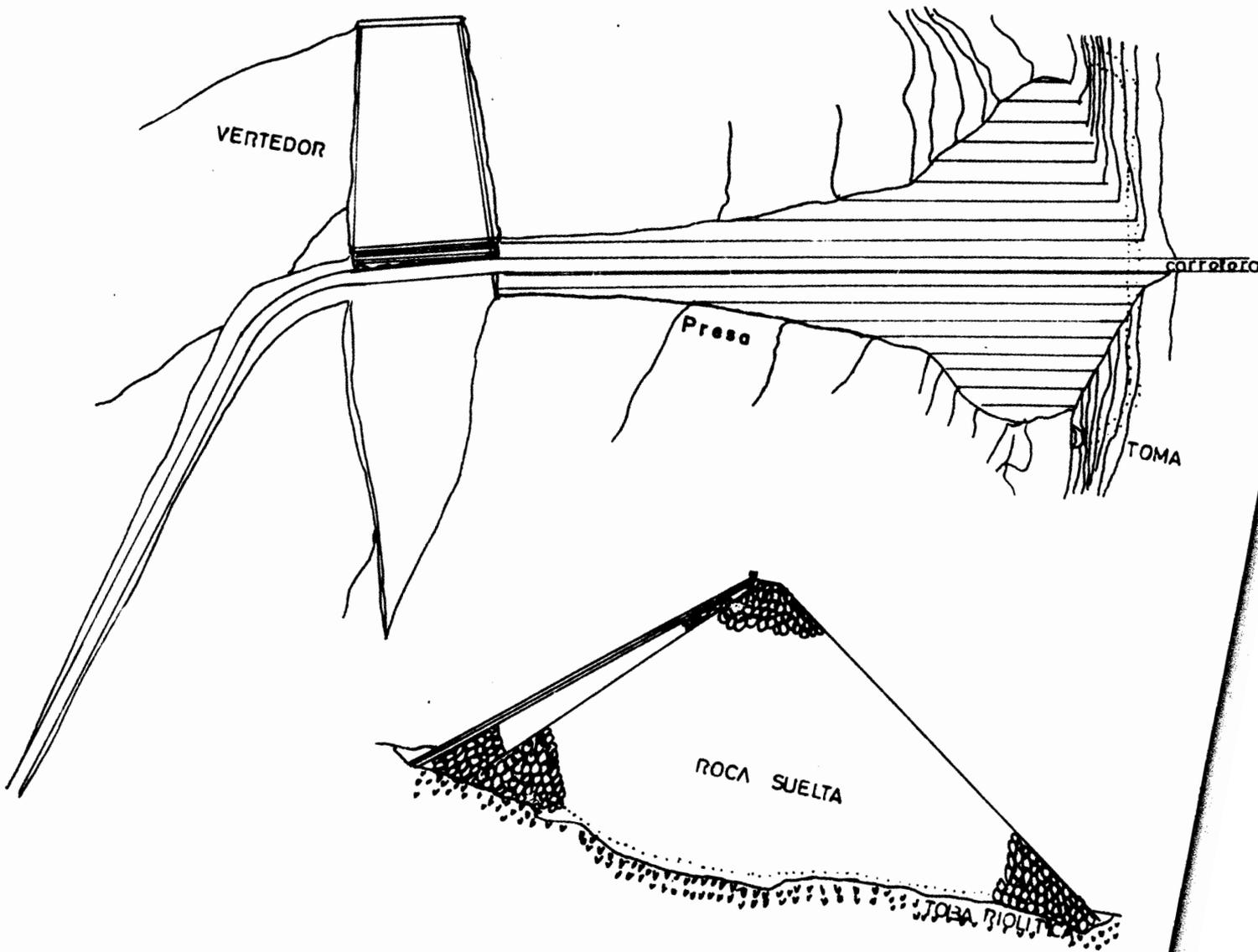


Fig II.7 Presa de enrocamiento

el cuerpo de ella y de los que existen en la cimentación; es te es el objeto del siguiente resumen sobre mecánica de suelos.

De las clasificaciones de suelos existentes, en nuestro país se ha adoptado el "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos" (SUCS), que se basa en las características granulométricas y en las propiedades plásticas del suelo.

II.5.1 Granulometría

Mucho tiempo se pensó que las propiedades mecánicas de un suelo dependían directamente del tamaño de sus partículas. Sin embargo, solamente en suelos gruesos la granulometría po dría revelar algo acerca de las propiedades de los suelos; es decir, el comportamiento mecánico e hidráulico está de finido más por la compacidad y orientación de los granos que por su tamaño.

Se dice que se conoce la granulometría o textura de un suelo cuando se sabe la proporción relativa de tamaños en peso. Esta granulometría se representa gráficamente en la llamada "curva granulométrica", que se construye de la siguiente manera:

El suelo que se analiza se hace pasar a través de una serie de mallas o tamices cuyas aberturas se conocen, como las que se indican en la tabla II.1; en cada una de ellas se retendrán partículas cuyo tamaño es mayor que la abertura de la malla que lo retiene y menor que la inmediata superior. El material retenido se va pesando para obtener una proporción relativa de los tamaños del suelo y los resultados se representan en papel semilogarítmico: en el eje horizontal, el logarítmico, se localizan los diámetros de las partículas, y en el vertical, los porcentajes acumulados correspondientes a dichos diámetros. Fig II.8

En la práctica se emplean comunmente términos como: grava, arena, limo y arcilla para designar distintos tamaños de materiales; sus límites son convencionales, en las tablas II,2 y II.3 se presentan la Clasificación Internacional y la Clasificación M.I.T. (Massachusetts Institute of Technology).

Malla núm	Abertura pulg	Abertura mm
	3.0	76.2
	2.0	50.8
s/n	1.050	26.67
	0.742	18.85
	0.525	13.33
	0.371	9.423
3	0.263	6.680
4	0.185	4.699
6	0.131	3.327
8	0.093	2.362
9	0.078	1.981
10	0.065	1.651
14	0.046	1.168
20	0.0328	0.833
28	0.0232	0.589
48	0.0116	0.295
60	0.0097	0.246
100	0.0058	0.147
150	0.0041	0.104
200	0.0029	0.0074

El número de malla corresponde al número de hilos por pulgada que la forman.

TABLA II.1 Abertura de mallas del sistema Tyler.

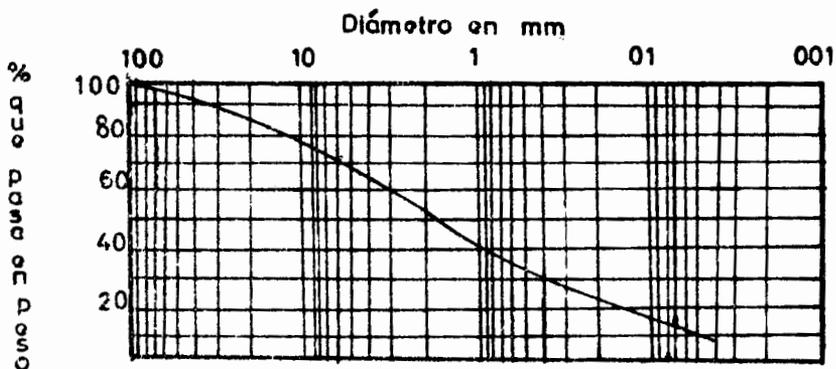


Fig II.8 Curva granulométrica de un suelo

Tamaño en mm

2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	Ultra-arcilla (coloides)

TABLA II.2 Clasificación Internacional

Tamaño en mm

2.0	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002
Gruesa	Media	Fina	Grueso	Medio	fino	Gruesa	Media	Fina (coloides)
ARENA			LIMO			ARCILLA		

TABLA II.3 Clasificación M.I.T.

La forma de la curva da una idea inmediata de la distribución granulométrica, por ejemplo, un suelo con partículas de un sólo tamaño, estará representado por una línea vertical y se llamará suelo uniforme, una curva muy tendida representará un suelo con gran variedad de tamaño y se llamará suelo bien graduado.

Para medir la uniformidad de un suelo, se usa el coeficiente de uniformidad:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

donde:

D_{60} = Tamaño tal que el 60% de las partículas del sue
lo , en peso, es igual o menor

D_{10} = Se le ha llamado diámetro efectivo, y es el tamaño
tal que sea igual o mayor que el 10% del suelo, en
peso.

Otro coeficiente importante es el coeficiente de curvatura defi-
nido como:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

donde:

D_{30} es definido en forma similar a los diámetros ante
riores.

La granulometría de suelos finos se realiza en el laboratorio por
medio de sedimentación, basándose en la ley de Stokes, que da la
velocidad con que cae una esfera de peso específico y diámetro co
nocido, a través de un líquido.

II.5.2 Plasticidad

Plasticidad es la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Para medir la plasticidad de las arcillas existen varios criterios; el más conocido es el que desarrolló Atterberg, quien hizo notar que la plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino que depende directamente del contenido de agua.

Atterberg definió los estados de consistencia, que en orden decreciente de contenido de agua son los siguientes:

- a) Estado líquido, presenta propiedades de una suspensión.
- b) Estado semilíquido, con características de un fluido viscoso.
- c) Estado plástico, en cuyo caso el suelo se comporta plásticamente.
- d) Estado semisólido, en que el suelo se parece a un sólido, pero aún disminuye su volumen al secarse.
- e) Estado sólido, el volumen permanece constante, aun cuando se someta a secado.

Las fronteras entre uno y otro estado fueron establecidas también por Atterberg bajo el nombre de límites de consistencia, y son las siguientes:

- a) Límite líquido. Es el contenido de humedad en la frontera entre los estados semilíquido y plástico.
- b) Límite plástico. Es el contenido de humedad en la frontera entre los estados plástico y semisólido.

Dado que estas fronteras limitan el intervalo plástico se les conoce con el nombre de límites de plasticidad; a partir de ellos Atterberg definió otro parámetro, el índice de plasticidad; lo hizo de la siguiente manera:

$$I_p = LL - LP$$

- c) Otros límites son: el de adhesión, el de cohesión y el de contracción; de los tres, sólo el último tiene algún interés ingenieril, definido como el contenido de humedad en la frontera entre los estados semisólido y sólido; es importante porque es el límite en el que ya no hay cambio de volumen al someter a sacado al suelo.

La forma actual de determinación del límite líquido se debe a A. Casagrande, que propuso un método completamente definido para que se obtengan valores similares sin importar el laboratorio en que se realicen las mediciones.

También el límite plástico se puede calcular con facilidad debido al método propuesto por Atterberg y complementado por Terzaghi.

II.5.3 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Este sistema divide a los suelos gruesos y los finos por medio de la malla 200, es decir una partícula es gruesa si es mayor que dicha malla y es fina si es menor. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas, en peso, son gruesas, y el suelo será fino si más del 50% de sus partículas, en peso, son finas.

Suelos gruesos: Los suelos gruesos se dividen en dos grupos: gravas y arenas, cuya frontera es la malla No 4; esto es, un suelo grueso será considerado grava si más del 50% de su fracción gruesa es retenido en la malla 4, y es arena en caso contrario.

Para identificar los suelos se emplean dos letras mayúsculas, que son en general las iniciales de los nombres en inglés de los suelos más típicos en cada grupo.

Las gravas, símbolo G (inicial de la palabra gravel) y las arenas cuyo símbolo es S (inicial de la palabra sand), se subdividen en cuatro tipos:

- a) Suelo prácticamente limpio de finos, bien graduado (well graded) símbolo W, por lo tanto se tienen los grupos GW y SW.
- b) Suelo prácticamente limpio de finos, mal graduado (poorly graded) símbolo P. Grupos formados GP y SP.
- c) Suelo con cantidad apreciable de finos no plásticos (Mo y Mjala, palabras suecas) símbolo M. Se forman los grupos GM y SM.
- d) Material con cantidad apreciable de finos plásticos (clay) símbolo C. Grupos formados GC y SC.

A continuación se proponen valores de los coeficientes de uniformidad y curvatura para poder lograr una mejor identificación de los grupos de suelos, en algunos casos:

GW:	$C_u > 4$
	$1 < C_c < 3$
SW:	$C_u > 6$
	$1 < C_c < 3$
GP:	$C_u < 4$
	$C_c < 1 \text{ ó } C_c > 3$

Otras características importantes son:

GM, contienen más del 12% de finos no plásticos, en peso.

SM, contienen más del 12% de finos no plásticos, en peso.

GC, contienen más del 12% de finos plásticos, en peso.

SC, contienen más del 12% de finos plásticos, en peso.

Suelos finos: Se sigue un criterio similar al de la clasificación de suelos gruesos en cuanto a simbología, y ésta es la siguiente:

- a) Limos inorgánicos, símbolo M (del sueco Mo y Mjala)
- b) Arcillas inorgánicas (clay), símbolo C
- c) Limos y arcillas orgánicas (organic), símbolo O

De acuerdo al límite líquido estos suelos se subdividen en dos grupos. Si el límite es menor de 50%, son suelos de media o baja compresibilidad (low compresibility), símbolo L, obteniéndose los grupos ML, CL y OL.

Si el límite líquido es mayor que el 50% el suelo será de alta compresibilidad (high compresibility), símbolo H, formándose los grupos MH, CH y OH.

Existen suelos muy orgánicos, fibrosos y muy compresibles como las turbas y los suelos pantanosos, que forman un grupo independiente cuyo símbolo es Pt (del inglés Peat).

Estos suelos finos suelen representarse en un sistema coordinado $LL-I_p$ en la llamada carta de plasticidad, tabla II.4, para identificar a qué grupo pertenece, y a partir de ello tener una idea de las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo.

En esta carta se representa una línea llamada "A", útil para separar los grupos de suelo, y que se obtuvo experimentalmente, quedando definida por (0,20) y (50,22). La línea B separa los suelos de baja y alta compresibilidad.

En la tabla II.4 se reproduce la clasificación del SUCS con una explicación de las propiedades de los suelos.

II.5.4 Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos

Definiciones:

Volumen de vacíos. Comprende a las fases líquida y gaseosa.

Volumen de sólidos. Lo constituye la fase sólida.

Suelo totalmente saturado. Aquél en que todo el volumen de vacíos está ocupado por el estado líquido.

Peso específico. Es la relación entre el peso de la sustancia y su volumen:

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

donde:

γ = peso específico

W = peso de la sustancia

V = volumen de la sustancia

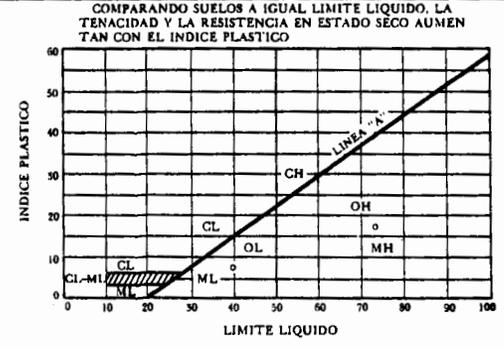
γ_0 = peso específico del agua destilada a 4°C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar

Tabla II.4 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIONES DE SUELOS

(INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION)

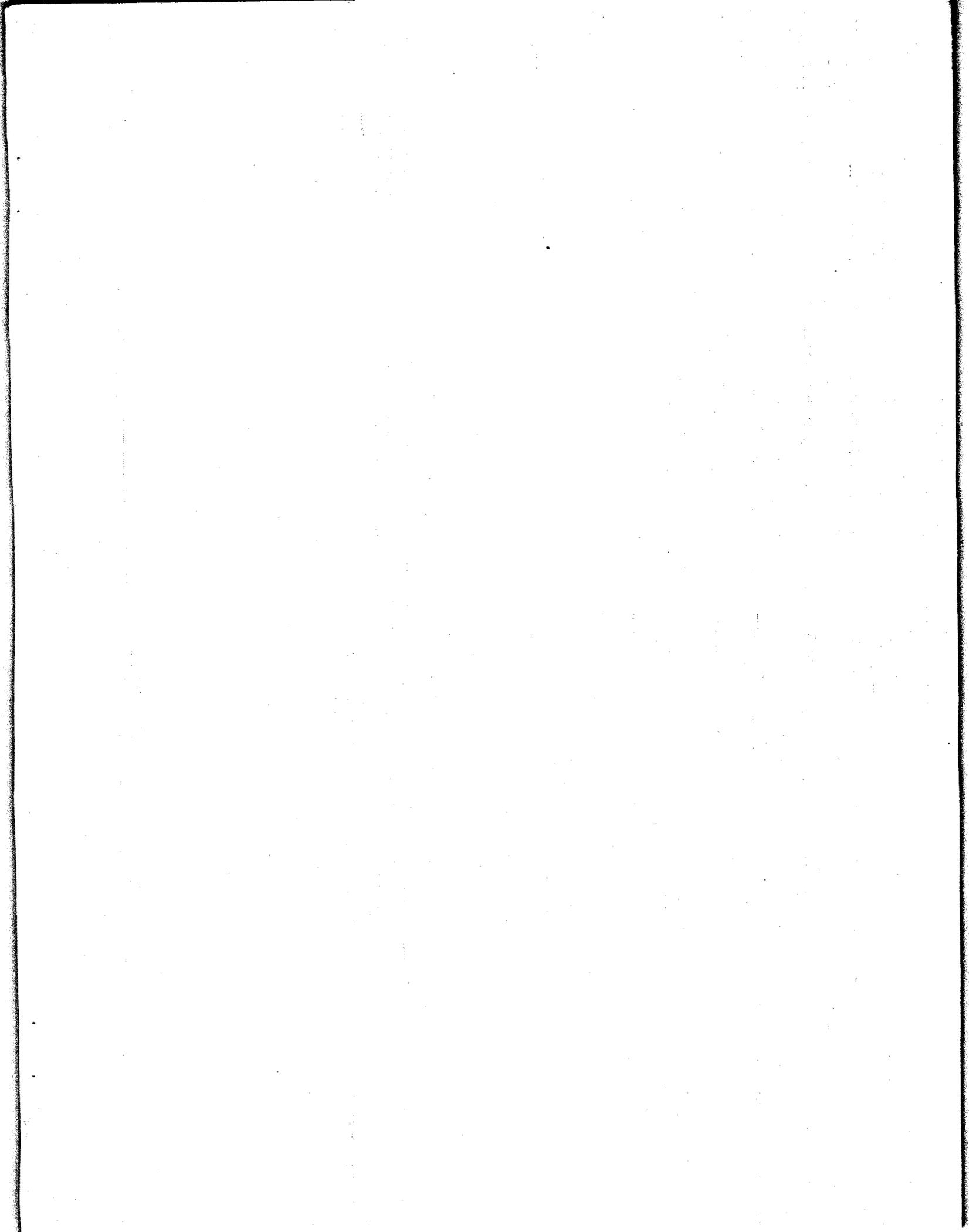
PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Se excluyen las partículas mayores de 7.6 cm (3 pulg.) y se basan las fracciones en pesos estimados)		SÍMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO						
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido por la malla N° 200. (Se excluyen las partículas mayores de 7.6 cm (3 pulg.) y se basan las fracciones en pesos estimados)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4. (Para clasificación visual puede usarse 1/4 con como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno	Dése el nombre típico, indiquense los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo, angulosidad, características de la superficie y dureza de las partículas gruesas, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos inalterados, agréguese información sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje. EJEMPLO: Arena limosa con grava, con 20 % de grava de partículas duras, angulosas y de 15 cm de tamaño máximo; arena gruesa o fina de partículas redondeadas o subangulosas; alrededor de 15 % de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el lugar, arena aluvial. (SAI).	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \text{ mayor de } 4; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}, \text{ entre } 1 \text{ y } 3$						
		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno			$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \text{ mayor de } 6; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}, \text{ entre } 1 \text{ y } 3$					
		GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo				No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW				
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla			Límites de plasticidad abajo de la línea A o I, menor de 4 Límites de plasticidad arriba de la línea A con I, mayor de 7					
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4. (Para clasificación visual puede usarse 1/4 con como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	SW	Areñas bien graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguno			Dependiendo del porcentaje de finos (fracción que pasa la malla N° 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos de 5 %: GW, GP, SW, SP Más de 5 % a 12 %: GM, GC, SM, SC Más de 12 % a 50 %: Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.	No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW				
		SP	Areñas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguno					Límites de plasticidad abajo de la línea A o I, menor de 4 Límites de plasticidad arriba de la línea A con I, mayor de 7			
		SM	Areñas limosas, mezclas de arena y limo						Arriba de la línea A y con I, entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles		
		SC	Areñas arcillosas, mezclas de arena y arcilla					Límites de plasticidad abajo de la línea A o I, mayor de 7			
		ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4. (Para clasificación visual puede usarse 1/4 con como equivalente a la abertura de la malla N° 4)					Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4. (Para clasificación visual puede usarse 1/4 con como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4. (Para clasificación visual puede usarse 1/4 con como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4. (Para clasificación visual puede usarse 1/4 con como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4. (Para clasificación visual puede usarse 1/4 con como equivalente a la abertura de la malla N° 4)
			Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4. (Para clasificación visual puede usarse 1/4 con como equivalente a la abertura de la malla N° 4)					Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4. (Para clasificación visual puede usarse 1/4 con como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4. (Para clasificación visual puede usarse 1/4 con como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4. (Para clasificación visual puede usarse 1/4 con como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4. (Para clasificación visual puede usarse 1/4 con como equivalente a la abertura de la malla N° 4)
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la malla N° 200. (Las partículas de 0.075 in de diámetro)	PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40			Dése el nombre típico, indiquense el grado y carácter de la plasticidad; cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas; color del suelo húmedo; nombre local y geológico; cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos inalterados, agréguese información sobre la estructura, estratificación, cimentación tanto en estado inalterado como remoldeado, condiciones de humedad y drenaje. EJEMPLO: Limo arcilloso, café, ligeramente plástico, porcentaje reducido de arena fina; numerosos agujeros verticales de raíces; firme y seco en el lugar, loesa (NL).	EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS G-Grava M-Limo O-Suelos orgánicos W-Bien graduada L-Baja compresibilidad S-Arena C-Arcilla R-Turba P-Mal graduada H-Alta compresibilidad						
	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (característica al rompimiento)	MOVILIDAD DEL AGUA (reacción al agitado)			TENACIDAD (consistencia cerca del límite plástico)	Límites de plasticidad abajo de la línea A o I, menor de 4 Límites de plasticidad arriba de la línea A con I, mayor de 7				
		Nula o ligera	Rápida a lenta			Nula		Arriba de la línea A y con I, entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles			
		Media o alta	Nula a muy lenta			Media					
	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50	Ligera a media	Lenta			Ligera	Límites de plasticidad abajo de la línea A o I, mayor de 7				
		Ligera a media	Lenta a nula			Ligera a media					
		Alta a muy alta	Nula			Alta					
	SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y, frecuentemente, por su textura fibrosa					Límites de plasticidad abajo de la línea A o I, mayor de 7				

Use la curva granulométrica para identificar las fracciones de suelo anotadas en la columna de identificación en el campo



(*) Clasificaciones de frontera — Los suelos que pasan las características de dos grupos se designan combinando dos símbolos. Por ejemplo, GW-GC, mezcla de grava y arena bien graduada con cemento arcilloso.
 (**) Todos los tamaños de las mallas son los U.S. Standard.





γ_w • peso específico del agua en condiciones de trabajo.

γ_m • Peso específico de la masa del suelo

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

donde:

W_s = peso de la fracción sólida de la muestra

W_w = peso de la fracción líquida de la muestra

V_m = volumen de la masa

Peso específico de la fase sólida del suelo:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

Peso específico relativo de la masa del suelo, S_m :

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{W_m}{V_m \gamma_o}$$

Peso específico relativo de la fracción sólida, S_s

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

Relación de vacíos, e :

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

donde:

V_v = Volumen de vacíos

V_s = Volumen de sólidos

Porosidad, $n(\%)$:

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100$$

Grado de saturación, $Gw(\%)$:

$$Gw(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

Contenido de agua o humedad, $w(\%)$:

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Grado de saturación de aire, $Ga(\%)$:

$$Ga(\%) = \frac{V_a}{V_v} \times 100$$

donde:

V_a = Volumen de aire

A continuación se presentan algunas relaciones útiles referentes a suelos saturados:

$$w = \frac{e \gamma_0}{S_\Delta \gamma_0}$$

$$e = w S_\Delta$$

$$S_m = \frac{S_\Delta + e}{1 + e} = \frac{S_\Delta (1 + w)}{1 + S_\Delta w} = n + (1 - n) S_\Delta$$

$$\gamma_m = S_m \gamma_0 = \frac{S_\Delta + e}{1 + e} \gamma_0 = \frac{S_\Delta (1 + w)}{1 + S_\Delta w} \gamma_0 = n + (1 - n) S_\Delta \gamma_0$$

Relaciones para suelos parcialmente saturados:

$$\gamma_m = \frac{1 + w}{1 + e} \gamma_\Delta$$

$$S_m = \frac{1 + w}{1 + e} S_\Delta$$

$$G_w = \frac{w S_\Delta}{e}$$

Relaciones para suelos sumergidos:

Designaremos por S'_Δ , el peso específico relativo de la materia sólida sumergida.

$$S'_\Delta = S_\Delta - 1 \quad (\text{en ton/m}^3)$$

$$S'_m = S_m - 1$$

$$\gamma_{\Delta}' = S_{\Delta}' \gamma_0 = \gamma_{\Delta} - \gamma_0$$

$$\gamma_m' = S_m' \gamma_0 = \gamma_m - \gamma_0$$

$$\gamma_m' = \frac{S_{\Delta} - 1}{1 + e} \gamma_0 = \frac{S_{\Delta} - 1}{1 + S_{\Delta} w} \gamma_0$$

$$\gamma_m' = \frac{S_{\Delta} - 1}{S_{\Delta}} \gamma_d$$

donde:

γ_d = peso específico seco (se presenta cuando $G_w = 0$)

$$\gamma_d = \frac{w_s}{V_m}$$

Otra relación útil es la siguiente:

Peso específico saturado (se presenta cuando $G_w = 100\%$)

$$\gamma_{sat} = \frac{w_s + w_w}{V_m}$$

Algunos valores típicos de estas relaciones se presentan en la tabla II.5

DESCRIPCION		Porosidad n (%)	Relación de vacíos e	Humedad w (%)	Pesos volumétricos γ_d (ton/m ³) γ_{sat}	
Arena uniforme	Suelta	46	0.85	32	1.43	1.89
	Densa	34	0.51	19	1.75	2.09
Arena bien graduada	Suelta	37	0.60	22	1.65	2.02
	Densa	20	0.25	9	2.12	2.32
Limo	Baja Plast	49	0.95	35	1.38	1.87
	Alta Plast	68	2.16	80	0.85	1.54
Arcilla inorgánica	Blanda	55	1.2	45	1.22	1.77
	Dura	37	0.6	22	1.69	2.07
Arcilla orgánica	B.C.M.O.	66	1.9	70	0.93	1.58
	A.C.M.O.	75	3.0	110	0.68	1.43
Bentonita	Blanda	84	5.2	194	0.43	1.27

B.C.M.O: Bajo contenido de materia orgánica
A.C.M.O: Alto contenido de materia orgánica
Datos tomados de la referencia (2)

TABLA II.5 Porosidad, relación de vacíos, contenido de agua y pesos volumétricos de varios suelos en estado natural.

II.5.5 Permeabilidad

Henri Darcy en 1856 construyó un modelo, ver fig II.9 con el objeto de estudiar las características del flujo de agua a través de filtros.

En forma experimental encontró que las velocidades con que fluye el agua a través de los poros son muy pequeñas, y que el gasto puede expresarse como:

$$Q = \frac{dV}{dt} = k A i \quad \text{cm}^3/\text{seg} \quad (1)$$

donde:

Q = gasto

$\frac{dV}{dt}$ = variación del volumen en el tiempo

k = coeficiente de permeabilidad

A = área total de la sección transversal del filtro en cm^2

i = gradiente hidráulico del flujo medido como:

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

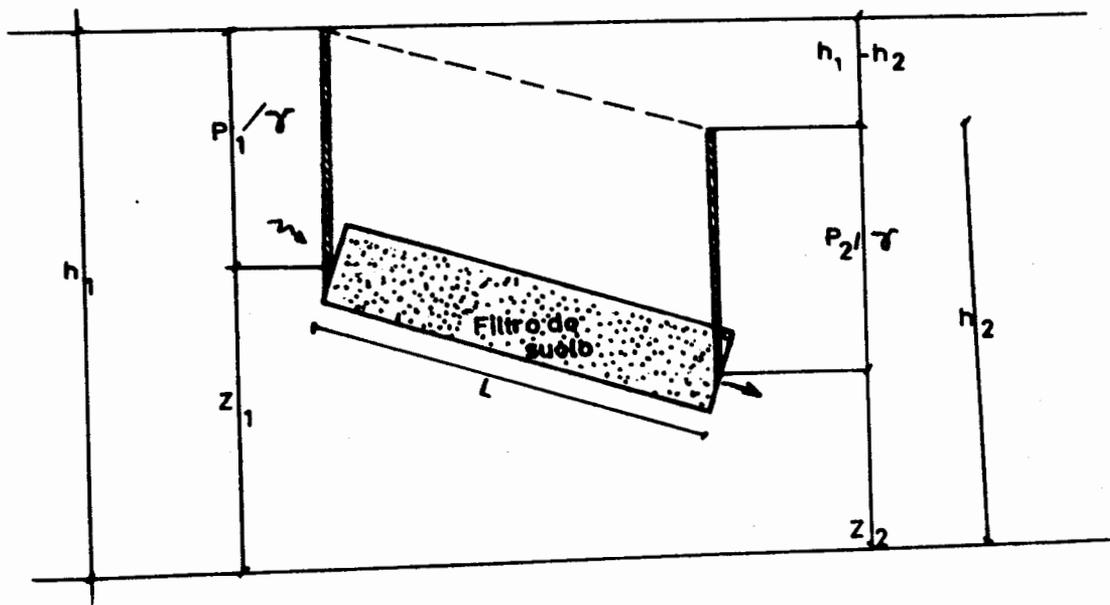


Fig II.9 Modelo de Darcy

Si aplicamos la ecuación del "Teorema de Bernoulli" entre las secciones 1 y 2 del filtro tenemos:

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h$$

Como las velocidades son muy pequeñas se pueden despreciar, entonces:

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + h$$

Donde los términos:

$$\frac{p_i}{\gamma} + z_i = h_i$$

siendo h_i la altura piezométrica, además $h = h_1 - h_2$ representa la energía transformada en el calor y disipada.

Por otro lado tenemos la ecuación de continuidad:

$$Q = A v \quad (2)$$

Si sustituimos la ecuación 2 en la número 1 obtenemos:

$$v = k i$$

En esta última ecuación podemos observar que la velocidad es proporcional al gradiente hidráulico, siendo k la constante de proporcionalidad que como ya se dijo se llama coeficiente de permeabilidad con unidades L/T y puede interpretarse como la velocidad de descarga correspondiente a un gradiente hidráulico unitario.

En general se puede decir que los suelos cohesivos, salvo ciertas arcillas, tienen coeficientes de permeabilidad muy bajos, del orden de 10^{-5} a 10^{-9} cm/seg. En México la determinación de la permeabilidad en estos suelos se realiza con permeámetros, de carga constante o variable.

En materiales granulares, debido a la dificultad de obtener muestras inalteradas, los ensayos deben realizarse "in situ". Los métodos más usados son el de Lefranc y el de Thiem.

Ejemplo II.1 Determinar el orden de magnitud de la cantidad de filtración subterránea por medio de la fórmula de Darcy, para el caso mostrado en la fig II.10

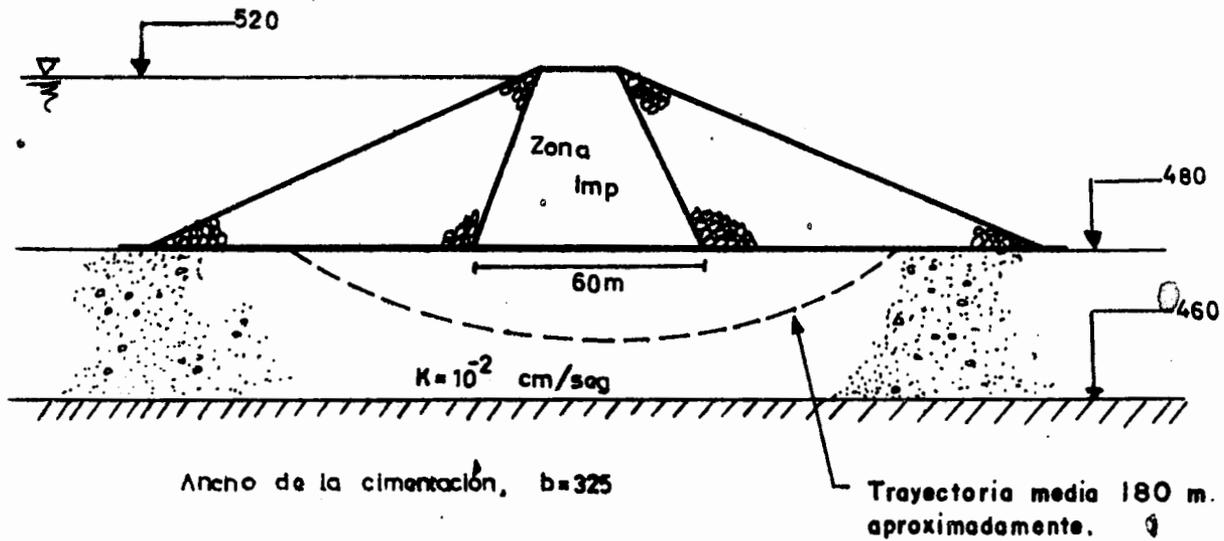


Fig I.10 Datos para el ejemplo II.1

Solución:

$$k = 10^{-2} \text{ cm/seg} = 10^{-4} \text{ m/seg}$$

$$h = \text{elev } 520 - \text{elev } 480 = 40\text{m}$$

$$L = 60 \text{ m}$$

$$i = \frac{h}{L} = \frac{40}{180} = 0.222$$

Profundidad de la cimentación:

$$d = \text{elev } 480 - \text{elev } 460 = 20 \text{ m}$$

Area transversal al flujo:

$$A = b d = 325 \times 20 = 6500 \text{ m}^2$$

Por lo tanto el gasto de filtración será:

$$Q = k i A = 10^{-4} \times 0.222 \times 6500 = 0.143 \text{ m}^3/\text{seg}$$

II.6 Elementos de una presa de tierra

II.6.1 Corazón impermeable.

Es el elemento de la presa que cierra el paso al agua contenida en el vaso.

Existen varios criterios para el diseño del núcleo impermeable; primero se presentará el propuesto por el U.S.B.R.⁽³⁾.

Definiciones:

- a) Núcleo mínimo. Es aquel construido sobre una cimentación impermeable o sobre una permeable atravesada completamente por una trinchera de tierra impermeable.
- b) Núcleo mínimo para las cimentaciones permeables. Es aquel construido sobre una cimentación permeable parcialmente atravesada por una trinchera de tierra impermeable.
- c) Núcleo máximo. Es el que se construye sobre una cimentación permeable sin dentellón. Fig II.11

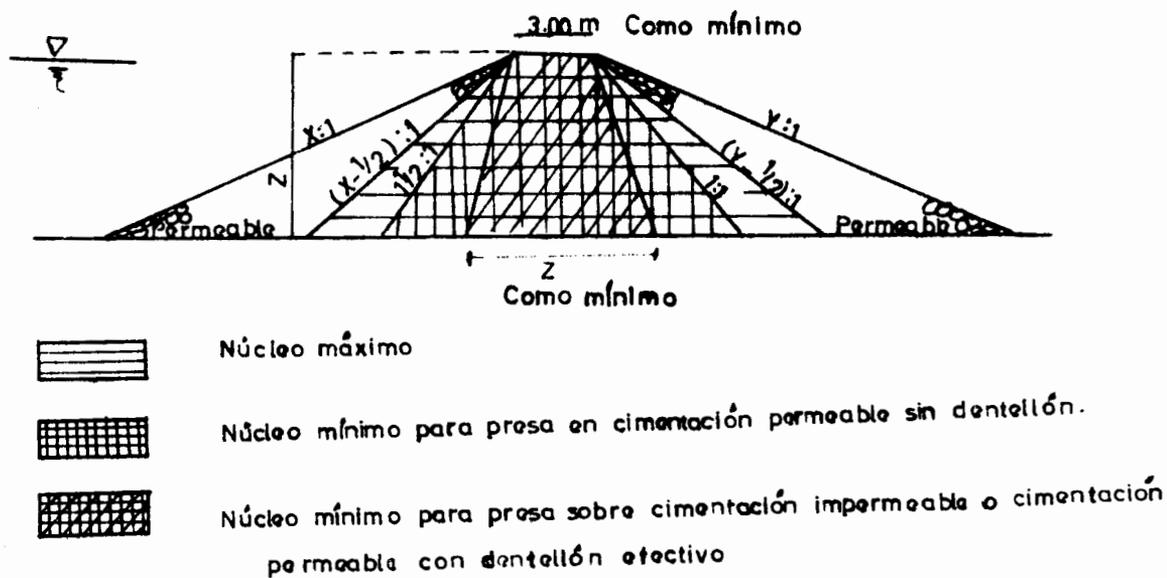


Fig II.11 Variación de tamaños de los núcleos impermeables en los terraplenes con puestas. U.S.B.R. (3)

El ancho de 3m (10') se eligió tomando en consideración la factibilidad de maniobra del equipo de construcción; también se considera que el espesor del núcleo a cualquier elevación no puede ser menor que la altura del terraplén a ese nivel, para que el promedio de la pendiente hidráulica a través del núcleo sea menor que la unidad, pues una pendiente hidráulica mayor produce grandes fuerzas de filtración lo cual implica construcción de filtros de mayor calidad. Por otro lado, si el núcleo fuera más delgado, existiría mayor el peligro de que se rompiera debido a agrietamiento por distintas causas.

Independientemente de este criterio existen varios factores que deben tomarse en cuenta para el diseño del núcleo impermeable. Se preferirá un corazón impermeable delgado porque generalmente será más económico, además las cantidades de material impermeable pueden llegar a ser escasas en el lugar de construcción; las condiciones climatológicas y disponibilidades de tiempo también son factores que influyen en la selección del núcleo.

También deben considerarse qué ventajas y desventajas existen si el corazón es vertical o inclinado. Figs II.12 y II.13

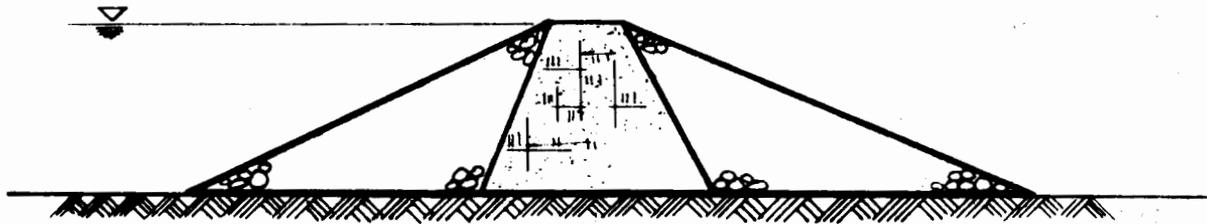


Fig II.12 Colocación vertical del corazón impermeable.

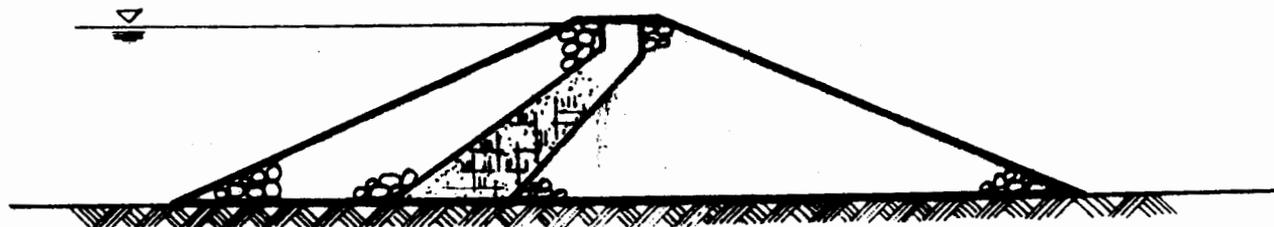


Fig II.13 Colocación inclinada del corazón impermeable.

Algunas consideraciones sobre el corazón colocado vertical - mente:

- a) Brinda mayor protección contra el agrietamiento en la zona de contacto con la cimentación, debido a que ahí existen mayores presiones.
- b) Para un mismo volumen de material el ancho de un corazón vertical es mayor que el de un corazón inclinado.

Aspectos sobre el corazón inclinado:

Una gran ventaja es que permite construir primero la parte del talud aguas abajo, esto es bueno en lugares donde la época seca necesaria para la compactación es corta (por ejemplo, en el caso de atagufas).

II.6.2 Filtros

Cuando el agua fluye a través de un medio poroso, ejerce un empuje dinámico sobre las partículas sólidas, dicho empuje se representa como la fuerza de filtración. Esta fuerza tiende a provocar un desplazamiento de las partículas, que al ser arrastradas formarán tubos, presentándose así el fenómeno llamado tubificación; éste es un problema que puede presentarse en el núcleo impermeable, por lo que debe colocarse un material adecuado del lado aguas abajo del corazón para evitar que las partículas se desplacen.

Un buen filtro debe cumplir dos requisitos:

- a) Que sea más permeable que el material por proteger, para que le sirva como dren.
- b) Que sea lo suficientemente fino para evitar que el material protegido pase a través de sus vacíos.

Estos requisitos se cumplen según investigaciones de K. Terzaghi y G.E. Bertram, en Harvard, verificadas por el U.S.B.R. si se satisface lo siguiente:

$$a) \quad 5 < \frac{D_{15} \text{ Filtro}}{D_{15} \text{ Material protegido}}$$

Esto garantiza que la permeabilidad del filtro sea 100 veces mayor que el material por proteger.

b)
$$\frac{D_{15} \text{ Filtro}}{D_{15} \text{ Material protegido}} < 40$$
$$\frac{D_{15} \text{ Filtro}}{D_{85} \text{ Material protegido}} < 5$$

Garantizan la imposibilidad de arrastre de finos.

Cuando el material por proteger tiene un alto contenido de grava, las reglas a y b deben aplicarse a la porción de material menor que la malla de 2.54 cm.

- c) El material que constituye el filtro debe tener menos de un 5%, en peso, de partículas menores que la malla No 200 y su curva granulométrica debe ser parecida a la del material por proteger, siempre y cuando éste no sea muy uniforme.

Se han establecido espesores mínimos para los filtros, limitados por los problemas constructivos principalmente; lo usual es especificar un espesor mínimo de 1.00 m. El material se tiende en capas horizontales; si se trata de arena, el espesor de las capas será del orden de 15 cm y si es grava, de 30 cm.

Ejemplo II.2 Determine la capacidad del filtro, en funciones de dren, mostrado en la figura II.14

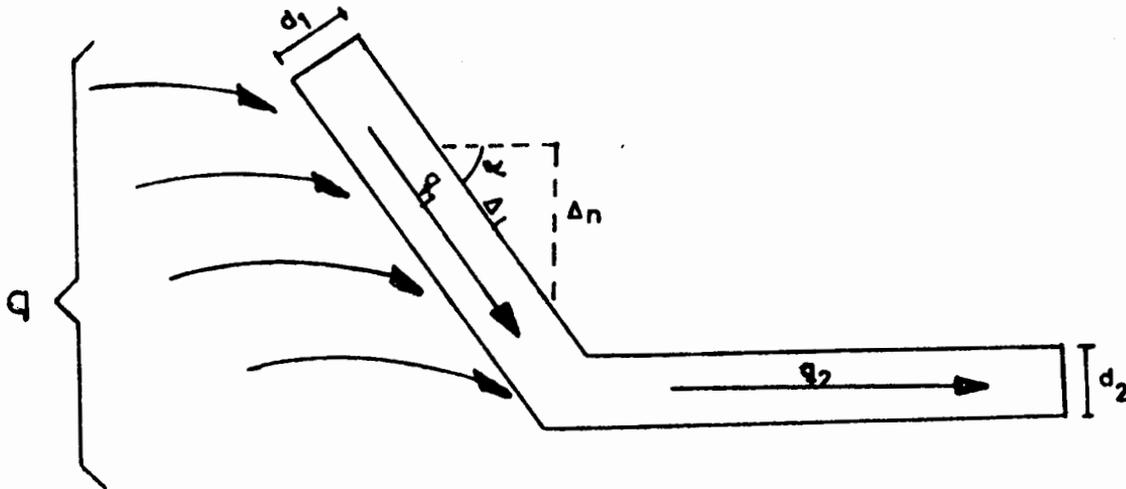


Fig II.14 Filtro en funciones de dren.

El filtro de arena compacta,

Solución:

Primero analicemos la porción inclinada:

De la ecuación de Darcy: $v = k i$ (1)

La ecuación de continuidad será: $q_1 = v_1 A_1$ (2)

Si se considera un ancho unitario: $A_1 = d_1 \cdot 1$ (3)

Para determinar su capacidad, supongamos que se estableciera el flujo en el tramo inclinado, $i = \text{sen } \alpha$

$$v_1 = k \text{ sen } \alpha \quad (4)$$

Si sustituimos 3.y 4 en 2 tendremos:

$$q_1 = k \text{ sen } \alpha d_1 \text{ (capacidad del filtro)}$$

q_1 debe ser mayor que q para que el filtro no tienda a desbordarse.

Para el filtro horizontal, aplicando la fórmula de Dupuit:

$$q_2 = \frac{k(h_1^2 - h_2^2)}{2 L}$$

Si $h_2 = 0$ y $h_1 = d_2$, para que el flujo sea sin presión,

$$q_2 = \frac{k d_2^2}{2 L} \quad (\text{capacidad del filtro horizontal})$$

Este último valor deberá compararse con el gasto q de entrada, para aceptar o modificar las dimensiones del dren. Si hay entrada de agua a lo largo de éste, el problema es diferente y debe analizarse de nuevo.

II.6.3 Transiciones

Muchas veces la diferencia de tamaños de los materiales en contacto, por ejemplo en la frontera entre el enrocamiento y un filtro, es tan grande, que puede suceder que los vacíos del enrocamiento sean de tal tamaño que, si hay posibilidad de flujo, el material fino del filtro sea arrastrado a través de ellos, o el caso inverso, que el material del filtro sea tan fino que logre pasar a través del enrocamiento, entonces será necesario colocar entre ellos materiales de transición que

eviten dicha fuga de materiales. Las transiciones, en su caso, deberán cumplir con los requisitos de los filtros.

II.6.4 Respaldos de enrocamiento

Los respaldos de una presa tienen por objeto primordial dar estabilidad a la cortina; además proporcionan protección a los paramentos, sobre todo al de aguas arriba, al defenderlo de los efectos de oleaje. Existen 3 formas de colocar el material:

- a) Enrocamiento colocado a volteo. Consiste en colocar los fragmentos de roca o piedra, descargándolos por volteo desde un altura determinada. La eficacia de estos enrocamientos depende de varios factores: la calidad de la roca, peso y tamaño de las piedras, forma de las rocas, talud de la presa, etc.
- b) Enrocamiento acomodado a mano. En este caso las piedras son colocadas a mano siguiendo un patrón determinado, que ofrezca el mínimo de huecos, este procedimiento es costoso y a veces se emplea en los paramentos de los respaldos.
- c) Enrocamiento compacto. El enrocamiento a volteo tiene algunos inconvenientes debido a que forma una masa suelta,

muy segregada y susceptible de deformaciones por reacondamamiento; debido a ésto se consideró que el enrocamiento debía ser colocado en capas de 1 a 2.5 m, "bandeadas" con tractor pesado; en algunos casos, la limitación del tamaño máximo del enrocamiento a valores comprendidos entre 30 y 60 cm hizo posible reducir el espesor de la capa de 50 a 100 cm, permitiendo incrementar la energía de compactación por unidad de volumen con equipos menos pesados; además se han usado con bastante éxito vibradores mecánicos para llevar al cabo la compactación, debido a la influencia de la vibración sobre los "suelos" granulares.

II.6.5 Trincheras

Cuando el material de la cimentación es muy permeable y además su espesor no es demasiado grande, puede llevarse el corazón hasta el estrato impermeable, por medio de una trinchera, Fig II.15

Una trinchera es una excavación de gran magnitud; el construir una trinchera trae aparejados otros problemas que pueden influir en el criterio de selección, por ejemplo el bombeo de las filtraciones y la estabilidad de los taludes. El material de relleno y su colocación deben cumplir las mismas especificaciones que las del corazón impermeable.

Otro tipo de trinchera es la llamada pantalla de lodos, ésta es una excavación de una zanja de 1 a 3m de ancho y la profundidad requerida para llegar a la roca. El relleno es una mezcla de arena, grava y bentonita, con una buena graduación; el principal problema que se puede presentar es la segregación del material de relleno.

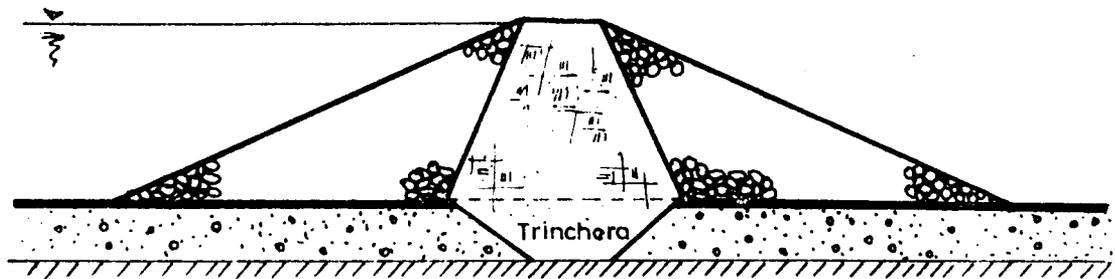


Fig II.15 Trinchera, cuando la profundidad de la cimentación lo permite

II.6.6 Delantales

Cuando la profundidad desde la base de la presa a la roca es grande pero la permeabilidad es baja, una solución al problema de filtraciones y como consecuencia de tubificaciones, es la construcción de delantales impermeables, que no son más que la prolongación del corazón impermeable hacia aguas arriba. Fig II.16

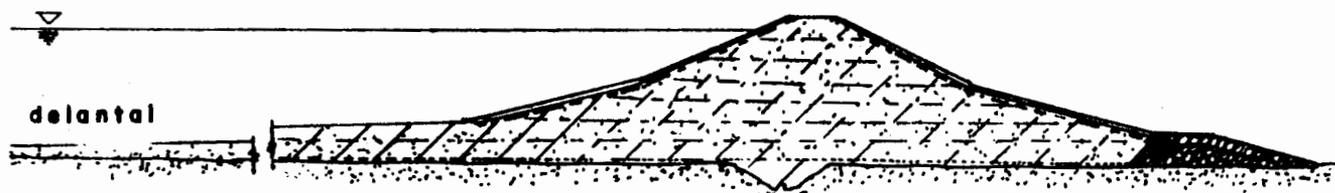


Fig II.16 Presa con delantal

La longitud del delantal dependerá de la altura o carga del embalse y de la permeabilidad y espesor de la cimentación.

II.6.7 Tablaestacados

Cuando la cimentación es permeable y no contiene boleos o materiales de gran tamaño, se pueden usar tablaestacas (las más usuales son las de acero) sin embargo su empleo es escaso.

II.6.8 Pantallas rígidas

Cuando el estrato permeable es muy grande se pueden usar pantallas rígidas, que son obstáculos que parten de una zona impermeable de la presa, hasta la región impermeable de la cimentación. Las pantallas se pueden formar inyectando materiales impermeables o colando pilotes o tableros de concreto.

II.6.9 Pantallas de Inyecciones

En depósitos de aluvión hasta profundidades de más 100 m se pueden usar las pantallas de inyección, Fig II.17, para impermeabilizar dichas cimentaciones.

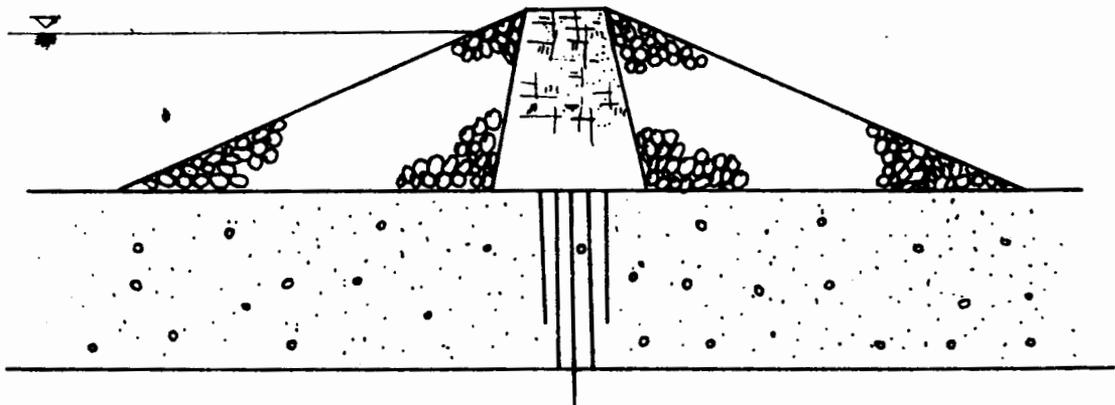


Fig II.17 Pantalla de Inyección

Una cortina de inyecciones se inicia haciendo varias filas de barrenos a distancias de 2 a 3 m, encamisadas para evitar derrumbes. Una vez hecho esto se procede a inyectar el producto seleccionado a presión.

Los productos inyectables son de tres tipos: líquidos, suspensiones inestables y suspensiones estables. Los primeros son soluciones de silicato de sodio con un reactivo, resinas sintéticas o hidrocarburos, los segundos son lechadas de agua y cemento y los últimos son mezclas de arcilla, cemento, arena y

agua.

Las lechadas inestables se usan para tratar rocas fracturadas, las suspensiones estables se emplean para tratar depósitos de aluvi6n grueso, los productos qu6micos se usan para llenar huecos de arenas finas, conglomerados o areniscas.

A) Inyecci6n de aluviones

El tratamiento se realiza con mezclas estables. H. Cambefort⁽⁴⁾, estudi6 dos casos ideales de escurrimiento, que presentamos solamente como ilustraci6n del tipo de problemas que se presentan.

a) En un medio homog6neo e is6tropo

Para este caso 6l obtuvo la siguiente ecuaci6n

$$P_0 - P = \frac{Q\bar{\gamma}}{CK} = \frac{Qv\gamma}{cK_0v_0} \quad (1)$$

donde:

- K = permeabilidad del suelo
- v = viscosidad de la mezcla
- $\bar{\gamma}$ = peso volum6trico de la mezcla
- P_0 = presi6n de inyectado
- P = presi6n del suelo antes del inyectado
- K_0 = permeabilidad para el agua

v_0 = viscosidad para el agua

Q = gasto de la lechada cuando se alcanza la condición de escurrimiento permanente.

C = coeficiente, $C = 4\pi r_0$ si se supone que el flujo es esférico de radio r_0 .

La duración teórica de inyectado " t " será función del radio de acción o penetración, entonces:

$$Q = 4n\pi r^2 \frac{dr}{dt} \quad (2)$$

Resolviendo esta ecuación diferencial tendremos

$$t = \frac{4n\pi (R^3 - r_0^3)}{3Q} \quad (3)$$

donde:

n = porosidad

r_0 = radio de la fuente

R = radio de acción o penetración

La solución gráfica de la ecuación 3 se presenta en la figura II.18

De las ecuaciones 1 y 3 puede determinarse la distancia entre barrenos para formar una pantalla continua.

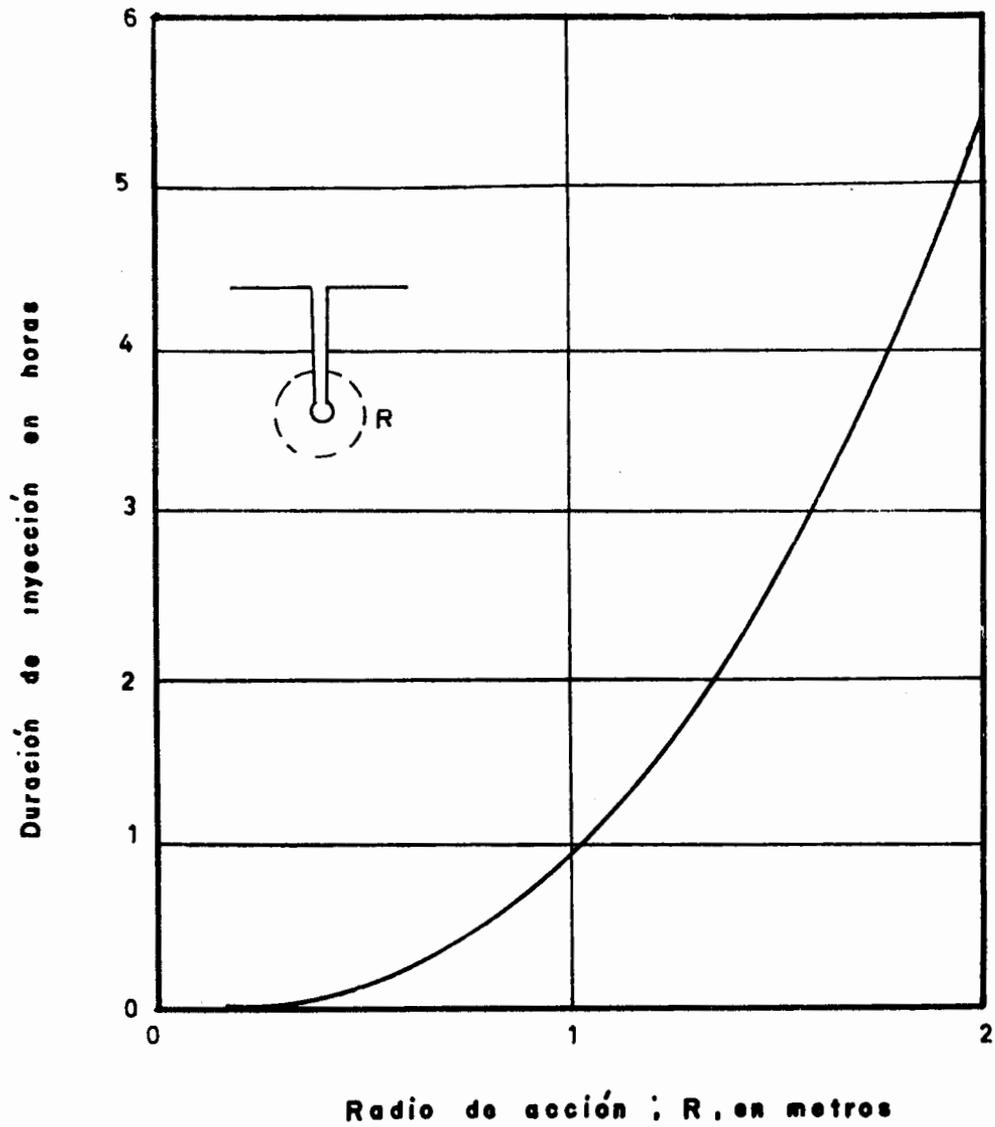


Fig II.18 Avance de la inyección en función del tiempo.

- b) Si el suelo es estratificado, cada capa tendrá diferente permeabilidad, por lo tanto la lechada variará de un estrato a otro. Se recomienda entonces la fórmula de Dupuit:

$$P_0 - P = \frac{Q \gamma v}{2 K_0 v_0 e} \ln \frac{R}{r_0} \quad (1)$$

donde:

e = espesor de la capa

los demás términos están definidos en las tres ecuaciones anteriores.

La duración de inyectado se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q = 2n\pi r e \frac{dr}{dt}$$

Resolviendo esta ecuación diferencial:

$$t = \frac{n \pi e (R^2 - r_0^2)}{Q}$$

siendo r_0 el radio del barrenado.

El procedimiento más usado para inyección en aluviones es el de tubo-manguito, Fig II.19, que a continuación se describe:

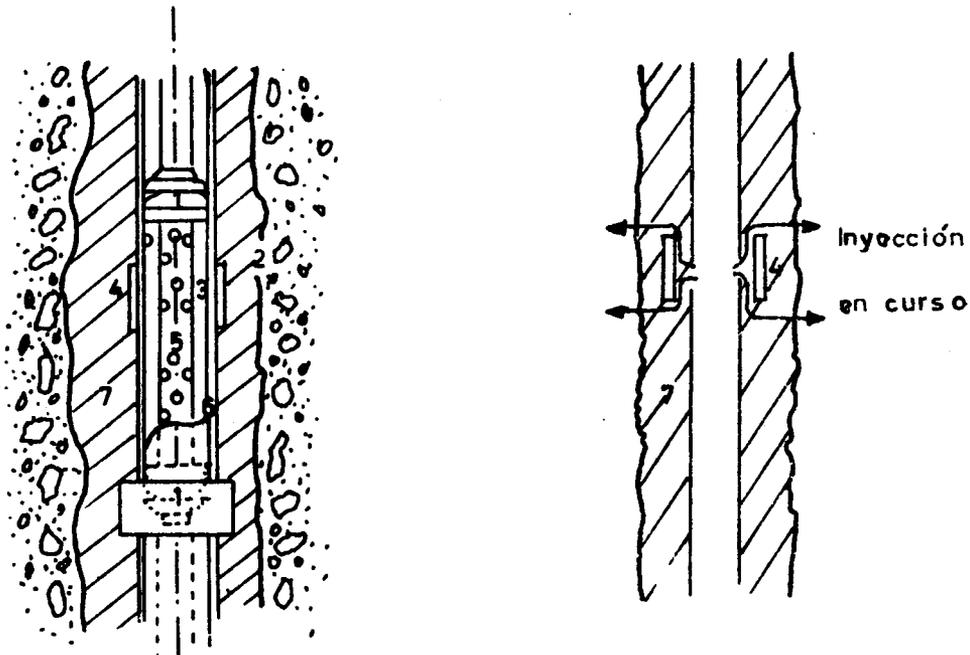


Fig II.19 Inyección de aluviones, método tubo-manguito.

Notación de la figura II.19

1. Obturador doble
2. Pared de la perforación
3. Orificio de inyección
4. Cople de caucho
5. Tubo de inyección
6. Tubo sellado en la perforación
7. Material semi-plástico

Se hace un barrenos, generalmente de 7.5 cm de diámetro con la longitud necesaria según la profundidad que se desee tratar, en esta perforación se introduce el tubo-manguito, que es un tubo de acero de 5 cm de diámetro, perforado a cada 30 cm, estas perforaciones son cubiertas con un manguito de hule, en el

espacio entre la pared de la perforación y el tubo-manguito se coloca un relleno con una mezcla de cemento y arcilla, por el tubo-manguito se introduce el tubo inyector que tiene dos obturadores y el tramo comprendido entre ellos perforado. Entonces con una presión que depende de la mezcla arcilla cemento colocada entre el tubo-manguito y la pared del barreno, se produce la rotura de dicho relleno y la lechada penetra en el aluvión. Se desplaza el tubo interior al orificio inmediato superior o inferior y se repite la operación.

Este método tiene la ventaja de que puede seguirse cualquier orden para inyectar estratos a diferentes niveles. Las presiones de inyección varían entre 10 y 30 kg/cm². Debe tenerse un control muy cuidadoso de las presiones, pues se pueden provocar levantamientos por sobrepresiones.

B) Inyección en rocas agrietadas

En muchas ocasiones las grietas se encuentran rellenas de arcilla, arenas o gravas, entonces se debe proceder a limpiarlas por medio de chiflones de aire o agua; una vez limpias o parcialmente limpias, se procede a la inyección.

Las rocas fisuradas son tratadas con suspensiones inestables, generalmente mezclas de agua y cemento. Es importante cuidar la relación agua cemento (A/C), que debe diseñarse para cada caso particular.

La inyección se suspende cuando se presenta el rechazo (presión máxima especificada en función del tipo de roca, fisuración y profundidad) si la relación A/C se hubiera escogido correctamente, para un gasto constante de lechada Q , la presión va creciendo progresivamente hasta llegar al rechazo, como es difícil escoger correctamente la relación A/C ,

H Cambefort ha propuesto un conjunto de reglas basado en el número de Lugeon (1 lugeon = 1 litro por minuto x metro, bajo una presión de 10 kg/cm^2), las reglas para la inyección son las siguientes:

De 1 a 2 lugeons, comenzar el inyectado con A/C = 8 y llegar al rechazo con 4.

De 2 a 5 lugeons, iniciar con A/C = 8, pasar a 4 y obtener el rechazo con 2 si no se alcanza con el anterior valor de A/C.

De 5 a 10 lugeons, empezar el trabajo con A/C= 4 continuar con 2 y si el rechazo no ocurre, aumentar A/C a 1.

II.6.10 Drenes y galerías

Las filtraciones en la cimentación no sólo presentan problemas de pérdida de agua; también producen efectos de subpresión que se traducen en una flotación que equivale a una reducción de peso propio de la presa, entonces es necesario construir un sistema que alivie esas presiones. Rara vez es necesario en el caso de presas de materiales sueltos.

Un sistema de drenaje puede ser desde simples perforaciones desde la superficie a profundidades de 10 o 20 m, hasta la construcción de galerías desde donde se pueden perforar los barrenos para aliviar las presiones, ver fig II.20

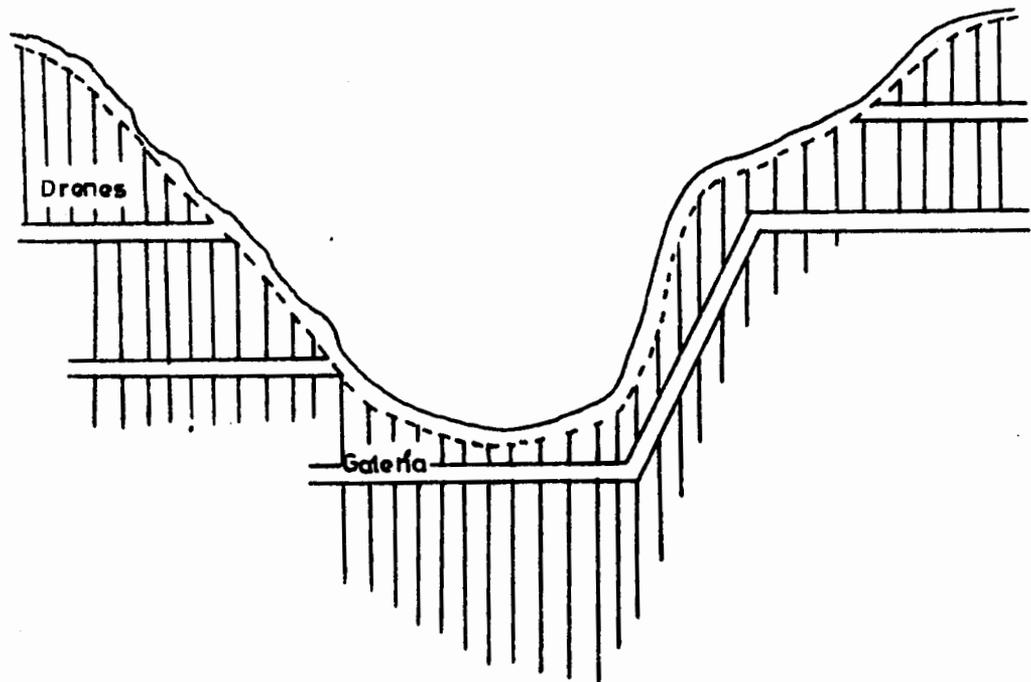


Fig II.20 Sistema de drenes y galerías
(no usual en presas de tierra
y roca)

II.6.11 Pozos de alivio

En casos en que la cimentación de una presa está constituida por estratos donde se alternan capas impermeables con otras permeables, pueden presentarse subpresiones que pueden dañar a las capas impermeables superiores, en este caso, para evitar estas subpresiones se hacen perforaciones verticales de

50 a 100 cm de diámetro; con objeto de evitar derrumbes se introducen tubos con perforaciones, los cuales se rodean de un filtro para impedir que el material externo los tape, éstos son los llamados pozos de alivio que se colocan aguas abajo de la presa, Fig II.21

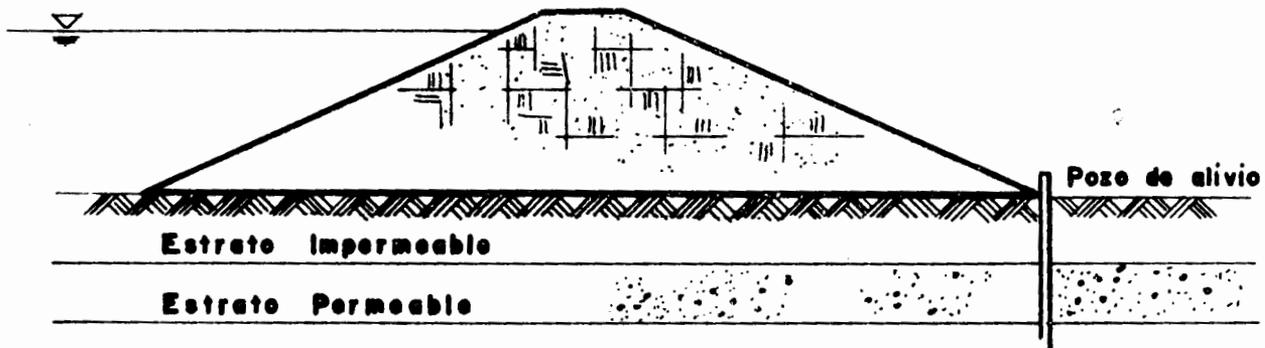


Fig II.21 Pozo de alivio en una presa

II.6.12 Ataguías

Son presas pequeñas o simplemente barreras que se construyen para impedir que el agua penetre en la zona de construcción de la presa. Las ataguías pueden tener carácter temporal como es el caso usual de las ataguías de acero, concreto o madera, pero muchas veces estas ataguías son construidas con carácter permanente al integrarse el cuerpo de la presa. Una presa construida en esta forma se presenta en la figura II.22

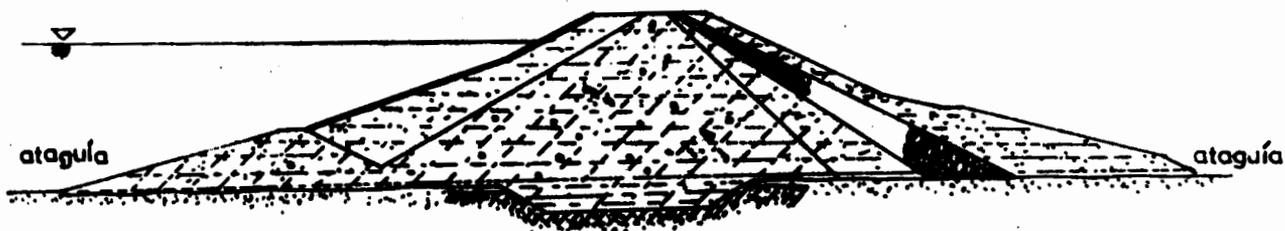


Fig II.22 Presa con ataguías integradas

II.6.13 Conductos a través de la cortina

Los conductos a través de una cortina (generalmente pertenecen a la obra de toma), pueden ocasionar grandes problemas; algunos de ellos son los siguientes:

- a) Fugas a través de juntas o fisuras
- b) Fallas del ducto por deformación diferente al cuerpo de la cortina
- c) Formación de vías para el agua entre la pared del tubo y el terreno o el terraplén de la presa.

Por todos estos problemas deberá evitarse hasta donde sea posible la colocación de ductos a través del cuerpo de la presa, debiendo colocarlos en una trinchera situada sobre el terreno natural, Fig II.23

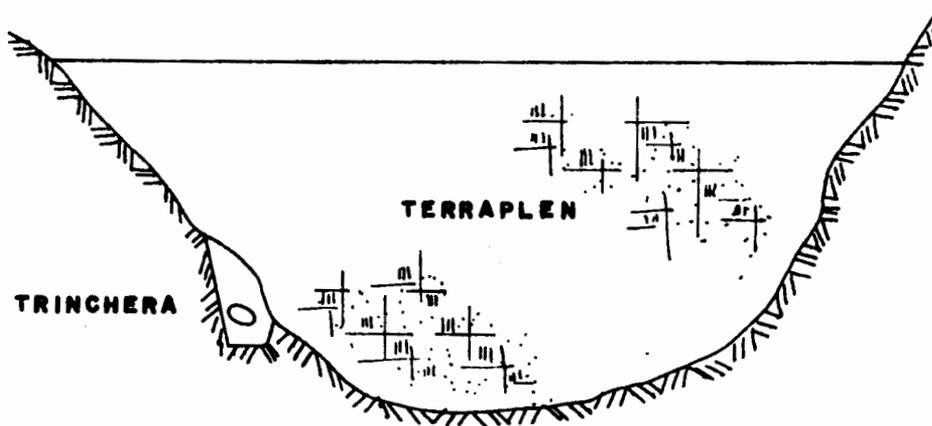


Fig II.23 Colocación aceptable de un conducto bajo el terraplén.

II.6.14 Cresta o corona

La anchura de la corona de una presa de tierra debe ser tal que mantenga la línea superior de filtraciones dentro de la presa, cuando el vaso esté lleno.

La selección del ancho mínimo puede estar regida por factores como: la posibilidad del paso de carreteras o ferrocarriles sobre ella, Fig II.7, la factibilidad de construcción, el tipo de material del cuerpo de la presa o de la altura de la cortina, Basado en este último factor el U.S.B.R propone la siguiente ecuación:

$$B = \frac{hd}{5} + 3.05$$

donde:

B = anchura de la corona en m

h_d = altura de la presa en m

La corona debe cubrirse con algún tipo de material para evitar la posibilidad de erosión, y debe tener bombeo con inclinación hacia el talud aguas arriba, a menos que el talud aguas abajo tenga protección contra erosión tan eficiente como la del talud aguas arriba. Deberán colocarse barandales protectores, alumbrado si es necesario, un retorno en caso de uno de los extremos de la corona no tenga salida, y todo aquello que sea necesario atendiendo a los objetivos de la obra.

Generalmente a las presas de tierra se les dan contraflechas, para que después de los asentamientos de la cimentación y del cuerpo de la presa se siga conservando el bordo libre; tampoco existe un criterio definido; la práctica mexicana utiliza la siguiente fórmula propuesta por el U.S.B.R para presas sobre cimentaciones relativamente incompresibles:

$$C_f = 0.01 h$$

donde:

C_f = contraflecha en m

h = altura de la presa en m

II.6.15 Bordo libre

Se define como la distancia vertical del NAME al punto más bajo de la corona. Es importante la correcta selección del bordo libre en una presa de tierra, ya que éstas no pueden en ningún momento trabajar como estructuras vertedoras*, pues corren el riesgo de falla por erosión. Por lo tanto el cálculo de la avenida de diseño debe ser muy cuidadoso, así como la consideración del oleaje en el vaso; el bordo libre puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$B.L. = H_1 + H_2 + H_3$$

donde:

B.L. = bordo libre

H_1 = sobreelevación del agua por efectos del viento

H_2 = altura de rodamiento de las olas sobre el talud de la presa

H_3 = altura adicional de seguridad

La sobreelevación del agua por efectos del viento H_1 . Esta sobreelevación se origina cuando el viento sopla sobre la superficie, entonces se ejercen esfuerzos horizontales sobre el agua en la misma dirección del viento. Esto origina una sobreelevación del agua ("marea de viento") en la frontera hacia la cual sopla el viento y una depresión en la frontera don

* Salvo presas pequeñas diseñadas especialmente.

de se origina. Fig II.24

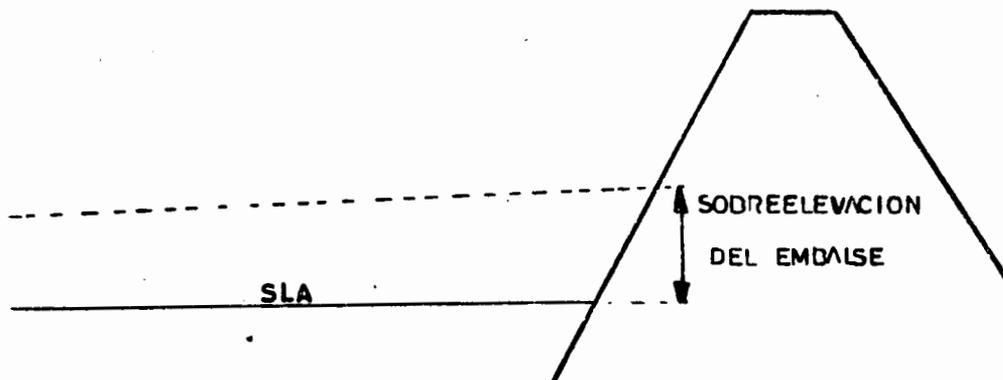


Fig II.24 Sobreelevación del embalse por efecto del viento

Esta sobreelevación puede estimarse con la siguiente fórmula tomada de los trabajos de T. Saville⁽⁸⁾:

$$H_1 = \frac{u^2 F}{62768 D}$$

donde:

H_1 = sobreelevación del agua por efectos del viento en m

u = velocidad del viento, en km/h

F = Fetch o longitud de la superficie de agua sobre la cual el viento actúa, en Km

D = profundidad media del vaso a lo largo del Fetch en m

A continuación se analizan algunos de los parámetros citados en la anterior ecuación:

Fetch efectivo: Generalmente se ha considerado como la mayor longitud a partir de la cortina, que puede recorrerse en línea recta sobre el vaso, sin embargo en vasos encañonados el fetch efectivo tendrá una trayectoria curva cuando el viento actúa. T. Saville⁽⁶⁾, propone el siguiente método para el cálculo del fetch efectivo.

En este método se considera que el efecto de cualquier segmento en el fetch se indica mediante la relación entre la longitud real del segmento y la que tendría el fetch sin tomar en cuenta su ancho, es decir esa relación es la proyección de estas longitudes sobre el eje central.

También supone que la efectividad del viento en la generación de olas es proporcional al coseno del ángulo de la dirección del viento promedio, entonces la efectividad total de cada segmento de fetch es proporcional al producto del coseno del ángulo α y la proyección de las longitudes sobre el eje central. La efectividad total del fetch completo es por lo tanto la suma de dichos productos entre la suma de los cosenos. Se acostumbra dividir el embalse en sectores radiales a intervalos de 6° (generalmente se considera un sector de 45° a cada lado del radio central, pues se supone que el viento ya no influye en una área mayor), por lo tanto obtendremos la siguiente ecuación:



$$F = \frac{\sum X_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

donde:

F = longitud del fetch efectivo en km

X_i = longitud efectiva de cada radial en km

α_i = ángulo de cada radial

Ejemplo II.3 Calcular el Fetch efectivo del vaso mostrado en la figura II.25

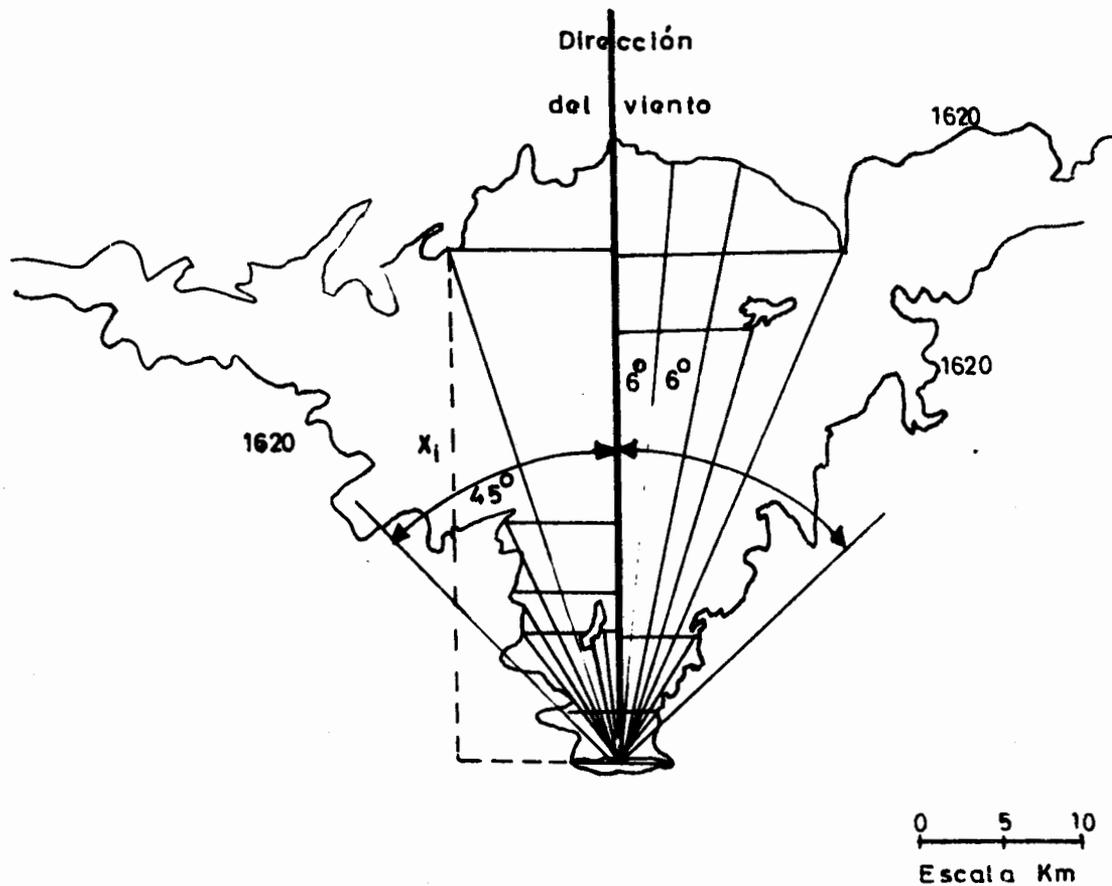


Fig II.25 Cálculo del fetch efectivo

Utilizamos la siguiente tabla:

α	$\cos \alpha$	X_i	$X_i \cos \alpha$
42	0.743	3.0	2.229
36	0.809	7.0	5.663
30	0.866	10.5	9.093
24	0.914	15.5	14.167
18	0.951	33.5	31.858
12	0.978	7.5	7.335
6	0.995	9.0	8.955
0	1.000	40.0	40.000
6	0.995	39.0	38.805
12	0.978	39.0	38.142
18	0.951	28.0	26.628
24	0.914	33.0	30.162
30	0.866	8.0	6.928
36	0.809	3.5	2.831
42	0.743	2.0	1.486

TOTALES: 13.512 264.2820

Por lo tanto el fetch efectivo será:

$$F = \frac{264.282}{13.512} = 19.559 \text{ km}$$

Velocidad del viento

La velocidad del viento se mide a 10 m de altura en cada uno de los extremos del fetch. Dicha velocidad se verá afectada por dos factores: un tiempo mínimo de duración y una corrección debida a que generalmente la velocidad es medida sobre

la tierra y no sobre el agua que es lo más indicado. La velo cidad afectada por estos factores proporciona la velocidad de diseño del viento U , que es la que se supone produce el oleaje.

En la tabla II.6 se muestran los valores de la relación de la velocidad del viento sobre el agua y sobre la tierra para algunas longitudes de Fetch.

Fetch en km	1.00	3.00	6.00	10.11	15.00
$U_{\text{agua}}/U_{\text{tierra}}$	1.09	1.20	1.27	1.31	1.31

Tabla II.6 Relaciones de velocidad del viento entre la tierra y agua, tomado de la referencia(5)

Cálculo de las características del oleaje. Se llama altura de ola significativa H_{Δ} , al promedio pesado del tercio de las olas más altas que se presentan en el sitio bajo estudio.

Las características de una ola son altura, período y longitud Fig II.26

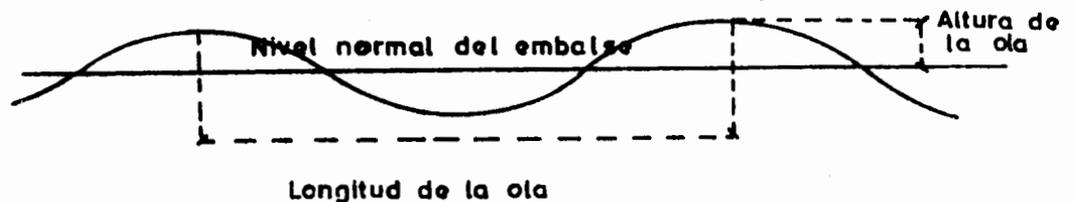


Fig II.26 Longitud y altura de la ola

A continuación se presentan tres ecuaciones para calcular dichas características para la ola significativa H_{δ} :

a) Altura de la ola significativa:

$$\frac{g H_{\delta}}{u^2} = 0.0026 \left(\frac{g F}{u^2} \right)^{0.47}$$

donde:

- F = longitud del fetch efectivo en km
- g = aceleración de la gravedad
- H_{δ} = altura de la ola significativa
- u = velocidad del viento integrado

La ecuación es válida en el intervalo:

$$10 < gF/u^2 < 4000$$

b) Período de la ola significativa T_{δ} , está definido como el intervalo entre dos alturas de ola.

$$\frac{g T_{\delta}}{u} = 0.46 \left(\frac{g F}{u^2} \right)^{0.28}$$

c) Longitud de la ola significativa. L_{δ}

$$L_{\delta} = 1.56 T_{\delta}^2$$

T_{δ} está dado en segundos

L_{δ} se da en metros

Altura de rodamiento de las olas sobre el talud. El rodamiento de una ola depende de los siguientes factores:

- a) Período de la ola
- b) Talud (inclinación del paramento)
- c) Rugosidad de la superficie del paramento
- d) Profundidad del agua al pie del paramento
- e) Dirección del oleaje, relativa a la presa

El rodamiento de la ola sobre el talud se presenta en la figura II.27

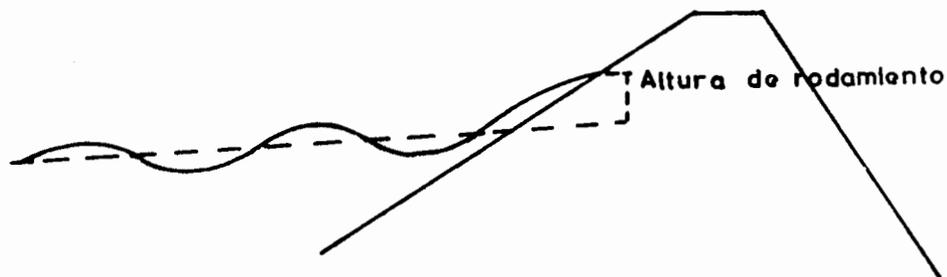


Fig II.27 Altura del rodamiento de una ola sobre el talud

Efectos de la rugosidad de la pendiente. Una ola al chocar contra la presa, rompe y asciende sobre su pendiente (si la hay). La altura de ascenso dependerá de la pendiente, rugosidad, permeabilidad del paramento, así como de las características de la ola H_o/L_o .

En la figura II.28 se muestran las relaciones entre el ascenso y la altura de la ola R/H_o , la esbeltez o pendiente de la ola H_o/L_o y la pendiente del dique. Esta gráfica se obtuvo experimentalmente.

Influencia de la profundidad del agua al pie del dique. Si una ola que se formó en aguas profundas, alcanza la presa sin que haya profundidades menores de un tercio de la longitud de ola se considera que sus características no cambian y entonces en la figura II.34 usaremos $H_o/L_o = H_s/L_s$

Si las olas generadas en aguas profundas llegan a la presa en regiones donde el tirante del agua es menor de un tercio a un medio de la longitud de la ola, la altura de la ola H primero tiende a decrecer para después aumentar, mientras que la longitud L decrece constantemente. Si el tirante del agua continua decreciendo, la relación de esbeltez de la ola, H/L , se incrementa hasta que la ola rompe. Se supone que la máxima altura de ola no puede exceder de $0.78 D$, donde D es la profundidad del agua en el área de acción de la ola.

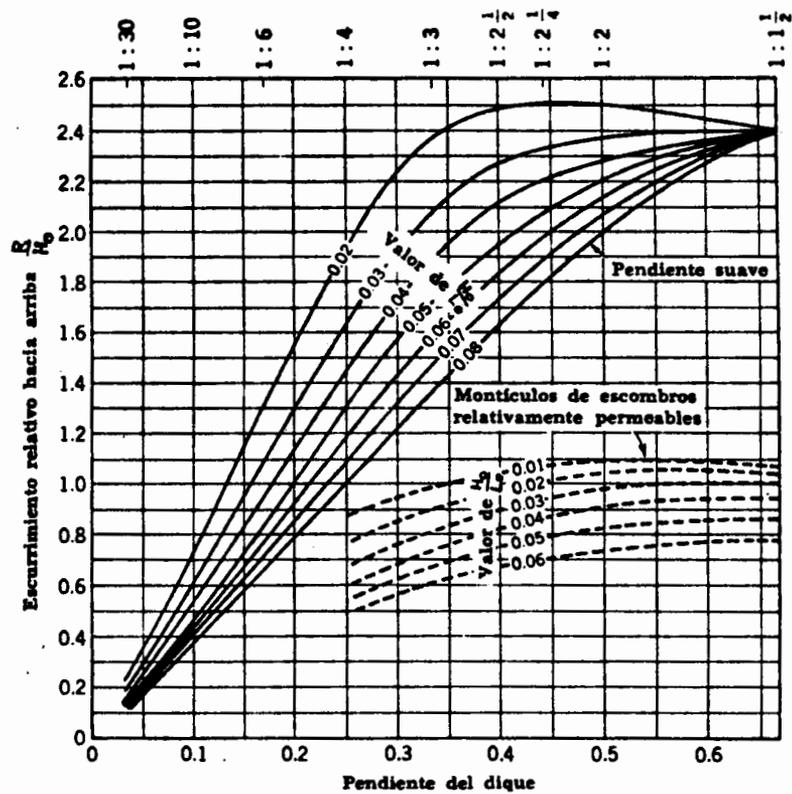


Fig II.28 Relaciones de la ola de escurrimiento hacia arriba contra inclinaciones de la ola y pendientes del dique⁽⁵⁾.

Por lo tanto si la cortina se encuentra en aguas poco profundas, deberán ajustarse las características de la ola ahí generadas para poder calcular el ascenso con la figura II.28

Se pueden presentar dos casos generales:

- a) Puede suceder que en la frontera con la cortina las aguas sean poco profundas ($d < L_s/2$) pero que la altura de la ola significativa sea inferior a $0.78 D$. Se considera que las características del oleaje no cambian y por lo tanto en la figura II.28 se usará $H_0/L_0 = H_s/L_s$

b) Pueden suceder las mismas condiciones, sólo que $H_s > 0.78D$
Las características del oleaje cambian en cuanto a su al
tura, la cual se considera igual a $0.78D$. En la figura
II.28 se usará $H_o/L_o = 0.78 D/L_s$

Con los métodos de cálculo usados actualmente se ha notado,
que el oleaje producido por sismo es menor que el producido
por viento, por lo tanto los diseños de libre bordo se hacen
bajo la última consideración (1).

Asentamiento máximo de la cortina. Se deben incluir asenta-
mientos debidos a compresibilidad y pérdida de altura ocasio
nada por distorsión bajo efectos sísmicos.

II.7 Causas de falla en presas de tierra

II.7.1 Falla por insuficiencia del vertedor

Por ningún motivo en una presa de tierra puede permitirse que
el agua sobrepase la cortina y escurra por el talud aguas aba
jo, por este motivo debe construirse una obra hidráulica que
permita desechar los excedentes de agua, esa obra se llama ver
tedor de demasías.

Cuando no se ha estimado correctamente el gasto correspondien
te a la máxima avenida de diseño que debe pasar por el verte
dor, y es sobrepasada, ocurre que la obra no alcanza a desaho

gar el agua y ésta puede verterse por sobre la presa, dañando el talud aguas abajo, y por lo tanto existe probabilidad de falla.

II.7.2 Falla por tubificación

Cuando el agua fluye a través de un medio poroso, disipa su energía al vencer las fuerzas viscosas que le oponen las partículas del suelo, de igual forma el agua empuja a las partículas en la dirección del flujo; en el momento en que las partículas son arrastradas se produce el fenómeno de tubificación, cuyo nombre proviene de los tubos que se forman a través del suelo por el efecto mencionado. Una característica de la tubificación es que se inicia en el talud aguas abajo y avanza hacia atrás, Fig II.29, es decir hacia el interior de la presa, pudiendo ocasionar el colapso.

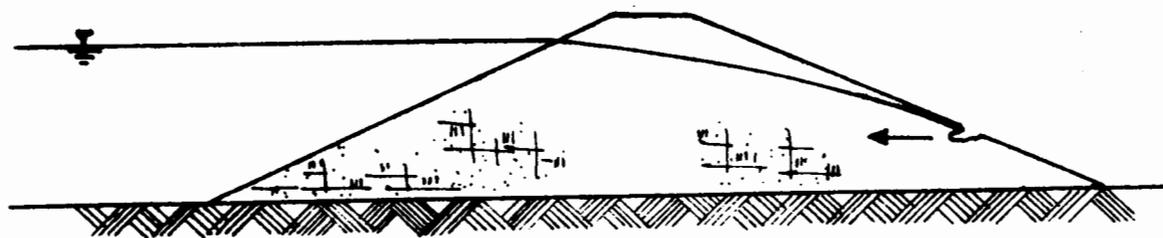


Fig II.29 Avance hacia el interior de la presa de un tubo.

Redes de flujo

Considérese una región de suelo como la mostrada en la figura II.30, a través de la cual fluye agua con velocidad V y cuyas componentes son V_x , V_y , V_z . Supóngase que el régimen se ha establecido.

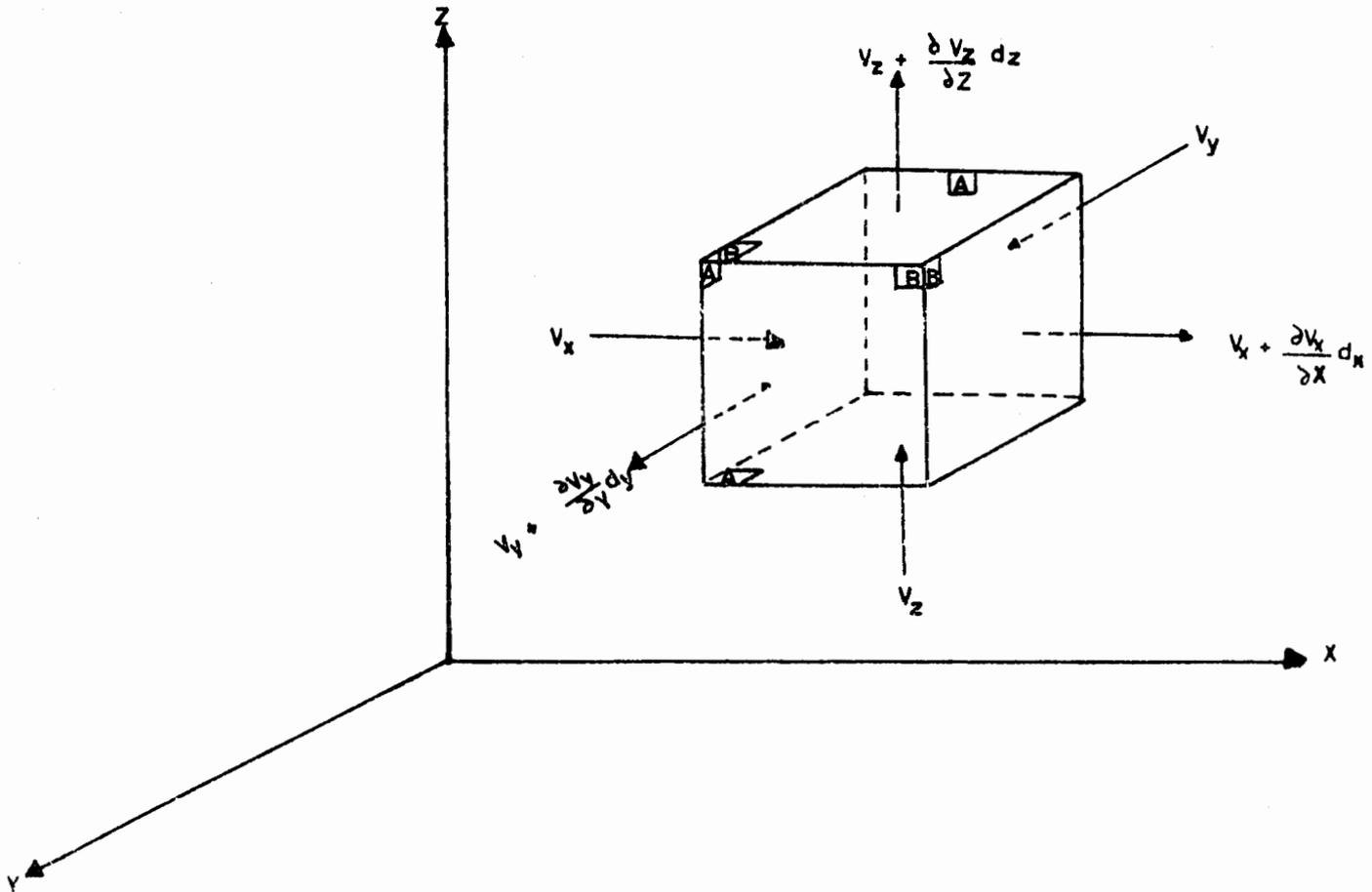


Fig II.30 Región sujeta a flujo tridimensional.

Si arbitrariamente aceptamos que las componentes de velocidades en las caras A, son v_x , v_y , v_z , en las caras B las componentes serán:

$$v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx$$

$$v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy$$

$$v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz$$

Si aceptamos que el suelo está saturado y es incompresible, de la ecuación de continuidad tendremos:

$$v_x dy dz + v_y dx dz + v_z dx dy = (v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) dy dz + (v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy) dx dz + (v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz) dx dy$$

Reduciendo términos semejantes:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

Que no es más que la ecuación de continuidad.

Hagamos uso ahora de la Ley de Darcy:

$$v = -K \frac{\partial h}{\partial l}$$

El gradiente hidráulico $\frac{\partial h}{\partial l}$, también se puede expresar por medio de sus componentes, entonces:

$$v_x = - K_x \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_y = - K_y \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$v_z = - K_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

Sustituyendo estas componentes en la ecuación de continuidad

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Si pretendemos hacer un análisis bidimensional, la anterior ecuación se reducirá a:

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Ahora, si el suelo es isótropo respecto a su permeabilidad, tendremos que:

$$K_x = K_y = K$$

Se reducirá aún más nuestra ecuación, quedando:

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

Esta última tiene la conocida forma de la ecuación de Laplace.

Introduciendo la función:

$$\phi = - Kh + C,$$

deberá cumplirse que:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0$$

y también, de acuerdo con expresiones anteriores, se tendrá que

$$v_x = \frac{\partial \phi}{\partial x}$$

$$v_y = \frac{\partial \phi}{\partial y}$$

La función solución $\phi(x, y) = cte$, representará una infinidad de funciones, obteniéndose una curva distinta para cada valor diferente de la constante C. A la función $\phi(x, y) = cte$, se le conoce como función de potencial.

Consideramos ahora una función $\Psi(x, y) = cte$, llamada función de flujo, que también satisface la ecuación de Laplace:

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = 0$$

y cuyas relaciones con el potencial y la velocidad son:

$$-\frac{\partial \Psi}{\partial y} = v_x \quad ; \quad \frac{\partial \Psi}{\partial y} = -\frac{\partial \phi}{\partial x}$$

$$\frac{\partial \Psi}{\partial x} = v_y \quad ; \quad \frac{\partial \Psi}{\partial x} = \frac{\partial \phi}{\partial y}$$

Una interpretación geométrica nos permite ver que la familia de curvas $\Psi(x,y) = cte$ es ortogonal a la familia de curvas $\phi(z,y) = cte$.

Analicemos la función:

$$\phi = - Kh + C$$

Si en una curva tenemos que $\phi = cte$ en todos sus puntos, implica que h también será constante, es decir todos los puntos de esa curva tendrán la misma carga hidráulica y las llamaremos líneas equipotenciales.

Se puede demostrar que la trayectoria del agua tiene como ecuación $\Psi(x,y) = cte$, por lo tanto podemos inferir que la función $\psi(x,y) = cte$, nos representa la trayectoria física del agua. Las curvas $\Psi(x,y) = cte$, coinciden con las líneas de corriente o de flujo.

Debido a lo complejo que es obtener una solución puramente matemática, se ha recurrido a la solución gráfica que exige se cumplan dos condiciones:

- a) Guardar la ortogonalidad de las dos familias de curvas
- b) Delimitar las condiciones de frontera

Trazo de una red de flujo

Como se trata de un método práctico, deberán dibujarse sólo algunas líneas del número infinito de ellas en la región en estudio.

Existen dos recomendaciones generales:

- a) Las líneas de flujo deberán trazarse de tal manera que el gasto que pase por entre cada dos de ellas sea el mismo (Δq)
- b) Las líneas equipotenciales se trazan tratando que la caída de potencial entre cada dos de ellas sea la misma (Δh) Fig II.31

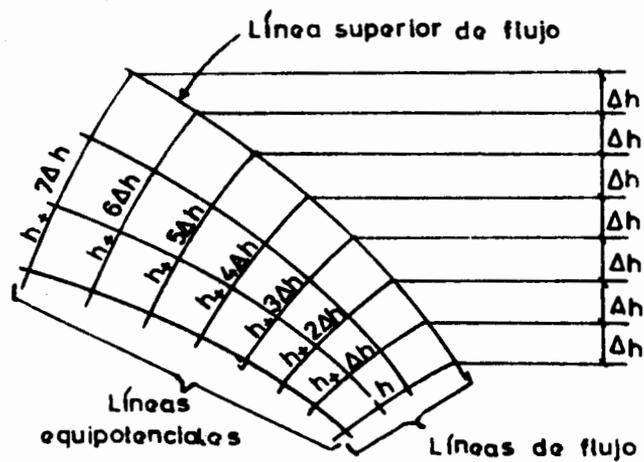


Fig II.31 Trazo de una red de flujo.

El gasto total de filtración puede calcularse con la ecuación:

$$q = K h F_{\delta}$$

donde:

K = permeabilidad

h = carga hidráulica

$$F_{\delta} = \frac{n_{\delta}}{n_e}$$

n_{δ} = número de canales de flujo de la red (canal de flujo: región entre dos líneas de flujo)

n_e = número de caídas de potencial en la red

Delimitación de las condiciones de frontera: Como ya se dijo un requisito para trazar la red es conocer sus fronteras; en presas de tierra ésto no es fácil, ya que no todas las fronteras son fácilmente determinables. Sea la presa de la figura II.32

La línea AB es una línea equipotencial, por tener todos sus puntos la misma carga hidráulica total. La línea AC es una línea de flujo ya que es el límite entre un material permeable y uno impermeable, y por lo tanto el agua en su recorrido la seguirá.

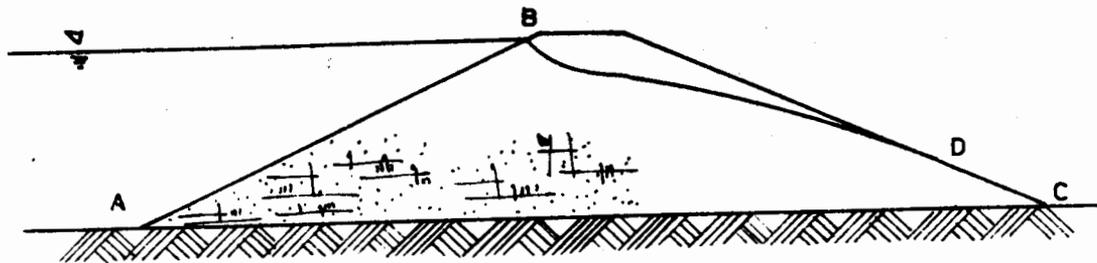


Fig II.32 Delimitación de las condiciones de frontera.

No es fácil determinar las líneas BD y DC porque el punto D no se conoce a priori.

La línea BD debe entrar a la presa formando un ángulo de 90° por lo tanto en el punto B podremos saber como se inicia la línea de corriente superior. Existen casos en que el ángulo del talud aguas arriba es mayor que 90° y habrá que hacer algunas consideraciones adicionales, que no se verán aquí. En la fig II.33 se presenta la forma de entrada de la línea superior de corriente.

Para determinar el punto D, es decir el punto de salida de la línea de corriente superior se demuestra que cuando el ángulo del talud aguas abajo es menor o igual a 90° , la línea de corriente superior debe salir tangente a dicho talud. Fig II.34



Fig II.33 Entrada de la línea superior de corriente

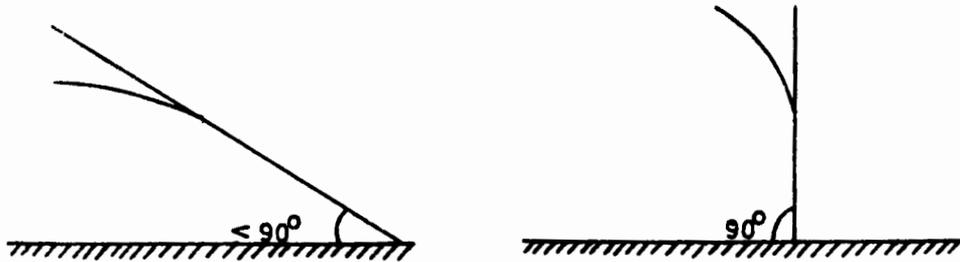


Fig II.34 Salida de la línea superior de corriente

Para poder determinar la posición del punto D, es necesario conocer primero la línea de corriente superior, aquí se presentará la solución propuesta por Kozeny⁽⁷⁾ para ángulos $\alpha = 180^\circ$ fig II.35, donde α es el ángulo medido en la horizontal del lugar. Para este caso existe una solución rigurosa de la ecuación de Laplace, que son un conjunto de parábolas correspondientes a las líneas de flujo y a las equipotenciales, con foco común, en A, Fig II.36, la ecuación de la línea de corriente superior, referida a un sistema de ejes rectangulares con origen en el foco A es:

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$$

donde:

y_0 = ordenada en el origen, de coordenadas de la línea de corriente superior

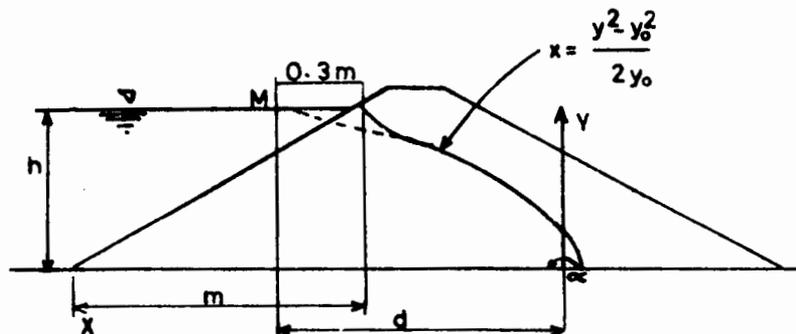


Fig II.35 Posición de la línea de corriente superior.

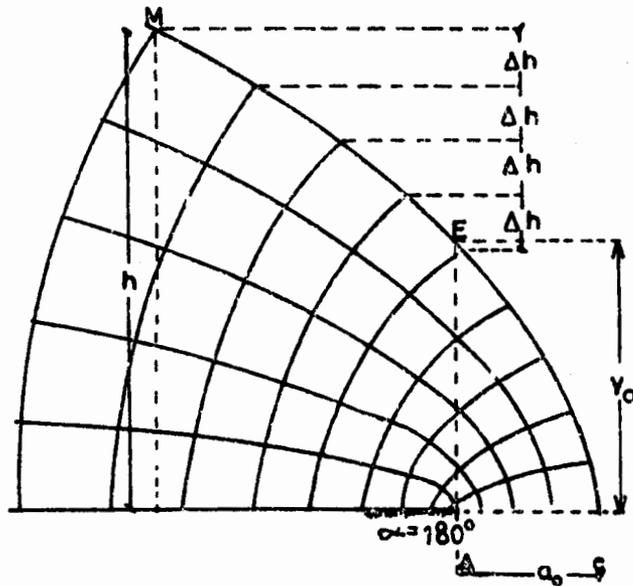


Fig II.36 Solución de Kozeny

En la solución se supone conocido un punto M de coordenadas d y h ver fig II.35 entonces se pueden calcular los valores a_0 y y_0 , ver fig II.36, siendo:

$$a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2}(\sqrt{d^2 + h^2} - d)$$

Es de gran utilidad práctica el trazo de la parábola básica de Kozeny, a continuación se describirá el procedimiento para ello:

El problema puede plantearse tratando de pasar una parábola por el punto M y que tenga su foco en el punto A, ver fig II.37.

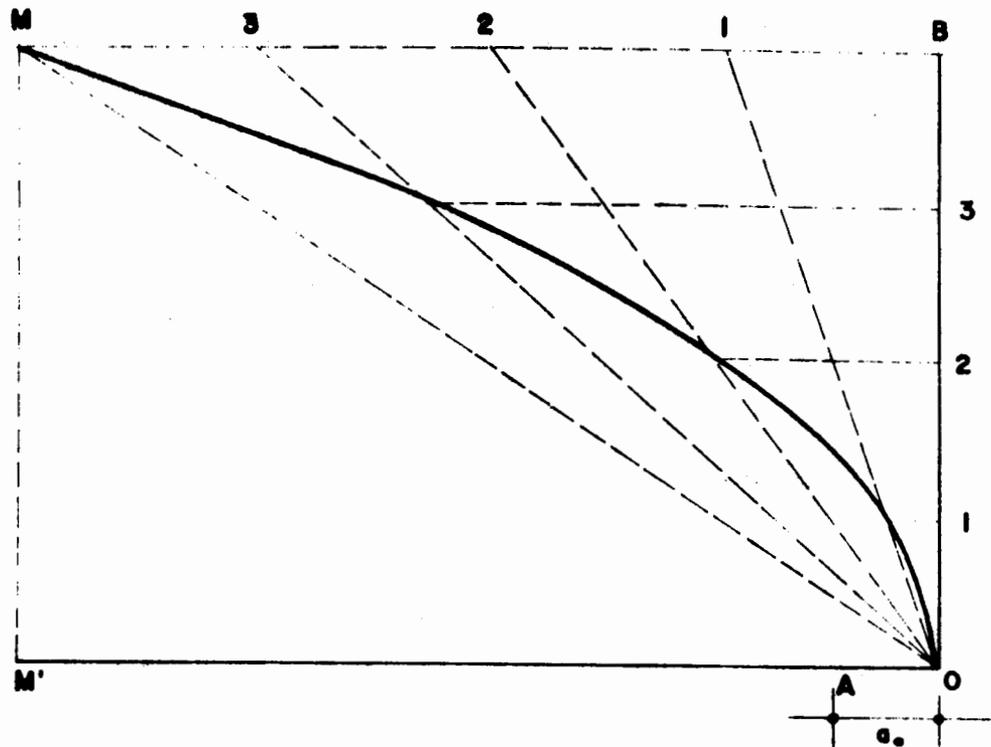


Fig II.37 Método para el trazo de la parábola básica de Kozeny (o de cualquier parábola).

La distancia a_0 se puede calcular con la fórmula:

$$a_0 = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + h^2} - d)$$

Con esto se puede conocer el punto O, por O se traza una vertical que corta a una horizontal que pasa por el punto M, los segmentos OB y MB se dividen en el mismo número de partes, ahora se trazan líneas rectas que unen O con cada uno de los puntos de división del segmento BM, trácense horizontales por las divisiones de OB que intercepten a las rectas que salen de O, estos nuevos puntos corresponden precisamente a la parábola.

A. Casagrande extendió el estudio de la parábola básica de Kozeny, para ángulos α entre 60° y 180° y poder definir el punto de salida B. Para explicarlo se hará uso de la fig II.38

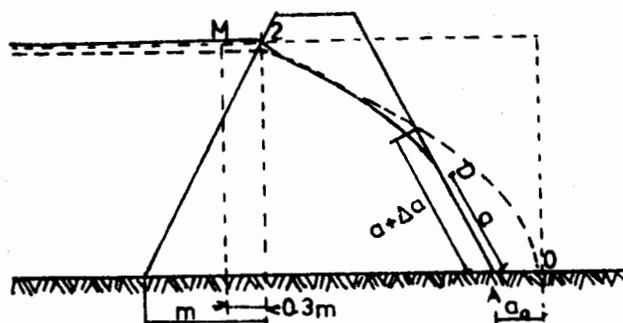


Fig II.38 Solución de A Casagrande para el punto D de salida.

Primero se traza la parábola básica, colocando el foco en el punto A, el punto O se sitúa calculando α_0 como se ha definido anteriormente, este trazo puede hacerse haciendo uso del método citado anteriormente.

El siguiente paso es definir el punto D por medio de la distancia a . A. Casagrande, después de dibujar las redes de flujo para diferentes ángulos α comprendidos entre 60° y 180° y comparada la distancia $a' = a + \Delta a$ entre el pie del talud aguas abajo y la intersección de la parábola básica y dicho talud con la correspondiente distancia a entre el pie del talud y el punto D, entre a y a' , obtuvo una relación que permite

obtener a ; esta relación expresada en la forma $a/(a+\Delta a)$ es la que aparece en la fig II.39

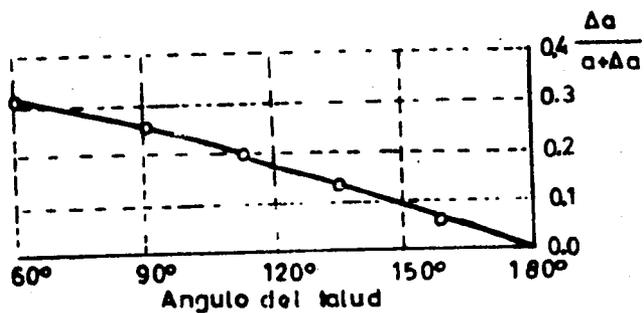


Fig II.39 Corrección de A. Casagrande para la obtención del punto de salida D, de la línea de corriente superior.

Una vez que se conoce el punto D, se traza a mano la corrección a la parábola básica de Kozeny recordando que debe ser tangente al talud aguas abajo

Disponiendo de la red de flujo se puede calcular el gradiente hidráulico y juzgar el peligro de tubificación para tomar las medidas necesarias.

II.7.3 Agrietamiento de la cortina

Las causas de agrietamiento en presas son muchas y muy diversas: construcción deficiente, condiciones topográficas malas, condiciones geológicas poco aceptables, consolidaciones del material al primer llenado y a largo plazo, asentamien-

tos diferenciales debidos a irregularidades de compactación en la cimentación, conductos enterrados u otros; deformaciones por su propio peso, llenados rápidos, sismo, etc.

Las grietas se clasifican como sigue:

- a) Transversales. Arista de la grieta, transversal con respecto al eje de la presa
- b) Longitudinales. Arista de la grieta longitudinal con respecto al eje de la presa

Otra clasificación es la siguiente:

- a) Interiores al cuerpo de la presa
- b) Exteriores al cuerpo de la presa

Las grietas más peligrosas son las transversales, ya que aún cuando midan de 1 a 2 cm son buenos conductos para el agua provocando erosión de sus paredes.

La prevención del desarrollo de asentamientos diferenciales está íntimamente relacionada con la posibilidad de aumentar la resistencia y disminuir la compresibilidad de los terraplenes integrales del cuerpo de la cortina, es por eso que, a continuación se presentan las ideas básicas sobre compactación.

Compactación. Al compactar un suelo se aumenta su resistencia y se disminuye su compresibilidad.

P.R. Proctor propuso un método para controlar la compactación de terraplenes: Si a un suelo se le aplica cierta energía de compactación, el peso específico varía con el contenido de humedad, como se muestra en la figura II.40

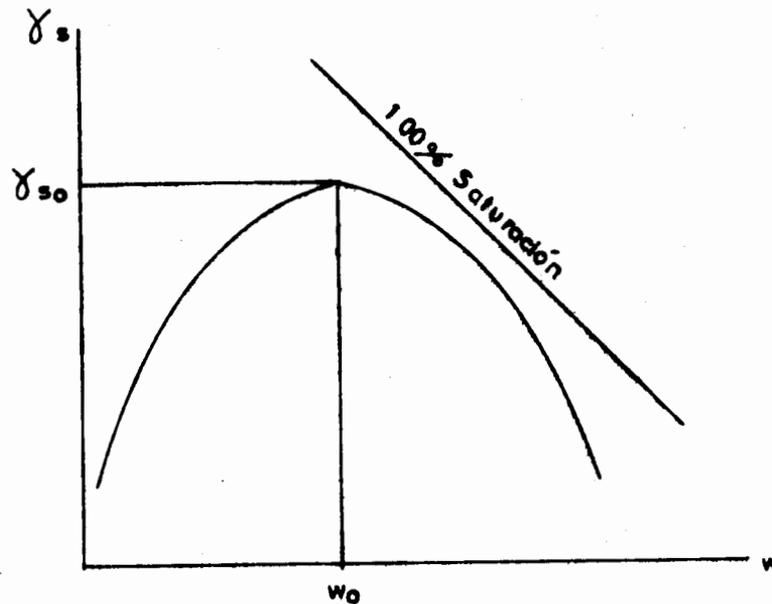


Fig II.40 Curva proctor típica y curva de saturación.

En la anterior figura puede verse que existe un contenido de humedad y una energía de compactación tales, que hacen que el peso volumétrico sea máximo, él les llamó humedad óptima w_0 y peso volumétrico seco óptimo γ_{s0} .

Para pruebas de laboratorio propuso un ensaye que consiste en colocar dentro de un recipiente cilíndrico de ciertas dimensiones, (aunque no tiene influencia en los resultados el variar las medidas si se conservan constantes la energía de compactación y la relación del diámetro del pistón y el espesor de la capa), tres capas iguales del suelo húmedo, cada una de las cuales era compactada por un cierto número de golpes "firmes", dados con un martillo. Esta prueba ha sido modificada en cuanto al número de golpes y capas, altura de caída y peso del martillo como se muestra en la tabla II.7

N O R M A	Peso martillo kg	Altura caída cm	No golpes por capa	No capas	Energía Compact kg cm/cm ³
Proctor modificada	4.54	45.7	25	5	27.70
Proctor Standard	2.50	30.5	25	3	5.48
Proctor SOP Méx.	2.50	30.0	30	3	6.36
S.R.H. México	2.50	33.5	28	3	7.10

Tabla II.7 Normas de compactación para prueba dinámica de laboratorio.

La energía de compactación puede calcularse con la ecuación:

$$E = \frac{W H N_g}{V}$$

donde:

E = energía específica de compactación en kg cm/cm^3

W = peso del martillo en Kg

H = altura de caída en cm

V = volumen total del suelo compactado

N_g = No de golpes

En la construcción, se acostumbra tender capas de 15 a 30 cm de espesor, compactándolas con pasadas repetidas de un equipo de compactación que puede ser:

- a) Rodillo liso
- b) Rodillo "pata de cabra" (el más usual para suelos cohesivos)
- c) Rodillo neumático
- d) Rodillo vibratorio

Control de campo. En suelos impermeables se lleva a cabo por medio del grado de compactación, C :

$$C = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d0}} \times 100$$

donde:

γ_d = peso volumétrico seco

γ_{d0} = peso volumétrico seco óptimo

En gravas y arenas permeables, por medio de la compacidad relativa, C_r :

$$C_r = \frac{\frac{1}{\gamma_s \text{ m\u00edn}} - \frac{1}{\gamma_s}}{\frac{1}{\gamma_s \text{ m\u00edn}} - \frac{1}{\gamma_s \text{ m\u00e1x}}} \times 100$$

donde:

$\gamma_s \text{ m\u00edn}$ = peso volum\u00e9trico seco m\u00ednimo, para el estado m\u00e1s suelto

$\gamma_s \text{ m\u00e1x}$ = peso volum\u00e9trico seco m\u00e1ximo, para el estado m\u00e1s compacto

γ_s = peso volum\u00e9trico seco del material compactado en el terrapl\u00e9n

La relaci\u00f3n entre el n\u00famero de pasos y el grado de compactaci\u00f3n se muestra en la fig II.41

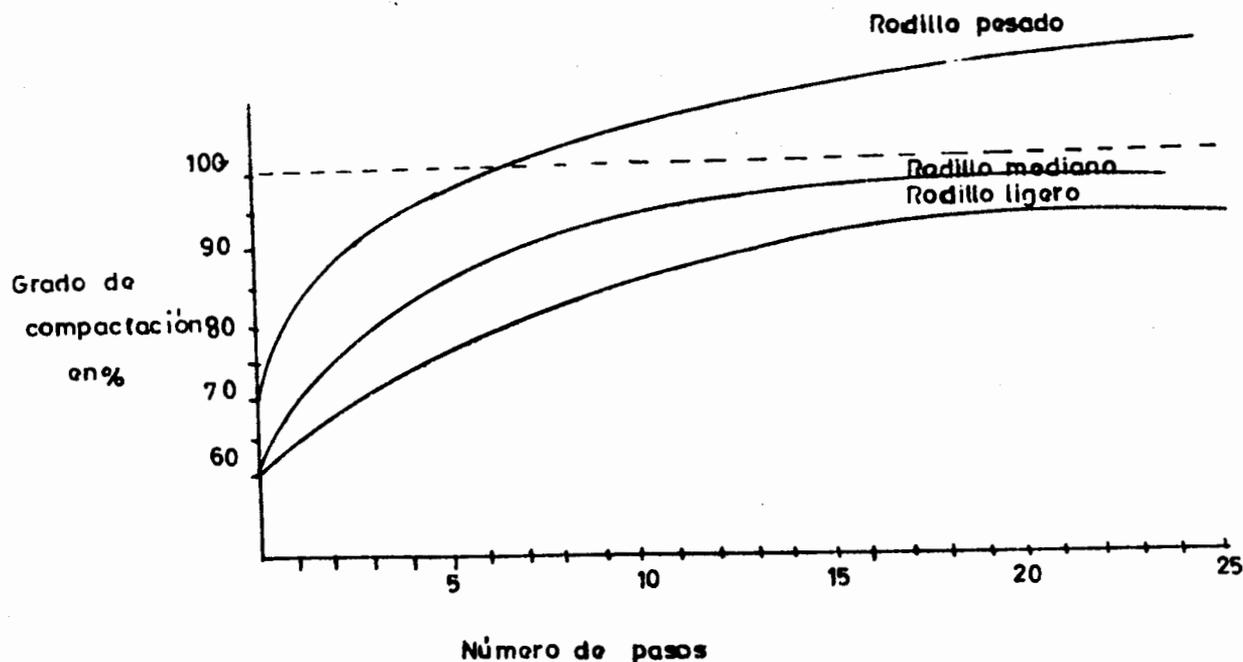


Fig II.41 Efecto del n\u00famero de pasadas de rodillo sobre el grado de compactaci\u00f3n.

II.7.4 Falla por estabilidad de taludes.

Existen tres tipos de fallas de deslizamiento de taludes que son:

Fallas durante la construcción. Estadísticamente se ha notado que este tipo de fallas son las menos frecuentes. Generalmente se han presentado cuando la cimentación está formada por arcillas blandas sobre las que se forman las superficies de fallas, estos deslizamientos pueden ser rápidos, de acuerdo al tipo de material, generalmente son lentas cuando el material es homogéneo, y rápidas cuando existen estratificaciones que favorecen el movimiento. La solución a estos problemas se logra abatiendo las presiones de poro de la cimentación.

Fallas durante la operación. Estas fallas pueden ser superficiales o profundas. Estas últimas se relacionan con el flujo de agua a través del cuerpo de la presa y de la cimentación, debido al incremento de presiones de poro.

Las fallas de tipo superficial pueden estar relacionadas con agentes intemperizantes, como la lluvia, el hielo, el viento.

Fallas después de un vaciado rápido. Se considera un vaciado rápido a un descenso del agua del orden de 20 a 30 cm por día, en general, se dice que hay vaciado rápido si el agua desciende más rápido que la velocidad con que se disipan los

excesos de presión de poro de suelo. Por lo tanto después de un vaciado rápido se tiene el peligro de falla debido a las altas presiones neutrales que existen en el talud a aguas arriba. El problema se incrementa porque el efecto estabilizador del peso del agua desaparece.

Análisis. Método Sueco

Hipótesis:

- a) Se supone una falla circular
- b) El análisis es bidimensional, correspondiente a un estado de deformación plana.
- c) Se acepta la ley de resistencia de Mohr-Coulomb
- d) La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de falla.
- e) No hay interacción entre las dovelas

A) Suelos puramente cohesivos

Le ley de resistencia al esfuerzo cortante:

$$\Delta = c$$

donde:

c = cohesión

Sea la figura II.42, podemos observar que las fuerzas que producen el deslizamiento son el peso del área ABCA por unidad de ancho, está área esta definida por el arco circunferencial del centro O y radio R (trazado arbitrariamente), también se deberán considerar las sobrecargas que puedan existir.

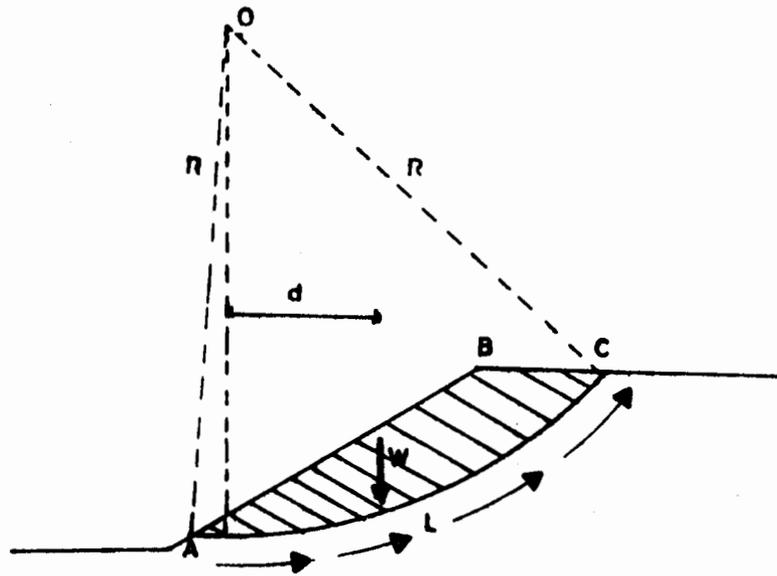


Fig II.42 Método Sueco aplicado a un suelo puramente cohesivo.

Si tomamos momentos con respecto a un eje normal a través de O, como se ve en la figura II.42 tendremos:

$$Mm = W d$$

donde:

Mm = momento motor

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento, son las producidas por la cohesión a través de toda la superficie de falla; tomando momentos con respecto al mismo eje:

$$M_r = c \ell R$$

donde:

M_r = momento resistente

En el momento de falla incipiente tendremos:

$$M_m = M_r$$

$$W d = c L R$$

Definimos como factor de seguridad F.S.:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m}$$

$$F.S. = \frac{c L R}{W d}$$

La mecánica de cálculo es la siguiente:

Se calculan F.S. para varias superficies de falla, y se comparan con un valor de 1.5 que se considera suficiente para asegurar la estabilidad del talud.

B) Suelos con fricción y cohesión

Ley de la resistencia al esfuerzo cortante:

$$\delta = c + \sigma \tan \phi$$

En este caso el método de análisis más usado es el de Fellenius que se puede resumir así:

1. Propóngase un círculo de falla. Fig II.43
2. Divídase en dovelas el círculo elegido. Fig II.43

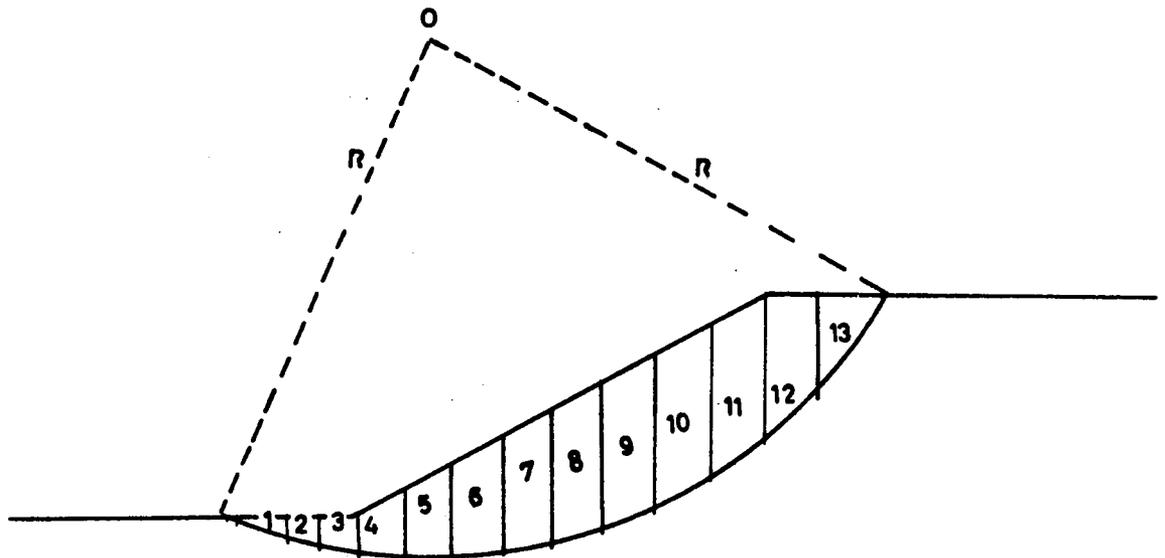


Fig II.43 Círculo de falla dividido en dovelas.

Analicemos por ejemplo la dovela 8. Su peso será w_8 y existirán dos fuerzas de reacción: una normal N_8 y una tangencial T_8 , además por la acción de las dovelas adyacentes se presentarán las fuerzas normales P_7 y P_9 y las tangenciales T_7 y T_9 .

De la hipótesis e), se sigue que P_7 y P_9 se contrarrestan y el momento producido por T_7 y T_9 se desprecia, por lo tanto el equilibrio de la dovela se establece con las fuerzas w_8, N_8 y T_8 , Fig II.44

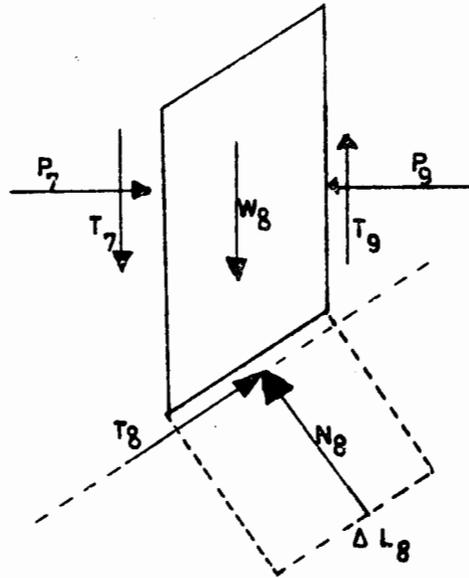


Fig II.44 Equilibrio de la dovela No 8

3. Calcúlese el momento motor de todas las dovelas, será por lo tanto:

$$Mm = R \sum T_i$$

Las fuerzas normales N_i , no producen momentos porque su línea de acción pasa por O.

4. Obténgase el momento resistente :

$$M_r = R \sum_i \Delta L_i$$

5. Determinese el factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum E \Delta L_i}{\sum T_i}$$

6. Compárese el F.S. con el valor de 1.5, que se ha fijado empíricamente, debiendo ser mayor el F.S.

C) Suelos estratificados

Considérese el caso mostrado en la fig II.45

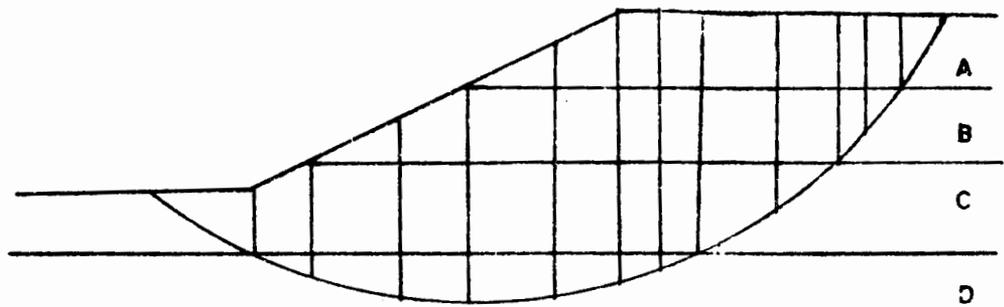


Fig II.45 División de dovelas de un suelo estratificado.

Donde los suelos A,B,C,D tienen diferentes leyes de resistencia al esfuerzo cortante:

$$\delta = c + \sigma \tan \phi$$

Se procederá de manera semejante al caso anterior, debiendo cuidar que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos para facilitar los cálculos. Para obtener el peso de cada dovela, se calcularán las sumas parciales, multiplicando la parte del área de la dovela que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

El análisis de estabilidad de taludes, también incluye análisis por sismo y por fuerza de filtración, a continuación se presentan los factores de seguridad para las combinaciones de análisis más frecuentes:

Condiciones iniciales, presa vacía:

$$F.S. = \frac{\sum N_i \tan \phi + c L}{\sum T_i}$$

Presa con flujo de agua (sujeta a fuerzas de filtración)

$$F.S. = \frac{\sum (N_i - u_i) \tan \phi + c L + N_H \tan \phi}{\sum T_i + T_H}$$

donde:

u_i = fuerza de subpresión en la dovela i . Este valor se

obtiene calculando la presión de poro u , por medio de la red de flujo, en el punto en que se descomponen las fuerzas actuantes, entonces:

$$u_i = u_i l_i$$

siendo:

L_i = longitud de la base de la dovela i

N_H, T_H = componentes normal y tangencial del empuje hidrostático sobre el corazón

Presa con flujo de agua y sismo:

$$F.S. = \frac{\Sigma(N_i - u_i - \Delta N_i) \tan \phi + c L + N_H \tan \phi}{\Sigma(T_i + \Delta T_i) + T_H}$$

donde:

ΔN_i = componente normal de una fuerza horizontal actuando en la base de la dovela, cuya magnitud es:

$$F = C W$$

donde:

C = $\frac{\text{aceleración máxima del sismo}}{\text{aceleración gravitacional}}$

ΔT_i = componente tangencial de una fuerza horizontal actuando en la base de la dovela, calculada en igual forma que la anterior (puesto que es la misma) Fig II.46

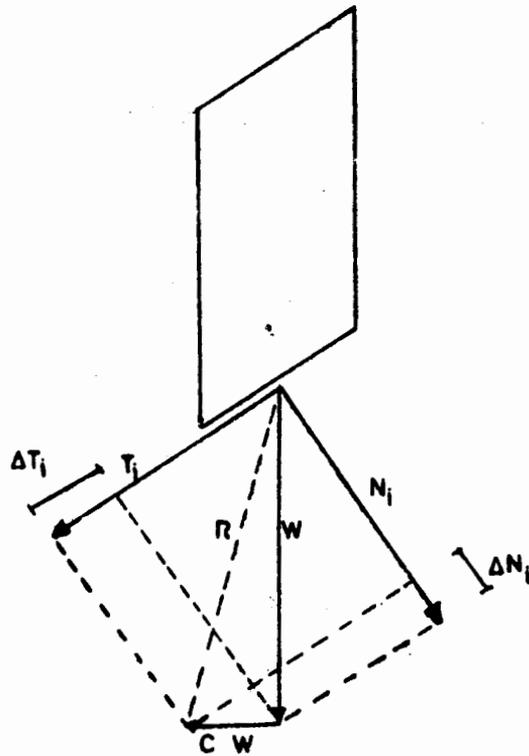


Fig II.46 Incremento de las fuerzas tangenciales y normales debidas a sismo.

Solución gráfica del método sueco:

1. Elijase un número arbitrario de puntos a lo largo del probable círculo de falla, procurando escoger entre ellos, aquellos cuya vertical pase por los puntos de cambio de pendiente en el talud o los puntos donde cambia el material o se intercepta a la línea de saturación.
2. Por cada uno de los puntos elegidos trácese la vertical que intercepte al talud y al círculo, prolongándola hasta interceptar a una línea horizontal AB.
3. A escala, defínese la altura h del material comprendido

entre el talud y el círculo de falla; para cada punto multiplíquese por el peso volumétrico para obtener el valor γh ; pudiendo ser γh formado por varias partes cuando se interceptan diferentes materiales con distinto peso volumétrico. El valor final de γh será la suma de los valores individuales de cada uno de los materiales interceptados en la línea vertical que pasa por el punto en cuestión. Llévase en cada punto del círculo, a una escala arbitrariamente elegida, el valor γh correspondiente y descompóngase cada uno de estos vectores en una componente normal y otra tangencial al círculo, utilizando como guía el radio del círculo.

4. Teniendo a escala los valores $\gamma h \cos \alpha$ (α ángulo entre la normal y el peso) y $\gamma h \sin \alpha$, represéntese gráficamente y a la misma escala sobre la línea horizontal AB, en la proyección del punto correspondiente. Unanse los puntos obtenidos con una curva. De igual manera puede hacerse un diagrama de las presiones de poro, calculadas para cada punto a partir de la línea de saturación, previo trazo de la red de flujo.

5. Mídase con un planímetro, cada área bajo las curvas y se obtendrán así los valores necesarios para calcular el F.S.

Condiciones de trabajo en una presa de tierra. Desde la iniciación de la construcción de una presa hasta cuando está funcionando, los materiales que la constituyen son sometidos a diferentes condiciones de esfuerzo que van cambiando a través del

tiempo. Estos estados se pueden agrupar en tres condiciones:

- a) Condiciones iniciales
- b) Condiciones finales
- c) Condiciones de vaciado rápido

a) Condiciones iniciales. Se presentan cuando la presa está recién terminada en su construcción. Los materiales están sujetos a compresión, con una cierta relación de vacíos y un grado de saturación inferior al 100%. En el material impermeable del corazón, aún no se habrá disipado la presión de poro y para análisis del talud, en el laboratorio se analizarán los materiales con pruebas triaxiales de tipo rápido; los materiales permeables, por el contrario disiparán rápidamente la presión de poro.

b) Condiciones finales: Con el paso del tiempo tanto los materiales permeables de aguas arriba como los impermeables, estarán completamente saturados, los materiales impermeables se consolidarán o expandirán por los esfuerzos impuestos por las fuerzas de filtración y el peso propio. En el laboratorio se efectuarán pruebas triaxiales del tipo drenada rápida, efectuada con especímenes saturados.

- c) Para condiciones de vaciado rápido, se realizará el análisis siguiendo los mismos criterios que para condiciones finales.

Ejemplo II.3 Efectuar el análisis de la estabilidad de la cortina cuya sección se presenta, para condiciones iniciales.

Solución: Consideraremos el agua al NOT, y los resultados de la prueba rápida. A continuación se da la representación gráfica y las tablas de cálculo.

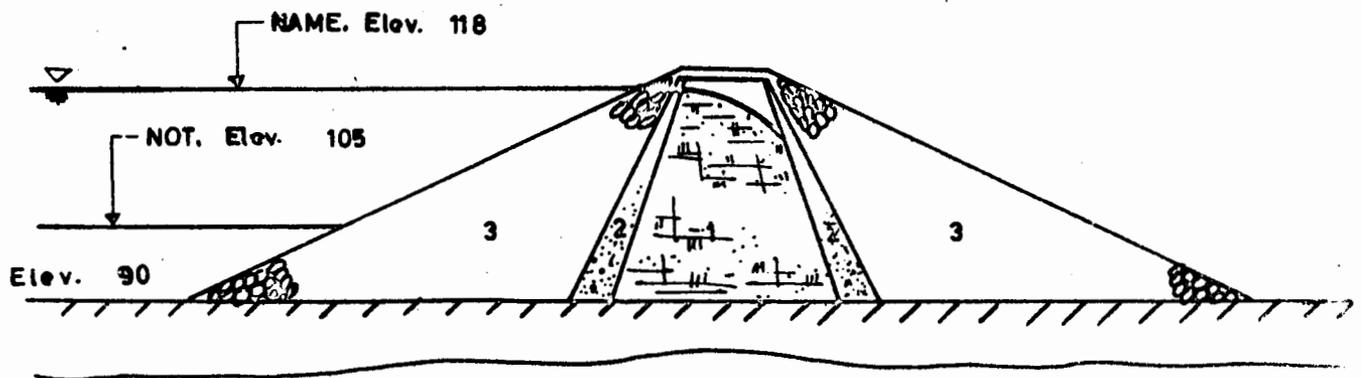


Fig II.47 Sección cortina

- 1 Material impermeable
- 2 Grava y arena bien graduada, compactado al 95% proctor
- 3 Enrocamiento

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

C O N C E P T O		ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3
Densidad		2.695		
P R O C T O R	Peso vol seco T/m ³	1.749		
	Humedad óptima %	17.30		
	Peso vol húmedo T/m ³			
	Peso vol saturado T/m ³			
	Relación de vacíos			
P U E B A R A P I D A	Peso vol seco T/m ³	1.649	2.038	1.600
	Humedad %	22.85	12.53	
	Peso vol húmedo T/m ³	2.026	2.293	1.900
	Peso vol saturado T/m ³	2.037	2.293	1.900
	Relación de vacíos	0.634	0.343	
	Compactación %	94.3		
	Grado de saturación %	97.01	100.0	
Angulo de fricción Int	10°	45°	40°	
Cohesión T/m ²	3.0	0.0	0.0	

Tabla II.8 Propiedades mecánicas de los materiales

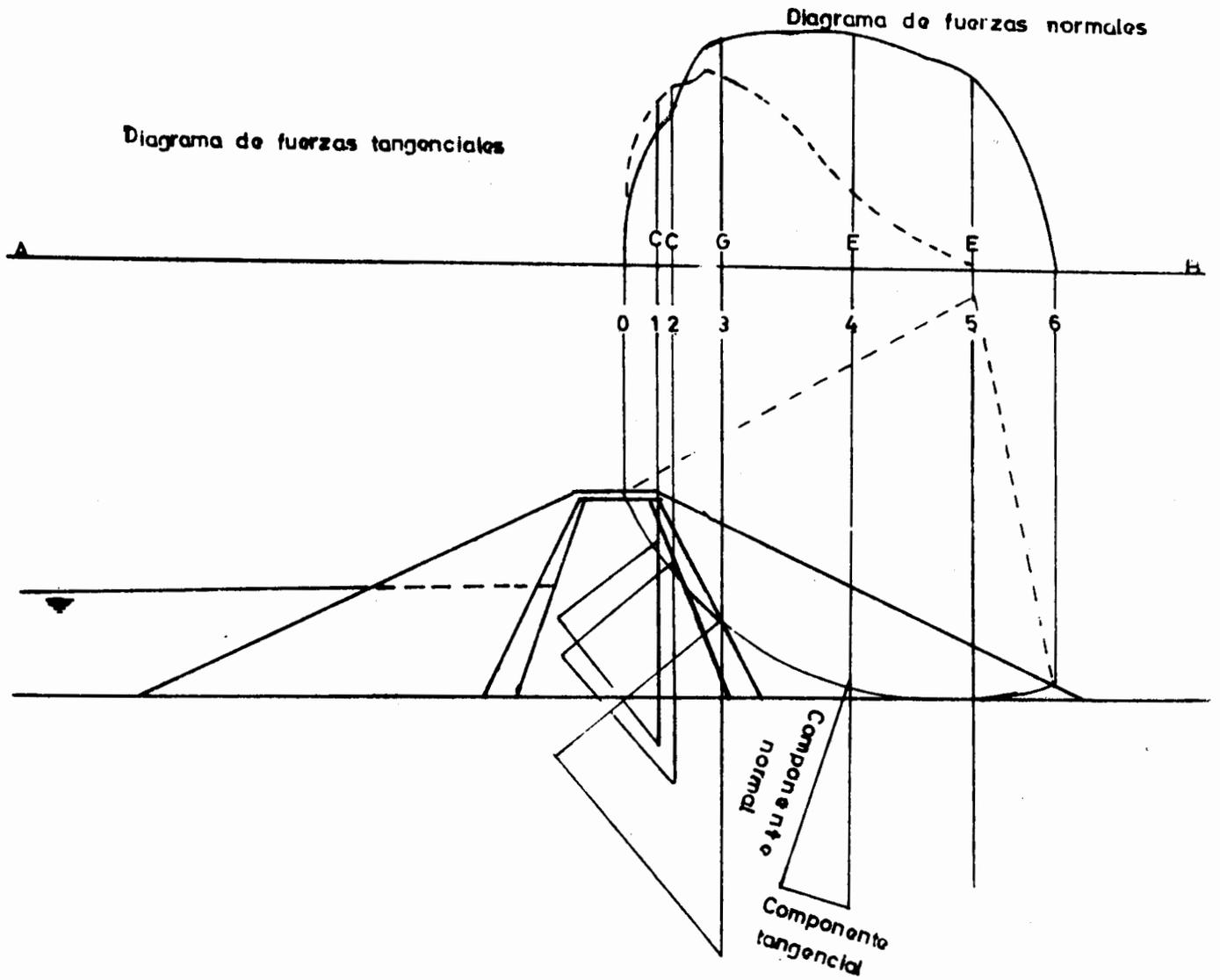


Fig II.48 Solución gráfica para análisis de estabilidad de taludes.

Doyela No	Altura m	Peso volumétrico Ton/m ³	Peso parcial Ton	Peso total Ton.
1	1	1.600	1.600	15.959
	3	2.038	6.114	
	5	1.649	8.245	
2	5	1.600	8.00	18.190
	5	2.038	10.190	
3	14	1.600	22.400	22.400
4	11	1.600	17.600	17.600
5	9	1.600	14.400	14.400

Tabla II.9 Cálculo del peso de las dovelas

Calcularemos ahora las áreas sobre la línea AB en la fig II.48:

Áreas de las dovelas que caen sobre el corazón impermeable
(Suma de fuerzas normales) $N_c = 34.375$

Área de las dovelas que caen sobre el filtro:
(Suma de fuerzas normales) $N_f = 20.00$

Área de las dovelas que caen sobre el enrocamiento (suma de fuerzas normales) $N_e = 398.750$ ✓

Area del diagrama de fuerzas tangenciales (suma de fuerzas tangenciales) $T = 215.625$

Si recordamos la definición de factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{\sum N_i \tan \phi + c L}{\sum T_i}$$

Vemos que contamos con todos los elementos necesarios para calcular dicho F.S.

Cálculo de $N_i \tan \phi$:

$$\begin{aligned} 34.375 \times \tan 10^\circ &= 6.061 \\ 20.000 \times \tan 45^\circ &= 20.000 \\ 398.75 \times \tan 40^\circ &= \underline{334.590} \\ \sum N_i \tan \phi &= 360.650 \end{aligned}$$

Ahora calculemos: $c L$

$$c L = 3 \times 5.235 = 15.705$$

Sabemos que $T_i = 215.625$, por lo tanto:

$$F.S. = \frac{360.650 + 15.075}{215.625} = 1.74$$

Como $1.74 > 1.50$, podemos ver que éste no es un círculo de falla crítico.

Nótese que no se han indicado unidades en las áreas calculadas, debemos cuidar solamente que todo el cálculo se haga a la misma escala.

Este análisis ha sido hecho para un radio $R = 50$ m, deberá probarse con otros hasta obtener el que arroje el FS mínimo; si sigue siendo mayor que el permisible, la presa es segura.

En la tabla II.10 se muestran los valores mínimos de los factores de seguridad que se permiten, para cada caso crítico:

Caso crítico	Factor de seguridad	Esfuerzo cortante obtenido con la prueba
Al terminar la construcción	1.3	Rápida no drenada
Abatimiento rápido:		
Nivel aguas máximas	1.0	Rápida consolidada
Nivel de aguas normales	1.2	Rápida consolidada
Llenado parcial	1.5	Rápida consolidada
Flujo establecido	1.5	Rápida consolidada Consolidada lenta
Para temblor	1.0	Esfuerzo cortante para el caso sin temblor

Tabla II.10 Factores de seguridad y pruebas para obtener el esfuerzo cortante en cada caso, según la referencia 8.

Método de la Cuña ⁽⁸⁾

En este método se considera a la parte deslizando del talud dividida en cuñas, el método se emplea en dos casos:

- a) Cuando la cimentación es roca que se considera no se puede ver envuelta en la falla, entonces se divide esta en dos cuñas, la superior se llama actuante o activa y la inferior resistente o pasiva, fig II.49

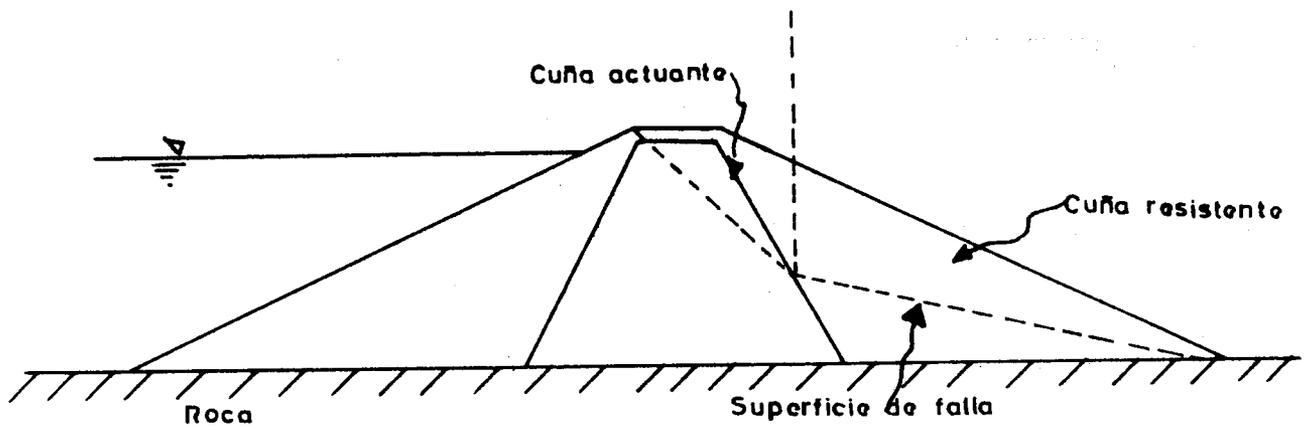


Fig II.49 División de la falla en dos cuñas.

b) Cuando existe un estrato débil en la parte superior de la cimentación, entonces es común dividir la falla en tres cuñas, las dos citadas anteriormente y una intermedia que se denomina bloque deslizante, Fig II.50

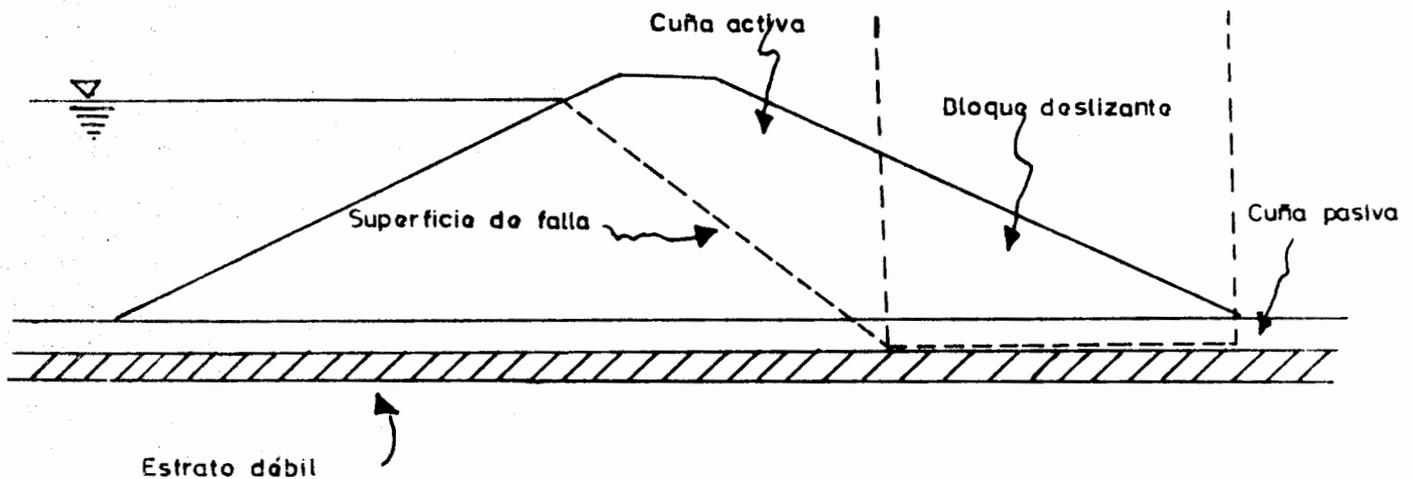


Fig II.50 División de la falla en tres cuñas.

En ambos casos el análisis debe hacerse considerando que existe interacción entre las cuñas o dovelas, tomando en cuenta todas las fuerzas actuantes; incluyendo la producida por la acción del agua; el factor de seguridad se calculara como sigue:

$$FS = \frac{\sum R}{\sum T}$$

donde:

ΣR = es la suma de las fuerzas resistentes

ΣT = es la suma de las fuerzas actuantes.

A continuación se presenta el método para el caso en que la falla se ha dividido en tres cuñas, fig II.51

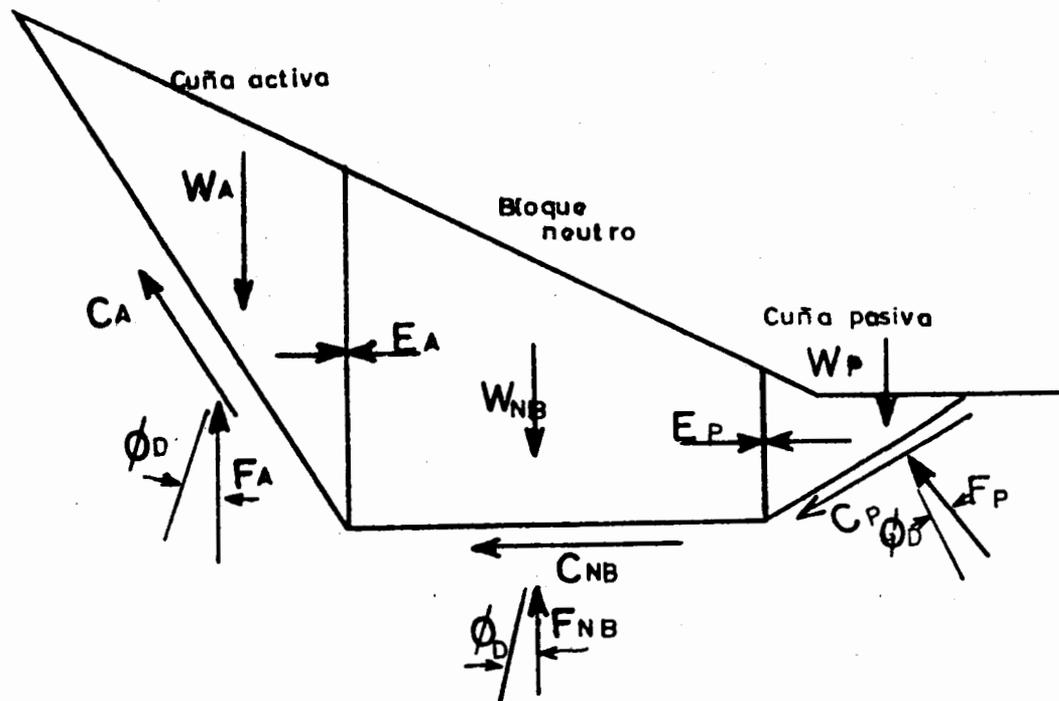


Fig II.51 Sección de falla dividida en tres cuñas.

Las fuerzas que actúan en las tres cuñas se muestran en las figuras II.52, II.53 y II.53'.

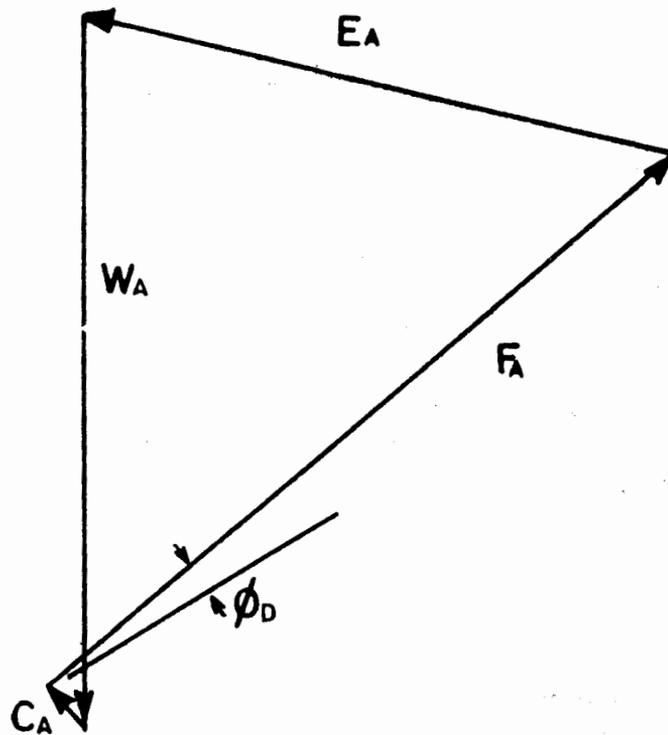


Fig II.52 Diagrama vectorial de la cuña activa.

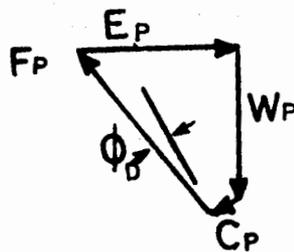


Fig II.53 Diagrama vectorial de la cuña pasiva.

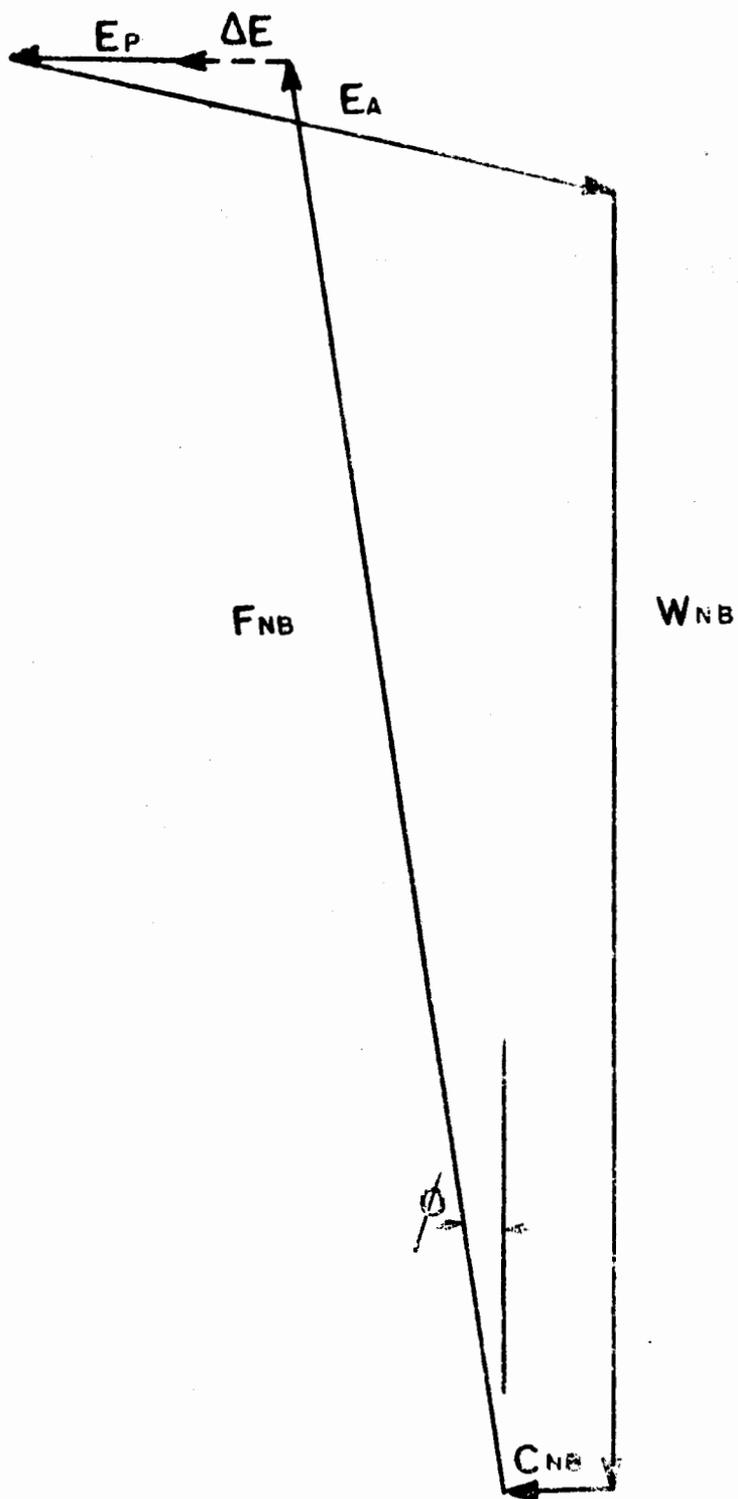


Fig II.53' Diagrama vectorial de la cuña neutra.

En general, la dirección de las fuerzas que obran sobre las fronteras tienen que suponerse. Si la frontera vertical entre la cuña activa y el bloque deslizante se localiza en el centro o abajo del centro del talud de la cortina, la dirección de la fuerza E_a , se supone paralela al talud de la cortina. Si esta frontera se localiza cerca de la parte superior de la cortina, se considera una dirección horizontal para la fuerza E_a . Si la frontera vertical se encuentra en una parte intermedia entre el centro y la parte superior de la cortina se supone un ángulo intermedio. La dirección del empuje de tierra E_p , sobre la frontera vertical entre la cuña pasiva y el bloque deslizante, se considera paralela al talud de la cortina, si la frontera se encuentra cerca del centro del talud. Si se localiza en el pie, o cerca del pie del talud, la dirección del empuje E_p se considera horizontal.

Los empujes E_a y E_p , se calculan con la Teoría de Rankine⁽⁹⁾ como sigue:

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} K_a$$
$$E_p = \frac{\gamma h^2}{2} K_p$$

donde:

E_a = empuje activo

γ = peso volumétrico del suelo

h = profundidad, medida en el plano vertical

K_a = coeficiente activo del empuje de tierras de Rankine

E_p = empuje pasivo

K_p = coeficiente pasivo del empuje de tierras de Rankine

La magnitud de los valores desarrollados para la cohesión y fricción interna que se usarán a lo largo de las superficies se controlan por el factor de seguridad supuesto, F.S., de tal manera que:

$$C_d = \frac{C}{F.S.}$$
$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{FS}$$

donde:

C = cohesión por unidad superficial

C_d = cohesión desarrollada por unidad superficial

ϕ = ángulo de fricción interna

ϕ_d = ángulo de fricción interna desarrollada

El procedimiento gráfico de cálculo es el siguiente:

- a) Determinar E_a y E_p para las cuñas activa y pasiva respectivamente
- b) Calcular w_{nb} (peso del bloque deslizante)
- c) Obtener el valor de C_{nb} (fuerza de cohesión en la base del

bloque deslizando) fig II.52

- d) Determinar F_{nb} (fuerza normal de reacción del estrato inferior del bloque deslizando, fig II.52
- e) Intégrese el diagrama vectorial del bloque neutro, fig II.53.

En esta última figura debe notarse que para cerrar el diagrama de vectores, se ha hecho uso del vector ΔE , el equilibrio se presentará cuando $\Delta E = 0$.

Entonces el proceso consiste en suponer varios factores de seguridad hasta encontrar la situación de equilibrio, en ningún caso el FS debe ser menor que 1.5

Una forma analítica de solución, es por medio de la ecuación:

$$F.S. = \frac{R}{E_a - E_p}$$

donde:

R = es la fuerza de resistencia al deslizamiento desarrollada en la base del bloque deslizando, calculada como:

$$R = C_{nb} + (W_{nb} - U_{nb}) \tan \phi_d$$

donde:

C_{nb} = fuerza de cohesión a lo largo de la superficie del bloque deslizando

w_{nb} = peso del bloque deslizando

u_{nb} = fuerza de subpresión en el bloque deslizando

II.7.5 Falla por licuación.

Se entiende por licuación de un suelo, a la pérdida de su resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva. Este fenómeno se presenta en arcilla saturada muy sensible, en arenas sueltas secas y en las arenas finas saturadas. La licuación se presenta cuando actúa una sollicitación brusca sobre el suelo, por ejemplo un sismo, un impacto, vibraciones, etc. Cuando se presenta licuación en una presa de tierra, sus taludes se derrumban volviéndose muy irregulares y muy tendidos.

II.8 Algunas consideraciones sobre la construcción

La construcción de una presa abarca cuatro partes, en términos generales:

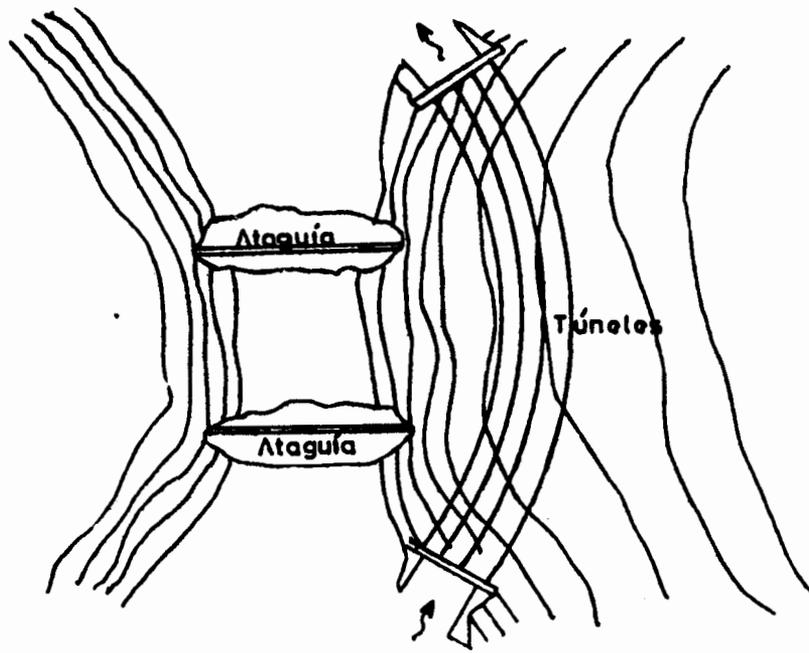
- a) Desviación del río y limpia de la cimentación
- b) Excavación de trincheras a través de depósitos permeables (si son necesarias)
- c) Tratamiento de la cimentación

d) Colocación de los materiales constituyentes del cuerpo de la presa.

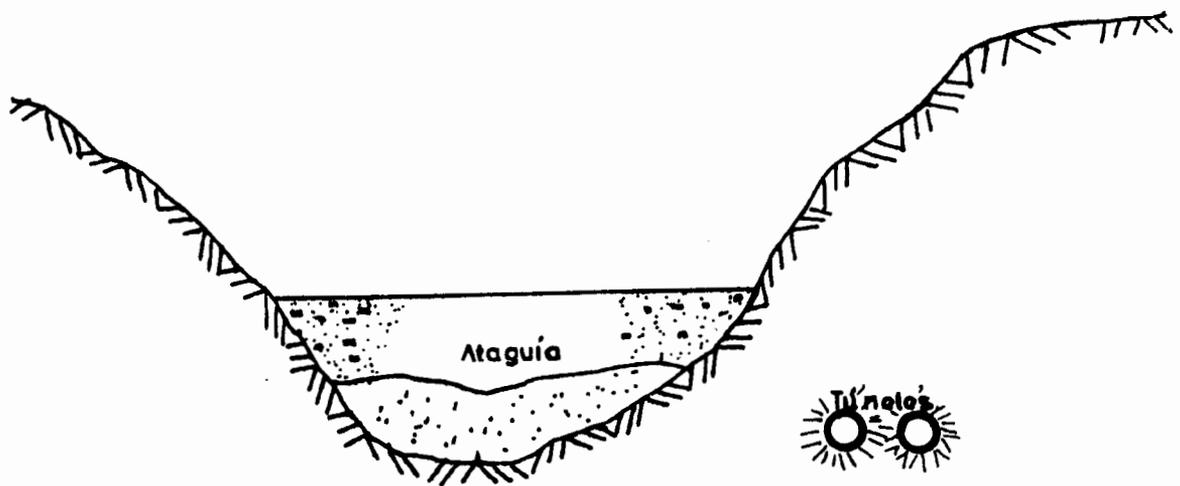
Desviación del río. Para poder llevar al cabo la construcción del terraplén es necesario que la corriente no afecte dicha obra, para ello se desvía. Las dos formas más comunes son: empleo de túneles o tajos de desvío. Los túneles se construyen en una ladera o algún lugar apropiado de acuerdo la topografía, pueden emplearse posteriormente como obras de toma, Fig II.54; el tajo de desvío no es más que un canal a cielo abierto construido en una ladera o a través del terraplén, Fig II.55

Una vez hecha la obra de desvío, se deben construir las ataguías para encauzar el agua. Es recomendable no abusar del empleo de explosivos en la construcción de estas obras, pues pueden causar fisuramiento de la roca de la cimentación.

La limpia de la cimentación tiene por objeto garantizar el contacto entre los materiales de la presa y los materiales de la cimentación de buena calidad. Debe eliminarse por medio de excavación la tierra vegetal u otros materiales que no tengan la calidad necesaria. No se puede hablar en general de la profundidad de excavación para limpia, pues dependerá de las condiciones particulares de cada caso.

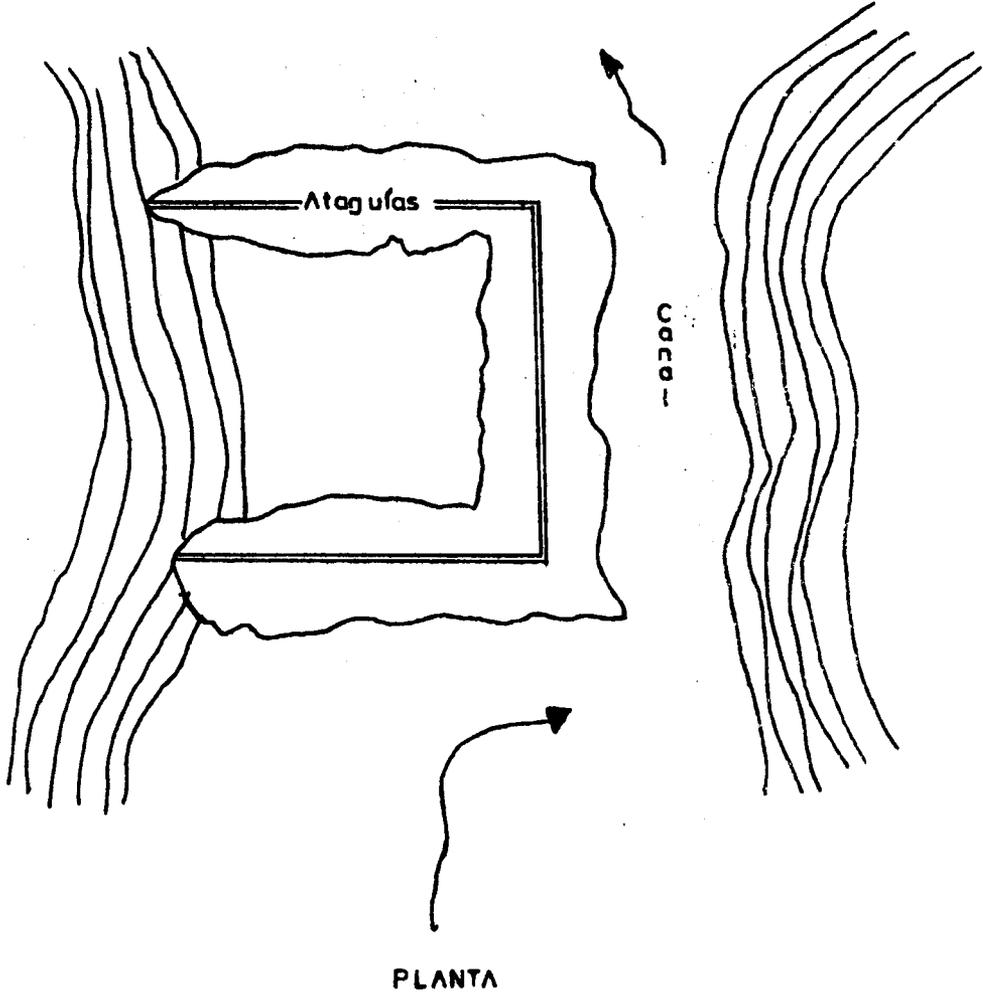


PLANTA



PERFIL

Fig II.54 Obra de desvío en túnel.



PLANTA

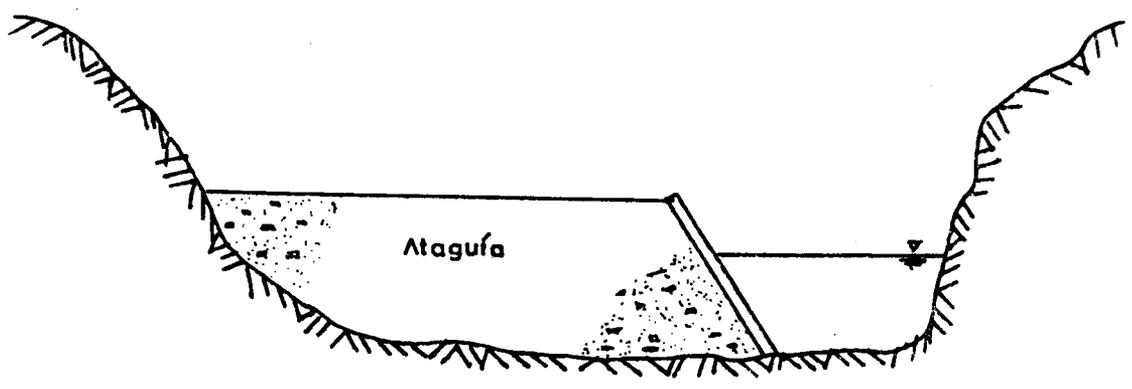


Fig II.55 Obra de desvío en tajo.

Excavación de trincheras. Cuando es necesario construir una trinchera, se deberá excavar en el material depositado por el acarreo del río; ésto trae aparejado el problema de filtraciones hacia el interior de la excavación; cuando la profundidad es pequeña el problema se puede solucionar por medio de bombeo, pero se incrementa cuando las profundidades son grandes. En estos casos se emplean sistemas que interceptan las filtraciones, sin permitir que lleguen al talud de la excavación, aumentando además la estabilidad de éste al eliminar las fuerzas de filtración. Existen dos procedimientos para hacerlo:

- a) Instalación de bombeo desde el exterior del talud de la excavación, Fig II.56
- b) Construcción de pantallas impermeables antes del talud de la excavación, Fig II.57

Tratamiento de la cimentación. Muchas veces es necesario mejorar las condiciones de la cimentación sobre todo en lo que se refiere a permeabilidad y compresibilidad, el problema de la permeabilidad y su solución se ha tratado ya en este mismo capítulo.

Si la presa se construye sobre estratos de arcilla blanda, que no fuera factible eliminar, es conveniente consolidarlos, el proceso de consolidación se logra por medio del peso propio del terraplén, debiendo colocarse drenes en la cimentación para accele

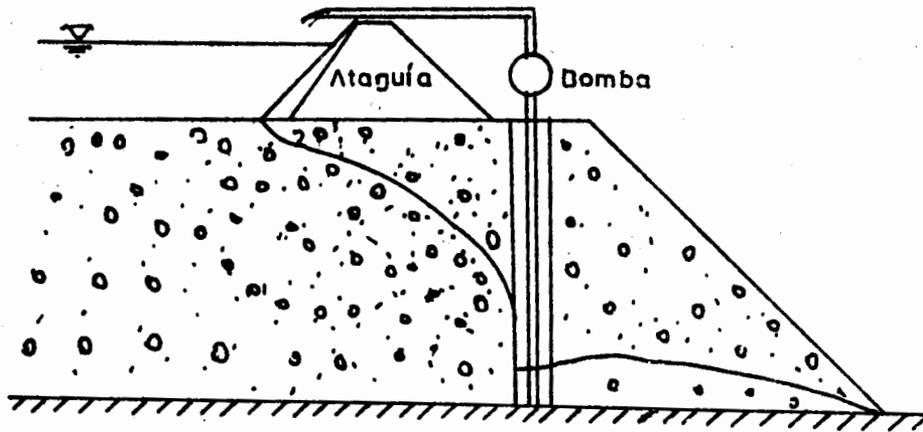


Fig II.56 Intercepción de filtraciones por medio de bombeo.

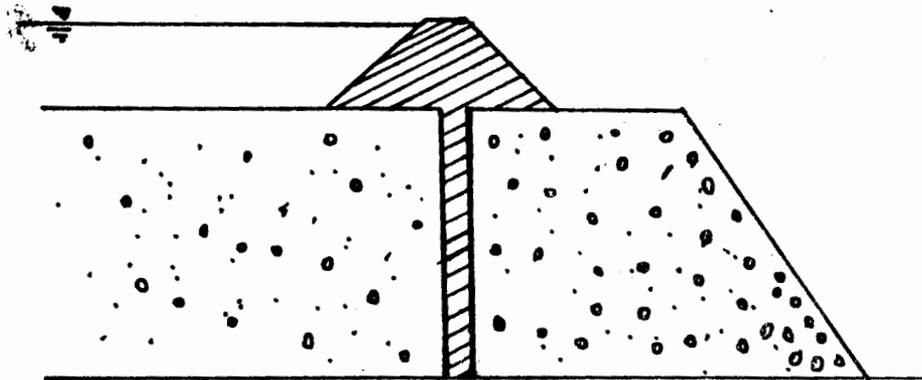


Fig II.57 Intercepción de filtraciones por medio de pantalla.

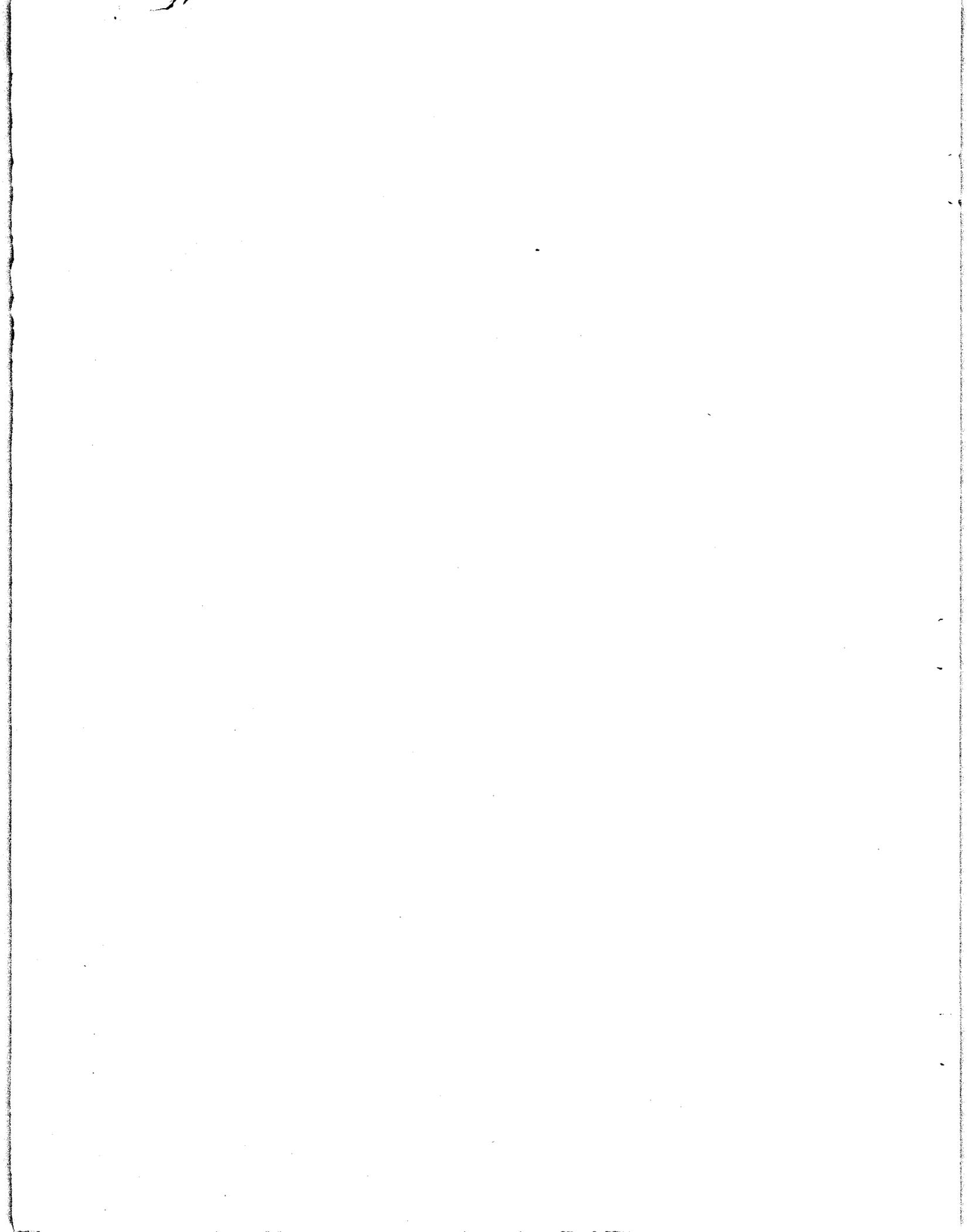
rar el proceso.

- d) Colocación de los materiales en el terraplén. La colocación de materiales deberá hacerse siguiendo estrictamente las especificaciones del proyectista.

Existen especificaciones establecidas, por ejemplo en nuestro país por SRH. A continuación se citan dos de ellas:

En material permeable y semipermeable, el grado mínimo de compactación será de 95%, la humedad deberá ser la óptima, referidos ambos datos a la prueba de compactación dinámica de acuerdo con la norma S.R.H.

En zonas permeables de la cortina, la compacidad relativa debe ser mayor del 70%.



III. PRESAS DE GRAVEDAD

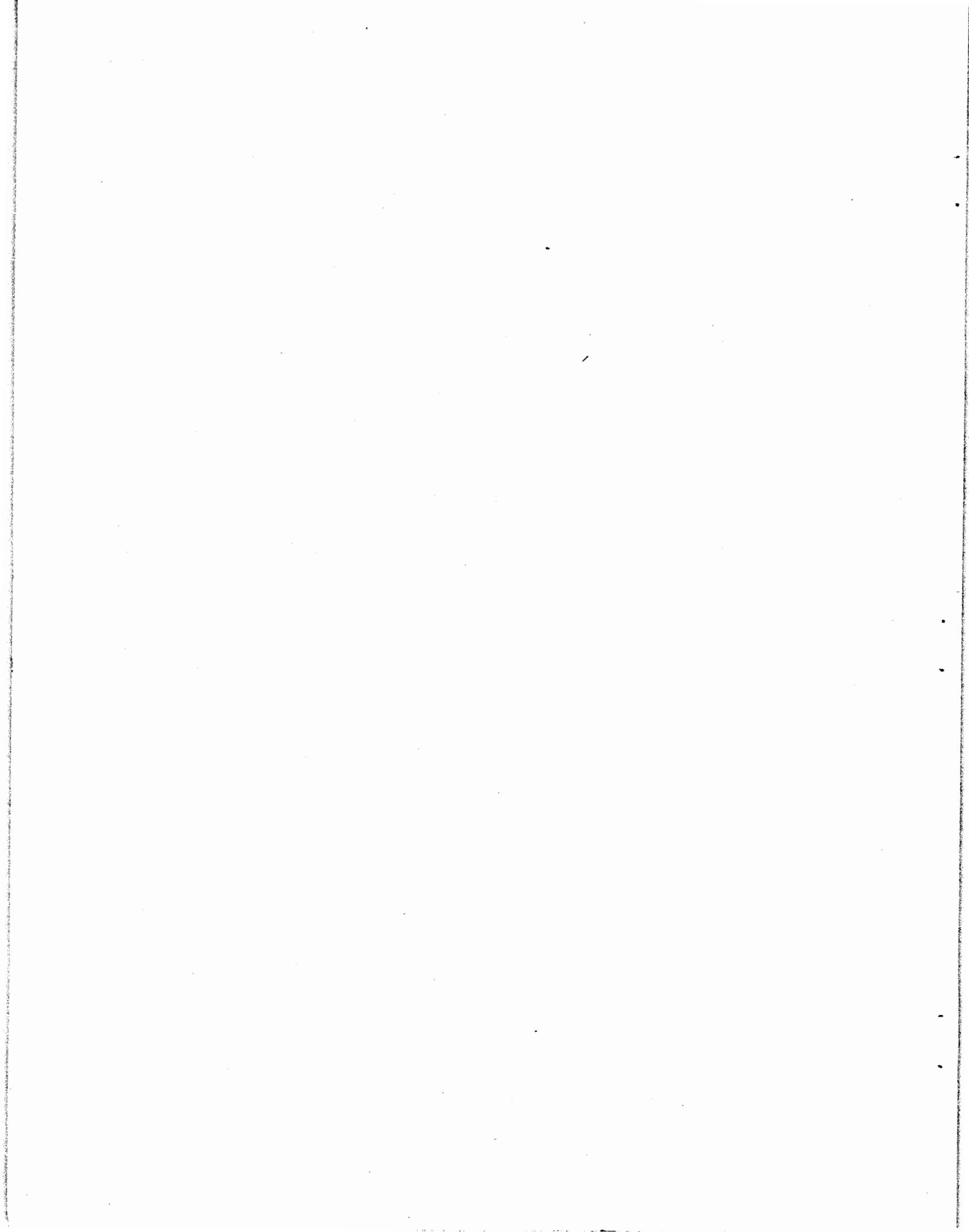
III.1 Introducción

Una presa de gravedad es aquella cuya estabilidad frente a las fuerzas externas actuantes sobre ella, se debe fundamentalmente a la fuerza de su peso propio. La figura III.1 nos muestra una sección y una planta de una presa de gravedad.

III.2 Estabilidad de una presa de gravedad

Los tres factores que atentan contra la estabilidad de una presa de gravedad son:

- a) El vuelco
- b) El deslizamiento



c) Los esfuerzos excesivos

a) El vuelco.

Bajo la acción de las fuerzas externas las presas de gravedad tienden a girar alrededor de su pie (Fig. III.2). Evidentemente, antes de que la presa llegara a voltearse como cuerpo rígido, tendrían que haber fallado sus materiales por tensión (en el talón) o por aplastamiento (en el pie).

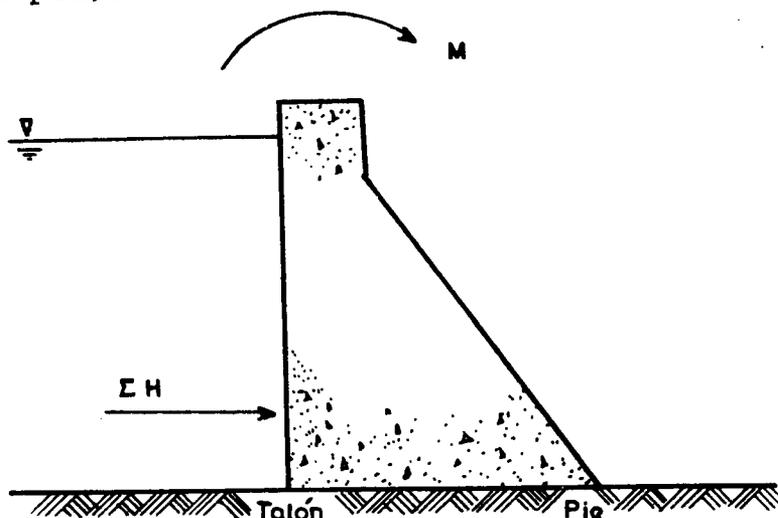


Fig. III.1 Tendencia al giro alrededor del pie de la presa debido a fuerzas externas.

b) El deslizamiento.

La fuerza horizontal ΣH , tiende a desplazar en dirección horizontal a la presa, las fuerzas resistentes son las producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto o la cimentación. Fig III.3 Obviamente

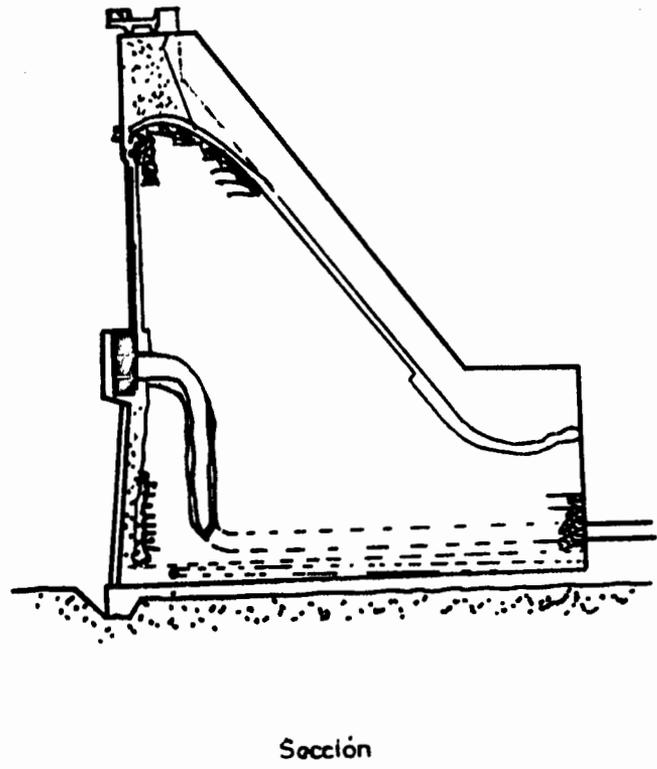
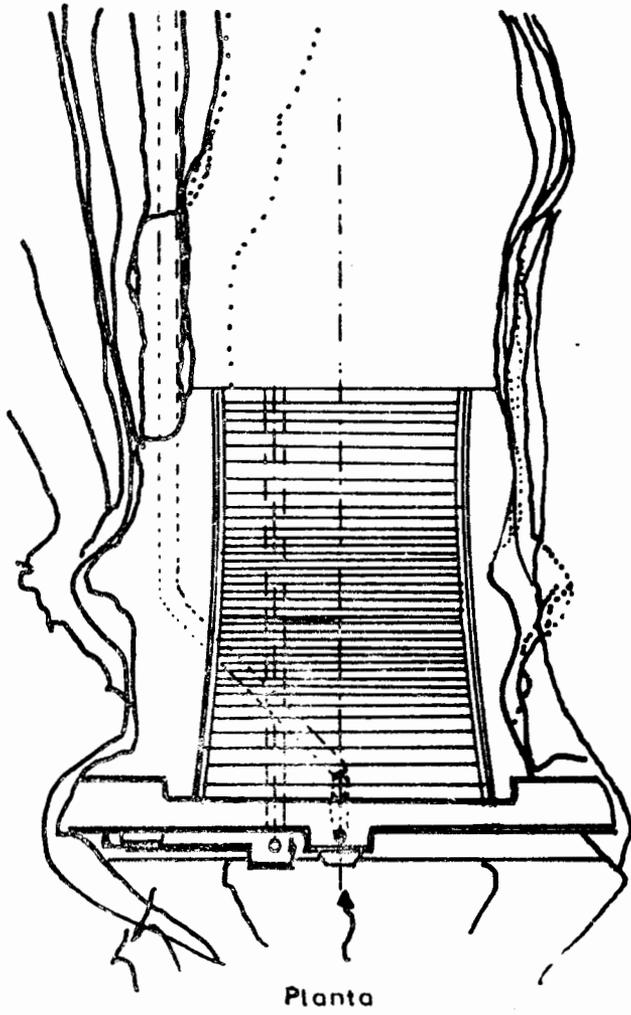


Fig. III.2 Presa de gravedad

te, antes que la presa deslizará como cuerpo rígido, habrían fallado sus materiales (o la liga con la cimentación, o esta última) por esfuerzo cortante.

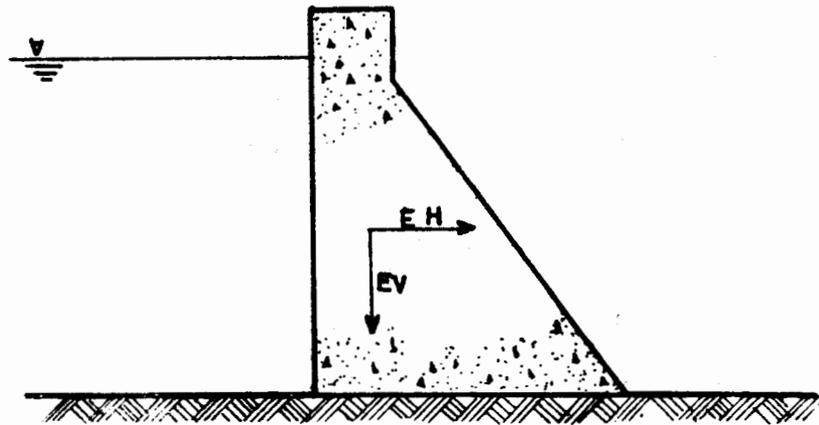


Fig. III.3 Deslizamiento de la presa.

c) Esfuerzos excesivos.

Como hemos visto, la falla de la estabilidad de la estructura irá asociada siempre a la ruptura de sus materiales por esfuerzos excesivos, por lo que nuestra atención debe enfocarse a mantenerlos dentro de límites aceptables. En general, sin embargo, al menos en lo que respecta a la compresión, es relativamente fácil cumplir con esa condición, pues los esfuerzos en el concreto de las presas, inducidos por fuerzas externas son normalmente muy bajos si el diseño ha sido elaborado con el suficiente cuidado.

Analícemos el talud que en una presa nos garantiza estabili

dad y ausencia de tensiones.

Sea un muro triangular como el mostrado en la Fig III.4

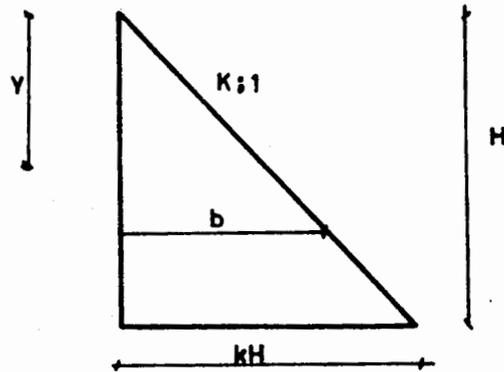


Fig. III.4 Muro triangular.

El grueso $b = k y$, aumenta con la profundidad.

El volumen será:

$$V = \int_0^H b \, dy = \int_0^H k y \, dy = \frac{k y^2}{2}$$

Este volumen es unitario (por unidad de grueso del muro).

Por otro lado podemos ver que el peso es proporcional al volumen:

$$W = \gamma_m V$$

Ahora supongamos que este muro está sometido al empuje del agua. Fig III.5

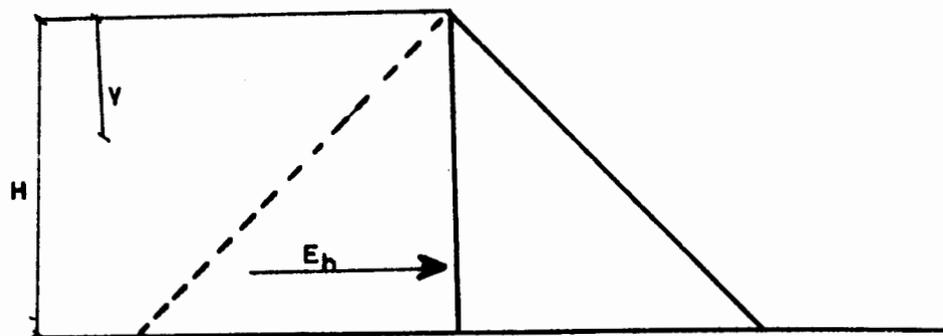


Fig. III.5 Muro triangular sometido a empuje hidrostático.

Consideremos el problema bidimensional, que el suelo es indeformable y que el agua no puede introducirse entre el piso y el muro a menos que éste se levante.

El empuje hidrostático tiende a arrastrar al muro hacia aguas abajo y a voltearlo alrededor del pie de la presa, fijémonos por ahora sólo en este último efecto. Si no hay liga entre el muro y el piso, la tendencia al volteo inducirá una posibilidad de levantar el talón del muro, lo que facilitaría la introducción del agua entre él y el piso, esta agua producirá un empuje hacia arriba (flotación o subpresión) que tendría también momento volteante respecto al pie de la presa empeorando las condiciones de estabilidad del muro.

Será entonces conveniente, en principio, evitar toda separación del muro del piso, es decir, evitar toda posible ten-

sión (tracción) en el talón. Esto puede lograrse si el peso del muro produce esfuerzos de compresión tales que contrarresten la tensión en el talón.

Continuemos con la Fig. III.6 donde vemos el muro y su correspondiente diagrama de esfuerzos.

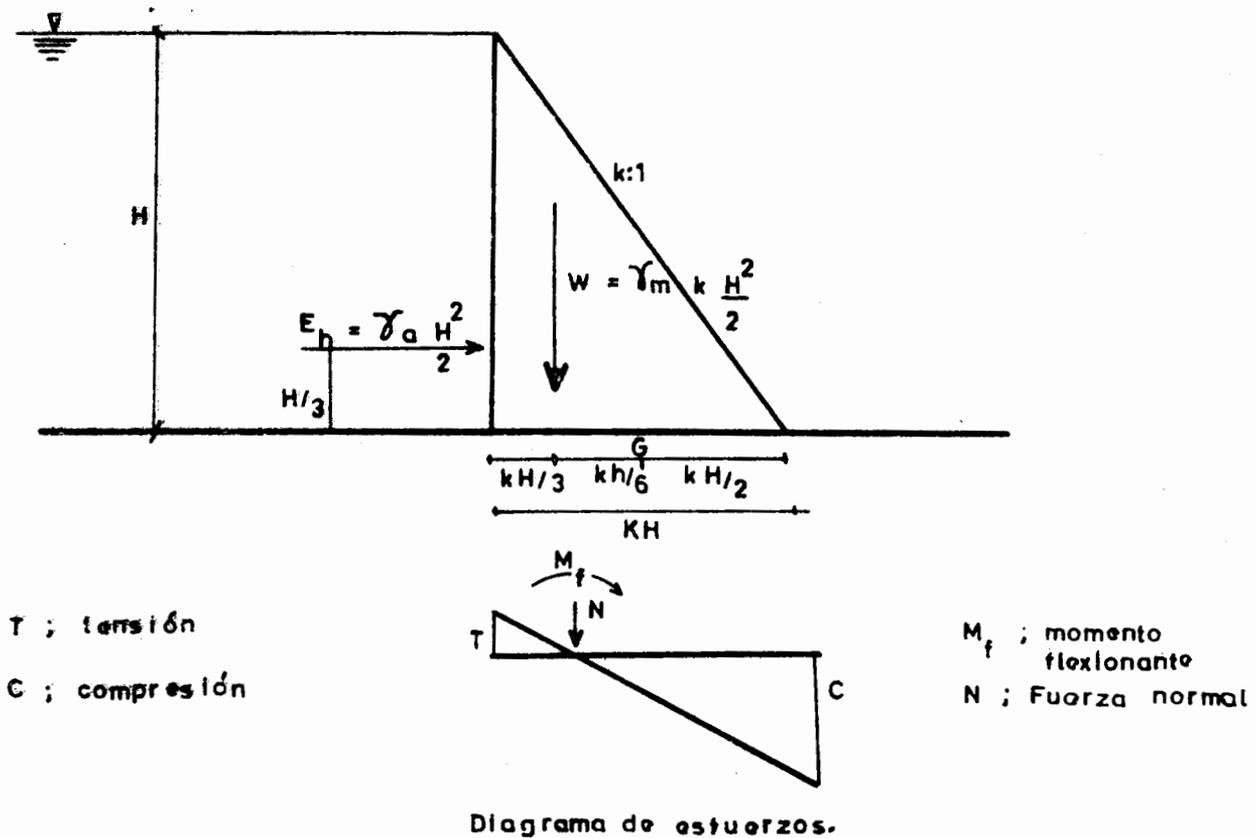


Fig. III.6 Muro sometido a empuje hidrostático y diagrama de esfuerzos.

La condición deseada es que $T = 0$, el diagrama de esfuerzos sería el que se muestra en la Fig. III.7.

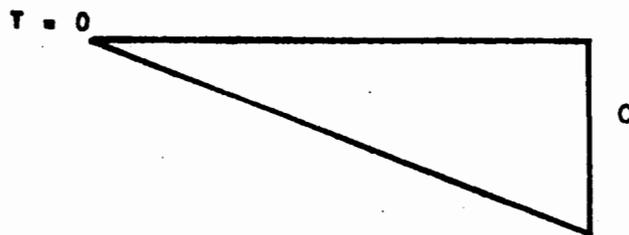


Fig. III.7 Diagrama de esfuerzos sin tensiones

El momento flexionante M_f será:

$$M_f = E_h D_E - W D_W = \gamma_a \frac{H^2}{2} \frac{H}{3} - \gamma_m k \frac{H^2}{2} k \frac{H}{6}$$

Donde:

D_E = Distancia de E_h al centro de gravedad G .

D_W = Distancia de W al centro de gravedad G .

Consideremos el sentido que tiende a producir tensiones en talón, como positivo.

La fuerza normal N , será:

$$N = W = \gamma_m k \frac{H^2}{2}$$

En el talón el momento produce una tensión:

$$\sigma_t = \frac{M_f x_t}{I_G}$$

Siendo:

$$x_t = k H/2$$

$$I_G = \frac{1 [k H]^3}{12}$$

$$\sigma_t = \frac{k H}{2} \frac{12}{[k H]^3} \left(\gamma_a \frac{H^3}{6} - \gamma_m k^2 \frac{H^3}{12} \right)$$

Simplificando y aceptando que $\gamma_a = 1 \text{ ton/m}^3$

$$\sigma_t = \frac{H}{k^2} \left(1 - \gamma_m \frac{k^2}{2} \right)$$

La compresión es $N = W$, es uniforme y vale:

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{\gamma_m k H^2}{2} \frac{1}{kh} = \gamma_m H/2$$

Si deseamos que $T = 0$, deben igualarse σ_t y σ_c

$$\gamma_m \frac{H}{2} = \frac{H}{k^2} \left(1 - \gamma_m \frac{k^2}{2} \right)$$

$$\gamma_m k^2 = 2 - \gamma_m k^2$$

$$k^2 = 1/\gamma_m$$

$$k = \sqrt{1/\gamma_m} \quad \text{Se considera } \gamma_m \text{ en } \text{ton/m}^3$$

Esta fórmula nos da el talud mínimo que haría sostenerse

al muro por su propio peso y sin permitir tensiones.

Como γ_m para el concreto es 2.4 ton/m^3

$$k = \sqrt{1/2.4} = 0.645 \quad \text{Ver Fig. III.8}$$

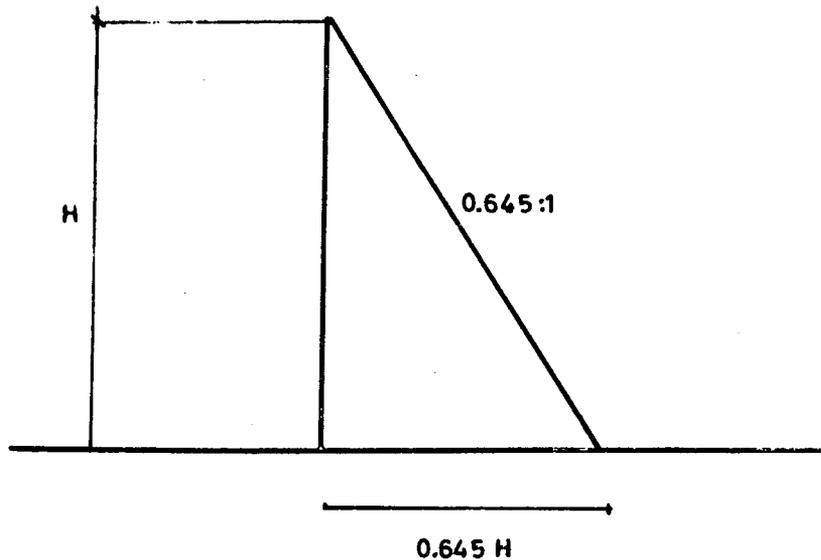


Fig. III.8 Talud mínimo para una presa sin subpresión.

El volumen será:

$$V = k \frac{H^2}{2} B = 0.322 H^2 B$$

Siendo δ el espesor.

Si se permitiera que el agua produjera subpresión al filtrarse, tendríamos la situación que se ilustra en la Fig. III.9, la variación de la subpresión es lineal, pues corresponde al gradiente hidráulico debido sólo a pérdidas por fricción; que son proporcionales a la longitud del camino recorrido por el agua.

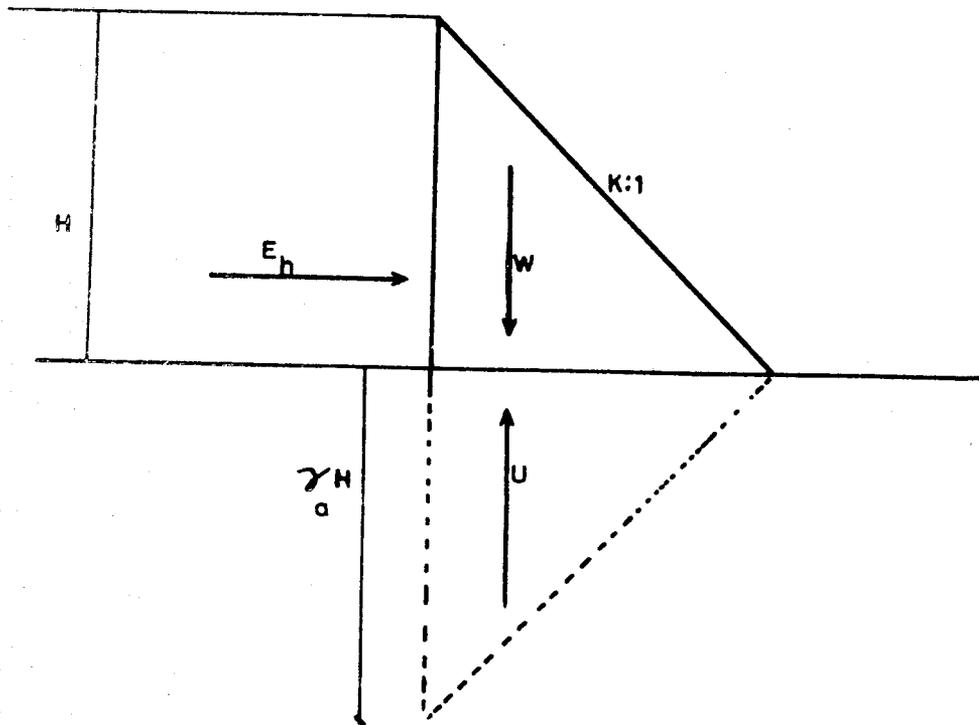


Fig. III.9 Diagrama de un muro con empuje hidrostático y con subpresión.

El agua filtrada produce una fuerza hacia arriba:

$$U = k \frac{H^2}{2}$$

y un momento respecto al talón:

$$M_u = \frac{k H^2}{2} \frac{k H}{6} = \frac{k^2 H^3}{12}$$

El momento que produce tensión en el talón es el que resulta del caso anterior, agregándole M_u , y se obtiene:

$$\sigma_t = \frac{H}{k^2} \left[J - \frac{(\gamma_m - 1) k^2}{2} \right]$$

$$\sigma_c = \frac{(\gamma_m - 1) H}{2}$$

Y finalmente al igualar las dos ecuaciones anteriores obtenemos:

$$k = \sqrt{\frac{J}{\gamma_m - 1}}$$

Que es la fórmula que proporciona la estabilidad con un talud mínimo ante la presencia de subpresión triangular.

Si $\gamma_m = 2.4 \text{ ton/m}^3$ (para concreto)

$$k = \sqrt{1/1.4} = 0.845$$

Puede verse la importancia de la subpresión, pues al actuar como se ha supuesto ocasionaría la necesidad de incrementar

el volumen de la presa en un 31% $\frac{(0.845 - 0.645)}{0.645} = 0.31$)

III.3 Medidas para reducir la subpresión.

- a) Tratar de reducir las filtraciones a través de la cortina, entre ella y la cimentación y a través de ésta, por medio de impermeabilización, la que produciría grandes pérdidas de carga (y la consiguiente reducción de presión) en el agua que llegara a filtrarse.
- b) Tratar de aliviar la presión del agua que llegue a filtrarse, por medio de drenaje.

Para lograr la medida a) se recomienda lo siguiente: Cuidar la calidad uniforme del concreto para evitar huecos, grietas o disgregaciones que faciliten la intromisión del agua en el cuerpo de la cortina. En presas de mampostería, controlar la calidad de la piedra, de la mezcla de junteo y de la colocación. En caso necesario (así como para corregir presas ya construidas) puede inyectarse lechada de cemento en las zonas que resulten permeables.

Sin embargo: el concreto no es totalmente impermeable, y el agua puede filtrarse a través de él, aunque tarde un tiempo muy largo. Recuérdese que una grieta o una caverna originan subpresión.

Debe cuidarse la calidad de la unión presa-cimentación; para ésto debe limpiarse perfectamente la superficie de desplante, tratando de que quede rugosa y controlando la primera capa de concreto colocado.

También se usan pantallas de impermeabilización por inyectado. Se habrá retirado el aluvión o los depósitos de talud ("escombros"). La roca alterada, normalmente debe retirarse (dependiendo del grado de alteración y de sus características de resistencia e impermeabilidad).

La roca fracturada, que usualmente queda como superficie de desplante, es un medio que puede permitir filtraciones de importancia, en este caso debe inyectarse para impermeabilizarla.

Generalmente se usa una pantalla profunda de inyecciones, que se lleva a una profundidad de entre 0.5 y 0.7 H , siendo H la altura del nivel máximo aguas arriba, salvo que se hayan detectado posibles vías de agua a mayor profundidad; la pantalla se complementa con una carpeta de inyecciones de consolidación o amacise. Fig. III.10.

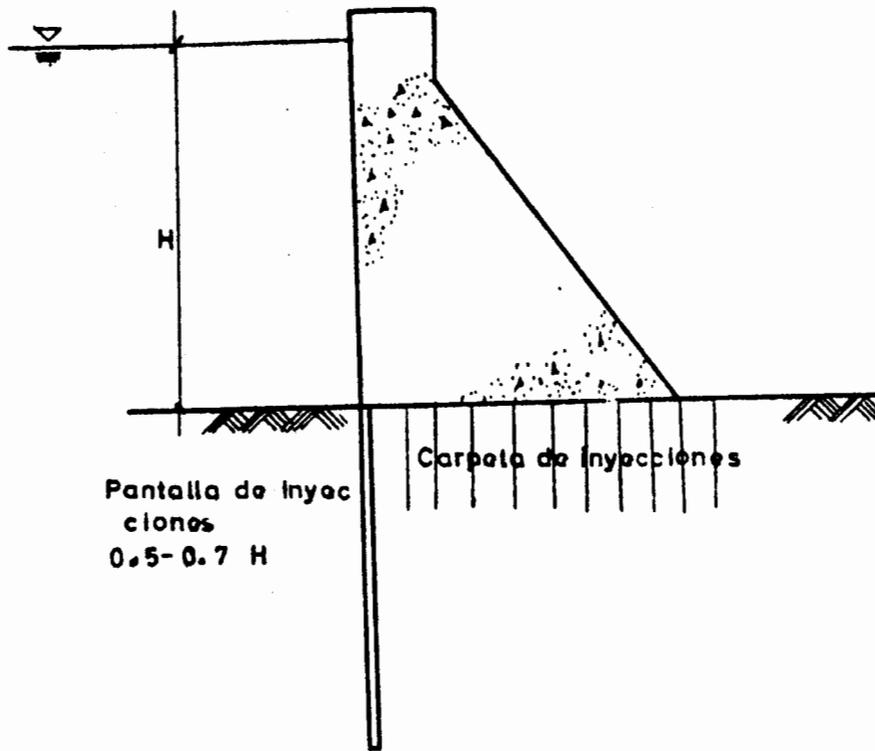


Fig III.10 Pantalla y carpeta de inyecciones

Sobre inyecciones ya se habló en el capítulo II, sólo queda agregar que se puede inyectar cuando la presa está parcialmente construida con el objeto de darle peso a la roca.

Fig. III.11.

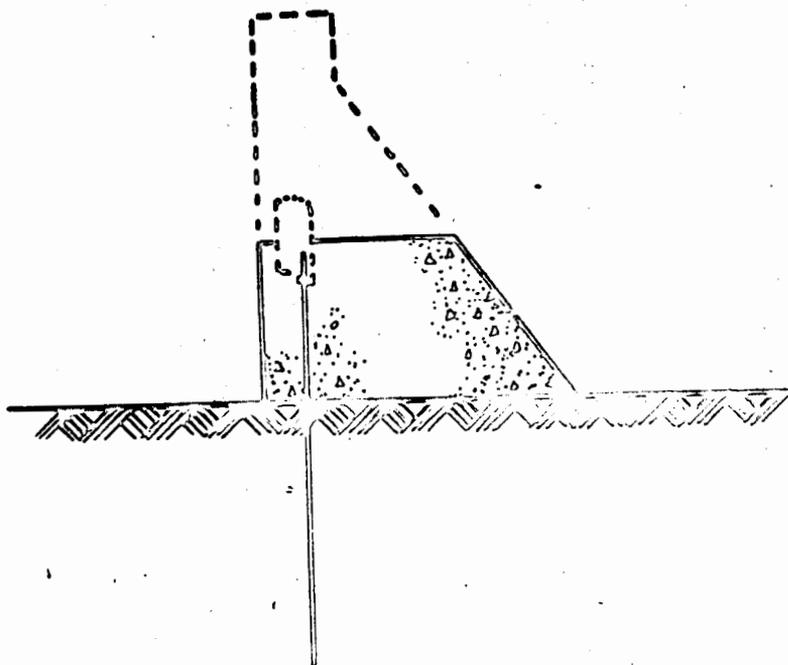


Fig. III.11 Inyección desde la galería de la presa parcialmente construida.

Para aliviar la presión del agua, medida b), se utiliza el drenaje en la presa. En la figura III.12 se presentan algunos detalles de un posible sistema de drenaje.

III.4 Cargas en una presa de gravedad

III.4.1 Peso propio

El peso propio se calculará con la ecuación $W = \gamma_m V$, siendo γ_m para el concreto 2.4 ton/m^3 ; para la mampostería el valor es cercano a 2.2 ton/m^3 (dependiendo de la densidad de la piedra usada); generalmente se desprecian en el cálculo las

galerías y los volados de la corona, pero si se toman en cuenta el peso de las pilas, puentes, compuertas, y sus mecanismos, considerando cada peso parcial en su línea de acción Fig. III.13.

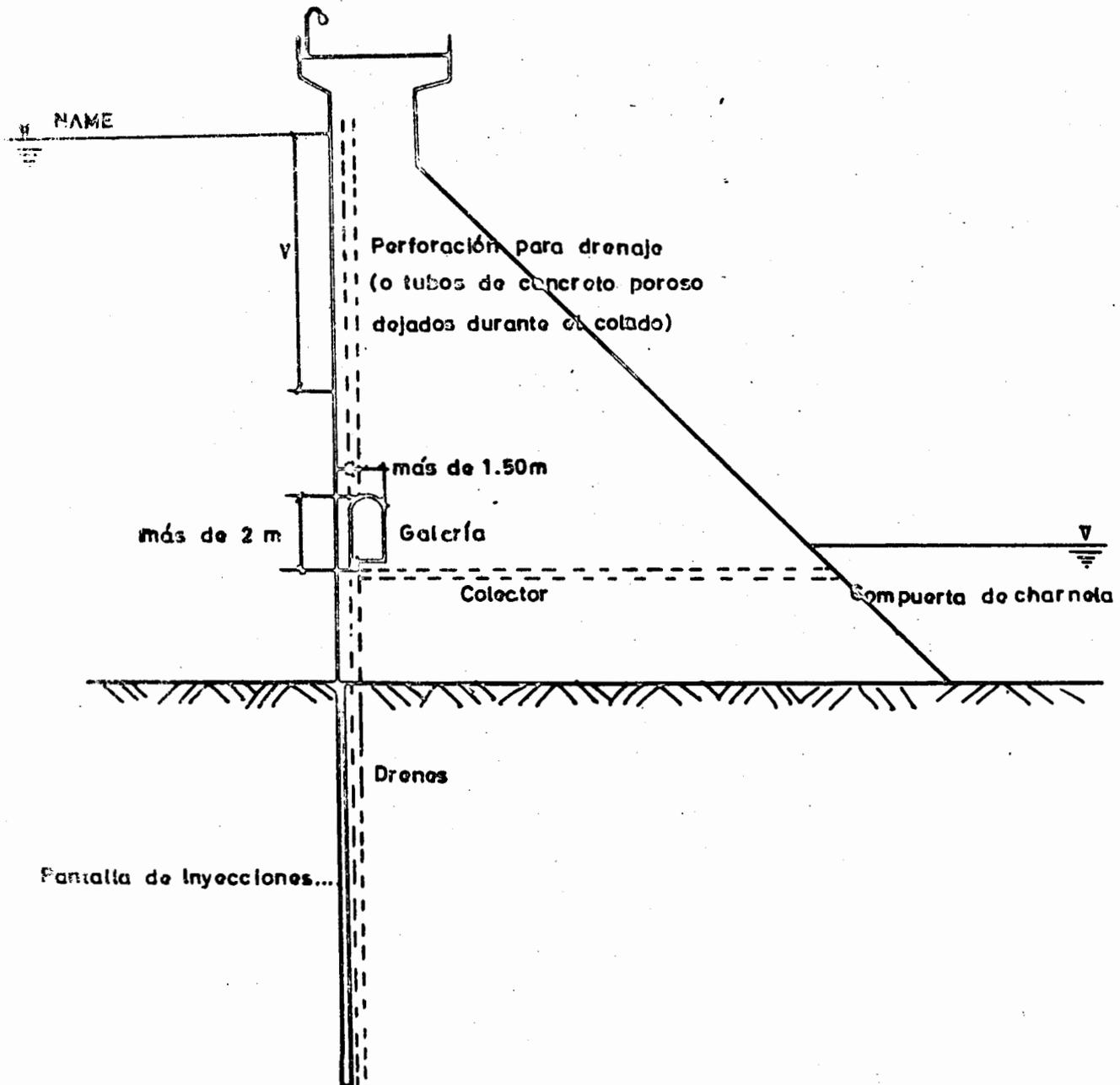


Fig. III.12 Detalles de un sistema de drenaje en una presa de gravedad.

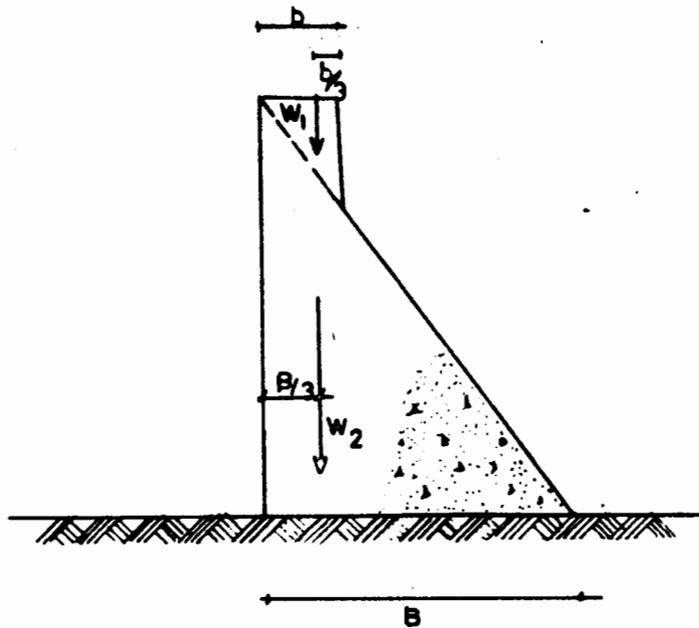


Fig. III.13 Pesos parciales en su línea de acción.

III.4.2. Empujes hidrostáticos.

Primeramente definiremos algunos términos, en la figura III.14.

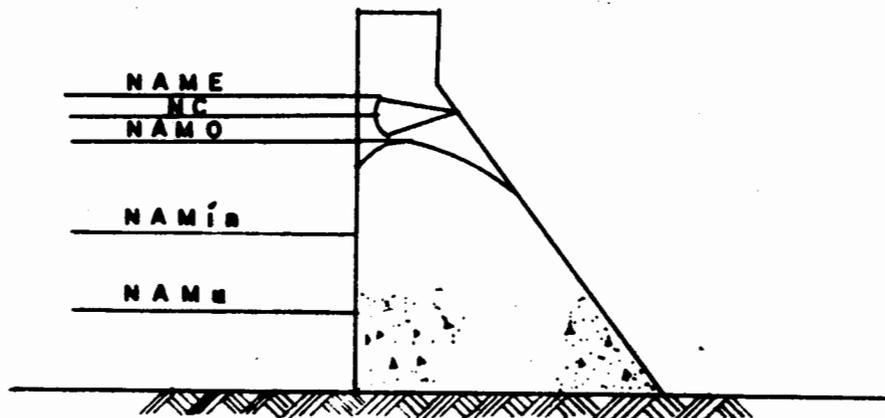


Fig. III.14 Niveles del agua característicos en una presa.

NAME: Nivel de aguas máximo extraordinario (vertedor de excedencias derramando a máxima capacidad).

NC: Nivel de control. Máximo nivel al que pueden controlarse las extracciones por cualquier salida.

NAMO: Nivel de aguas máximo ordinario. Nivel máximo de almacenamiento para aprovechamiento (llamado también "Nivel de Conservación").

NAMin: Nivel mínimo de operación de la toma a gasto de diseño. (nivel mínimo de operación normal).

NAMu: Nivel de aguas muertas. Nivel debajo del cual no se puede extraer el agua normalmente por no haber ninguna salida bajo él.

En el cálculo de estos empujes se hacen dos hipótesis:

- a) El peso específico del agua es de 1 ton/m^3
- b) Es válida la ley de Pascal: "La presión actúa en cada punto con igual magnitud en todas las direcciones y sentidos; los empujes resultantes son normales a las superficies sobre las que actúan"

III.4.3 Empuje de azolves.

Los azolves que acarrea la corriente se depositan en el vaso y ejercen empujes en el paramento aguas arriba de la presa, que son mayores que los empujes hidrostáticos.

Cuando el paramento aguas arriba tiene algún talud, Fig. III.15, el empuje horizontal Dh será el producido por el suelo y el empuje vertical Dv será el peso del suelo y se calculan con las fórmulas:

$$Dh = \frac{\gamma' h_d}{2} \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \quad (\text{empuje activo según Rankine})$$

Donde:

γ' peso del material sumergido

ϕ ángulo de fricción interna

h_d profundidad de la capacidad de azolves.

Para diseños preliminares el USBR recomienda:

$$Dh = \frac{\gamma' h_d^2}{2} \quad \text{con } \gamma' = 0.36 \text{ ton/m}^3$$

$$Dv = \text{peso de la cuña con } \gamma' = 0.92 \text{ ton/m}^3$$

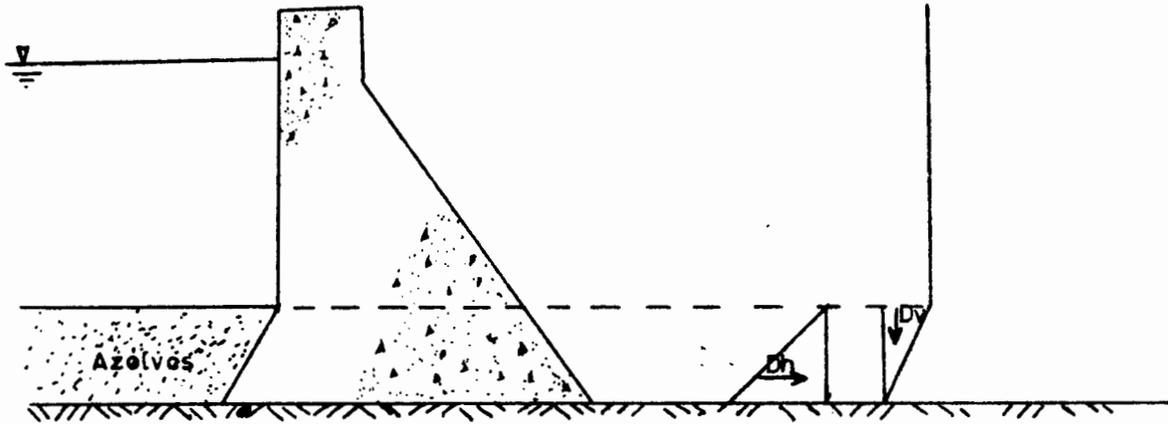


Fig. III.15 Empuje por azolves en una presa de gravedad.

Determinación del NAMu. Partamos de las figuras III.16 y III.17

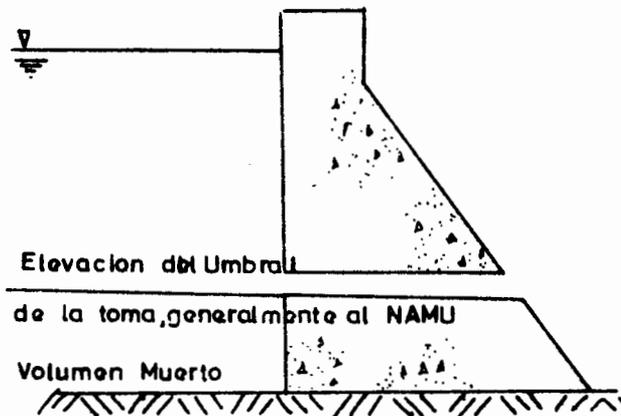


Fig. III.16 Umbral de la obra de toma.

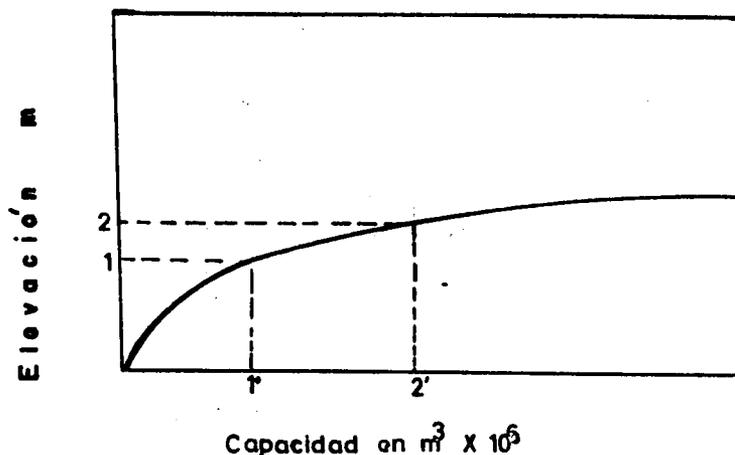


Fig III.17 Curva elevaciones capacidades

Sean:

- 1 Nivel del umbral de la toma (generalmente igual al NAMU)
- 1' Volumen (capacidad) bajo el umbral de la toma (generalmente igual al volumen muerto).
- 2 Elevación a la capacidad de azolves.
- 2' Capacidad de azolves.

El valor de 2' se fija de la siguiente manera:

Promediar el contenido de sedimentos medido en la estación hidrométrica cercana, en volumen anual, e incrementarlo en un porcentaje (del 5 al 30%) debido al arrastre de fondo.

Se fija una "vida útil" de la presa (período de diseño u horizonte económico).

El producto de ambas cantidades da la capacidad de azolves de diseño. Para fijar el NAMU, usualmente aceptado como nivel de azolves junto a la cortina, un procedimiento posi

ble es el siguiente:

1' Se toma como un 50 al 70% de 2' y se obtiene 1 leyéndolo en la curva de elevaciones-capacidades.

Si 1 resulta menos que $2/3$ de 2, se pone $1 = 2/3$ de 2 y 1' lo que resulte.

Estas reglas se basan en el hecho de que el azolve no se deposita totalmente en capas horizontales y en que una parte importante (la de grano grueso) queda en la cola del vaso.

III.4.4. Empuje por hielo.

El hielo (en los sitios en que puede ocurrir el congelamiento de la S.L.A.) produce un empuje debido a su dilatación. En general se considera que el empuje actúa en la superficie libre del agua, con un valor de 15 ton por metro de espesor de la tajada de cortina que se analiza.

III.4.5. Sismo

Los sismos comunican aceleraciones a las presas que pueden aumentar las presiones del agua sobre ellas, así como los esfuerzos dentro de ellas mismas. Así se producirán fuerzas horizontales que actuarán en el paramento arriba y se producirán también fuerzas verticales que se traducen en choques

de la cimentación hacia abajo. No cabe dentro del alcance de estos apuntes discutir métodos dinámicos, por lo que sólo presentaremos el análisis pseudo-estático. La discusión anterior se ilustra en la figura III.18:

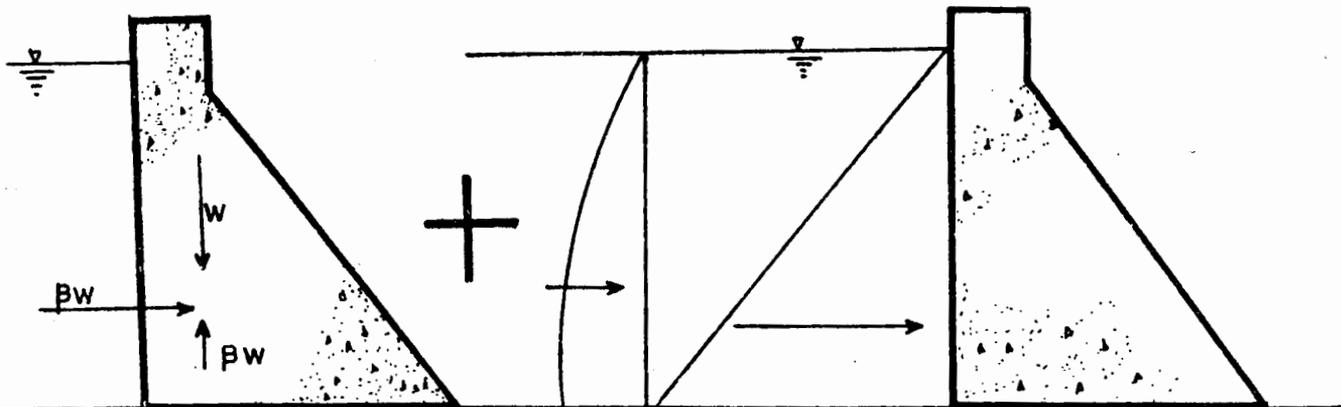


Fig III.18 Combinación de cargas producidas por sismo.

En esta figura los parámetros se definen como sigue:

$$\beta < 1$$

(puede ser distinto para sismo horizontal que para vertical; por otra parte, usualmente no se consideran ambos tipos de sismo simultáneamente).

$$g = 9.8 \text{ m/seg}^2$$

El diagrama parabólico es el empuje hidrostático adicional ocasionado por el efecto del sismo sobre el agua.

β es del orden de 0.05 a 0.15 en la mayor parte de las normas.

En algunos casos, el valor de β se ha tomado variable, para la presa, siendo β de la presa en la cimentación igual al β regional; β en la corona igual al doble o al triple del β regional. Fig. III.19.

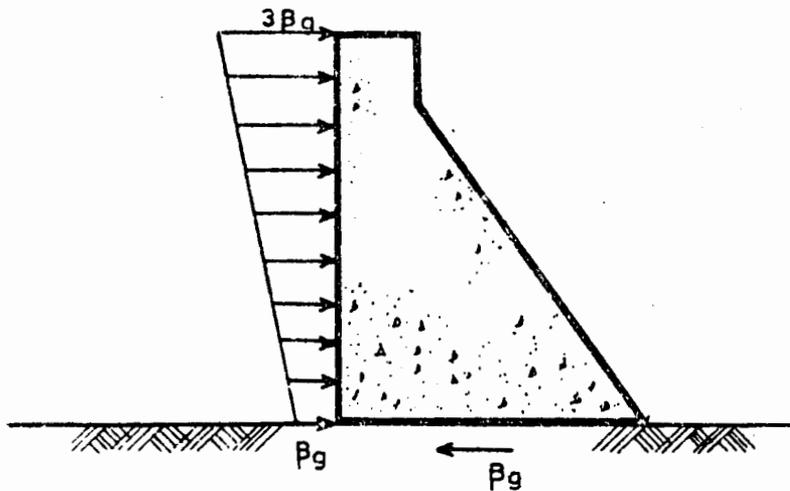


Fig. III.19 Criterio que considera las aceleraciones diferentes en cada nivel.

Para calcular el empuje del agua por sismo (análisis pseudo-estático) se aplican las siguientes fórmulas (debidas a Zangar):

$$P_{sismo} = C \gamma_a k H$$

Donde:

- k coeficiente sísmico del lugar o de la presa
- C coeficiente del agua.

C_m coeficiente máximo.

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right) + \sqrt{\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right)} \right] \text{ Ver figura III.20}$$

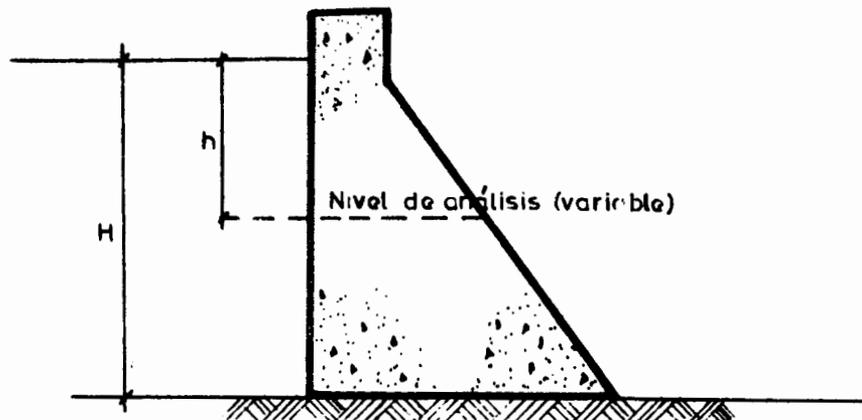


Fig. III.20 Variables que intervienen en el análisis del empuje del agua por sismo.

El valor de C_m se calcula con la tabla III.1, ver fig III.21

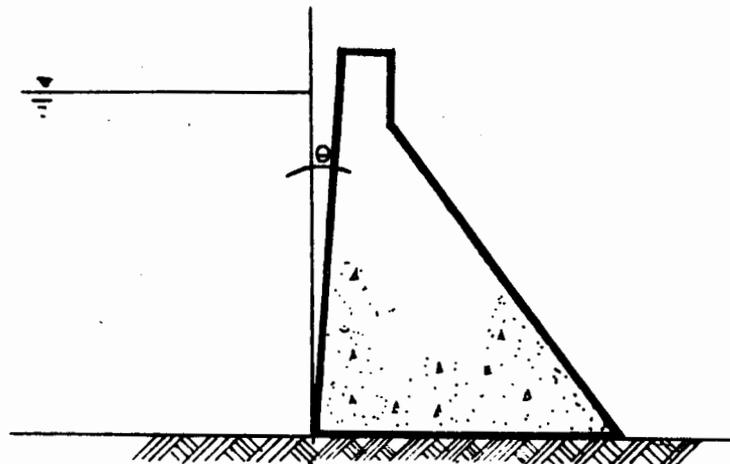


Fig. III.21 Angulo del paramento aguas arriba para cálculo de C_m .

θ	C_m
0°	0.726
10°	0.670
20°	0.600
30°	0.540

Tabla III.1 Valores de C_m para diferentes ángulos.

Si el paramento aguas arriba es vertical, puede usarse:

$$P_{sismo} = \frac{1}{8} \gamma_a k \sqrt{Hh}$$

Para el cálculo del empuje "hidrostático dinámico" total para cada nivel (analizaremos varios) se emplea la siguiente ecuación.

$$E_{sa} = a \frac{C_m}{2} \gamma_a k H^2 \sec \theta$$

Aplicando a una profundidad $h_{sa} = b h$

donde los parámetros a y b se dan en la tabla III.2

h/H	a	b
0.0	0.00	0.389
0.1	0.04	0.385
0.2	0.11	0.383
0.3	0.22	0.383
0.4	0.34	0.384
0.5	0.50	0.385
0.6	0.69	0.388
0.7	0.86	0.390
0.8	1.05	0.394
0.9	1.24	0.397
1.0	1.43	0.402

Tabla III.2 Valores de los parámetros a y b ,

III.4.6. Subpresión

Cuando se construyen drenes, el diagrama original de subpresiones se abate como se muestra en la fig. III.22.

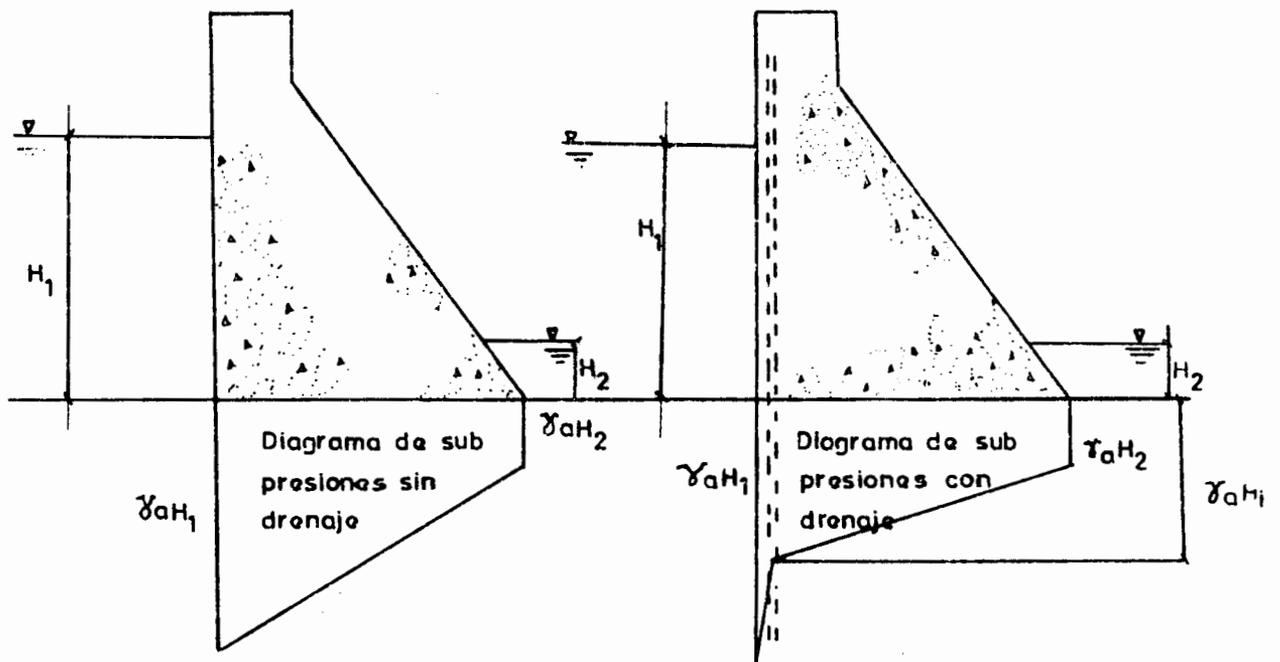


Fig. III.22 Diagramas de subpresión

El valor de H_i según el USBR (1975) se calcula con la siguiente ecuación:

$$H_i = H_2 + 0.33 (H_1 - H_2)$$

Ejemplo III.1 Calcular las fuerzas que actúan en la sección mostrada en la figura III.23.

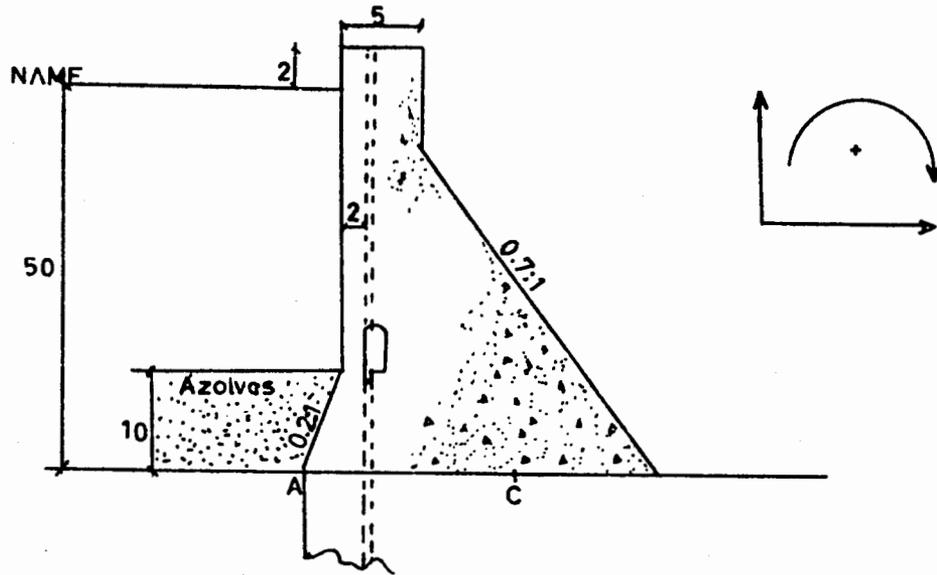


Fig. III.23 Sección para el ejemplo III.1

En la figura III.24 se muestra el diagrama de cuerpo libre de la presa.

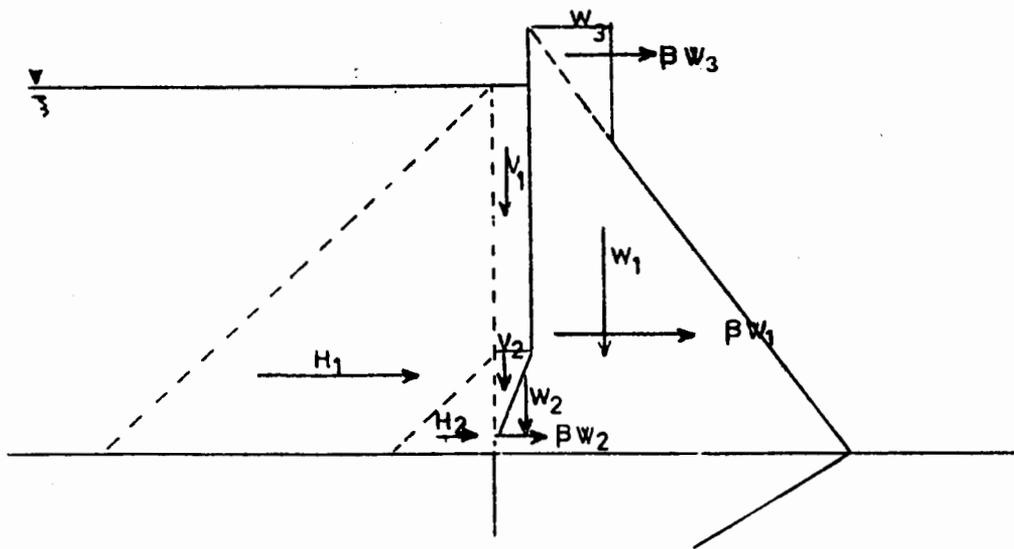


Fig. III.24 Diagrama de cuerpo libre de una presa de gravedad.

Empuje hidrostático:

$$H_1 = \frac{\gamma H^2}{2} = \frac{1 \times 50^2}{2} = 1250 \text{ ton}; \quad y_1 = 16.67 \text{ m (distancia al punto A)}$$

Azolve:

$$H_2 = \frac{\gamma_{azolves} H^2}{2} = \frac{0.36 \times 10^2}{2} = 18 \text{ ton} \quad y_2 = 3.33 \text{ m}$$

$$V_2 = \frac{2 \times 10}{2} \times 0.92 = 9.2 \text{ ton}; \quad x_2 = 0.67 \text{ m}$$

Peso del agua:

$$V_1 = \frac{(50 + 40)}{2} \times 2 = 90 \text{ ton}; \quad x_1 = 0.963 \text{ m}$$

Peso propio:

$$W_1 = \frac{52 \times .7 \times 52}{2} \times 2.4 = 2271 \text{ ton}; \quad x_{W_1} = \frac{1}{3} \times 52 \times .7 + 2 = 14.13 \text{ m}$$

$$W_2 = \frac{2 \times 10}{2} \times 2.4 = 24 \text{ ton}; \quad x_{W_2} = 1.33 \text{ m}$$

$$W_3 = \frac{5 \times 5/.7}{2} \times 2.4 = 42.9 \text{ ton}; \quad x_{W_3} = 2 + 3.33 = 5.33 \text{ m}$$

Subpresión: Ver figura III.25

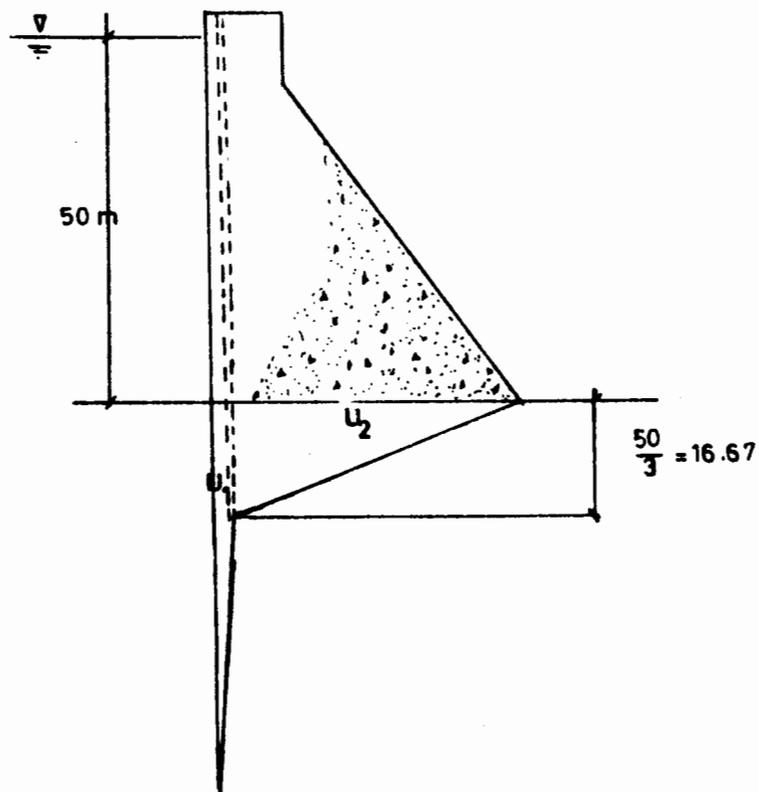


Fig. III.25 Diagramas de subpresión

$$u_1 = \frac{50 + 16.67}{2} \times 4 = 133 \text{ ton}; \quad x_{u_1} = 1.67 \text{ m}$$

$$u_2 = \frac{16.67 (52 \times .7) - 2}{2} = 287 \text{ ton}; \quad x_{u_2} = 15.47 \text{ m}$$

Sismo en el cuerpo de la presa:

Considérese $\beta = 0.1$ y constante en toda sección

$$BW_1 = 0.1 \times 2271 = 227.1 \text{ ton}$$

$$BW_2 = 0.1 \times 24 = 2.4 \text{ ton}$$

$$BW_3 = 0.1 \times 42.9 = 4.29 \text{ ton}$$

$$Y_{\delta 1} = 17.33 \text{ m}$$

$$Y_{\delta 2} = 3.33 \text{ m}$$

$$Y_{\delta 3} = 49.62 \text{ m}$$

Sismo en el agua:

$$Esa = a \frac{Cm}{2} \gamma_a k H^2 \sec \theta$$

$$Esa = 1.43 \times \frac{.726}{2} \times 1 \times .15 \times 50^2 \times \sec 0^\circ = 194.66 \text{ ton}$$

$$hsa = b H = .402 \times 50 = 20.1 \text{ m}$$

Ohtengamos las resultantes de las fuerzas:

Empuje hidrostático y azolve horizontal:

$$H_1 = 1250 \text{ ton}; \quad y = 16.67 \text{ m}$$

$$H_2 = 18 \text{ ton}; \quad y = 3.33 \text{ m}$$

$$R = 1250 + 18 = 1268 \text{ ton} \quad \text{Hacia la derecha}$$

$$M = 1250 \times 16.67 + 18 \times 3.33 = 20\,897.44$$

$$a = \frac{M}{R} = \frac{20\,897.44}{1268} = 16.48 \text{ m}$$

Peso del agua y azolve vertical:

$$V_1 = 90 \text{ ton}; \quad x = .963 \text{ m}$$

$$V_2 = 9.2 \text{ ton}; \quad x = .67 \text{ m}$$

$$R = 99.2 \text{ ton} \quad \text{Hacia abajo}$$

$$M = 90 \times .963 + 9.2 \times .67 = 92.834$$

$$a = \frac{92.834}{99.2} = 0.935 \text{ m}$$

Peso propio.

$$W_1 = 2271 \text{ ton}; \quad x = 14.13 \text{ m}$$

$$W_2 = 24 \text{ ton}; \quad x = 1.33 \text{ m}$$

$$W_3 = 42.9 \text{ ton}; \quad x = 5.33 \text{ m}$$

$$R = 2337.9 \text{ ton} \quad \text{Hacia abajo}$$

$$M = 2271 \times 14.13 + 24 \times 1.33 + 42.9 \times 5.33 = 32439.8$$

$$a = \frac{32349.807}{2337.9} = 13.837 \text{ m}$$

Sismo en la presa:

$$R = 227.1 + 2.4 + 4.29 = 233.79 \text{ ton}$$

$$M = 227.1 \times 17.33 + 2.4 \times 3.33 + 4.29 \times 49.62 = 4156.5 \text{ ton-m}$$

$$a = \frac{M}{R} = \frac{4156.5}{233.79} = 17.77 \text{ m}$$

Subpresiones:

$$U_1 = 133 \text{ ton}; \quad x = 1.67 \text{ m}$$

$$U_2 = 287 \text{ ton}; \quad x = 15.47 \text{ m}$$

$$R = 420 \text{ ton} \quad \text{Hacia arriba}$$

$$M = 133 \times 1.67 + 287 \times 15.47 = 4662 \text{ m}$$

$$a = \frac{4662}{420} = 11.1 \text{ m}$$

Debe hacerse una revisión de los esfuerzos efectivos en el extremo (de la base de la presa) aguas arriba sin considerar la subpresión y compararlos con ésta, si la subpresión resultara mayor se supone que se formará una grieta horizontal que llegará hasta el punto en que los esfuerzos efectivos y subpresión son iguales, a partir de este punto hacia aguas abajo se delimitará la sección donde se apoya la pre-

sa, ver figura III.26.

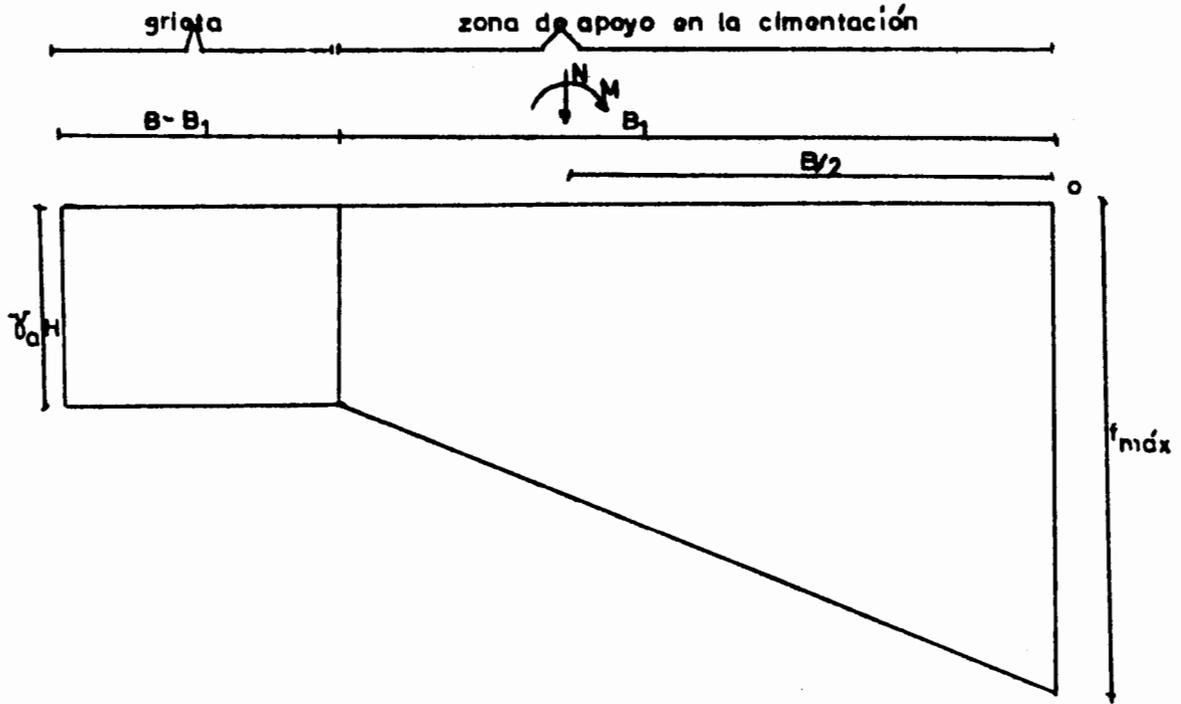


Fig. III.26 Diagrama de esfuerzos efectivos.

De la figura III.26:

$$F_v = 0, \text{ implica que: } N = \gamma_a H (B - B_1) + \frac{\gamma_a H + \delta máx}{2} B_1$$

$M_o = 0$, implica que:

$$M - \frac{N B}{2} + \gamma_a H (B - B_1) \frac{(B + B_1)}{2} + \frac{1}{3} \gamma_a H B_1^2 + \delta máx \frac{B_1^2}{6} = 0$$

De las dos anteriores ecuaciones se obtiene:

$$B_1 = \frac{3}{2} \frac{N B - 2 M - \gamma_a H B^2}{N - \gamma_a H B}$$

$$\delta máx = \gamma_a H + 2 \frac{N - \gamma_a H B}{B_1}$$

Ejemplo III.2 Calcular la superficie sobre la cual se apoya la presa, cuya sección se muestra en la figura III.27.

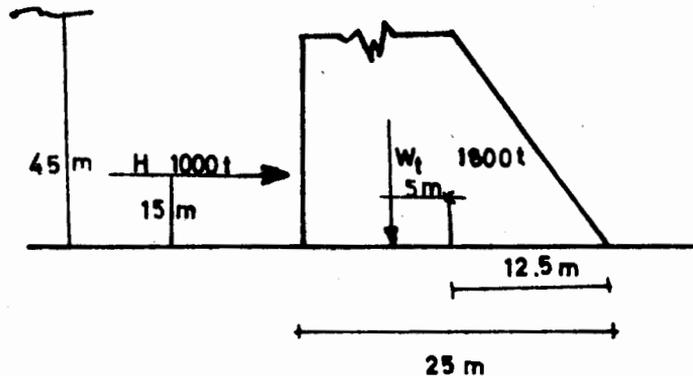


Fig. III.27 Sección de la presa del problema III.2

De la figura III.27 tenemos que:

$W_t = 1800 \text{ ton}; \quad \bar{x} = 5 \text{ m}$ a la izquierda del centro de gravedad.

$H_t = 1000 \text{ ton}; \quad \bar{y} = 15$ sobre el centro de gravedad.

El área será:

$A = 25 \times 1 = 25 \text{ m}^2$ Recuérdese que es por unidad de ancho el análisis.

El momento de inercia I será:

$$I = \frac{1 \times (25)^3}{12} = 1302 \text{ m}^4$$

El momento con respecto al centro de gravedad:

$$M = -1800 \times 5 + 1000 \times 15 = 6000 \text{ ton-m}$$

Calculemos los esfuerzos efectivos:

$$y_{m\acute{a}x} = 12.50 \text{ m}$$

$$\delta_{BA} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y_{m\acute{a}x}$$

$$\delta_B = \frac{1800}{25} + \frac{6000}{1302} \times 12.5 = 129.603 \text{ ton/m}^2 \text{ (compresi3n)}$$

$$\delta_A = \frac{1800}{25} - \frac{6000}{1302} \times 12.5 = 14.396 \text{ ton/m}^2 \text{ (compresi3n)}$$

Sabemos que el valor de la subpresi3n es $\gamma_a H = 45 \text{ ton/m}^2$ y si la comparamos con los valores de δ_A y δ_B , vemos que δ_A es menor, lo cual implica que la presa estar3 apoyada en el agua, determinemos la longitud de la grieta, ver figura III.28.

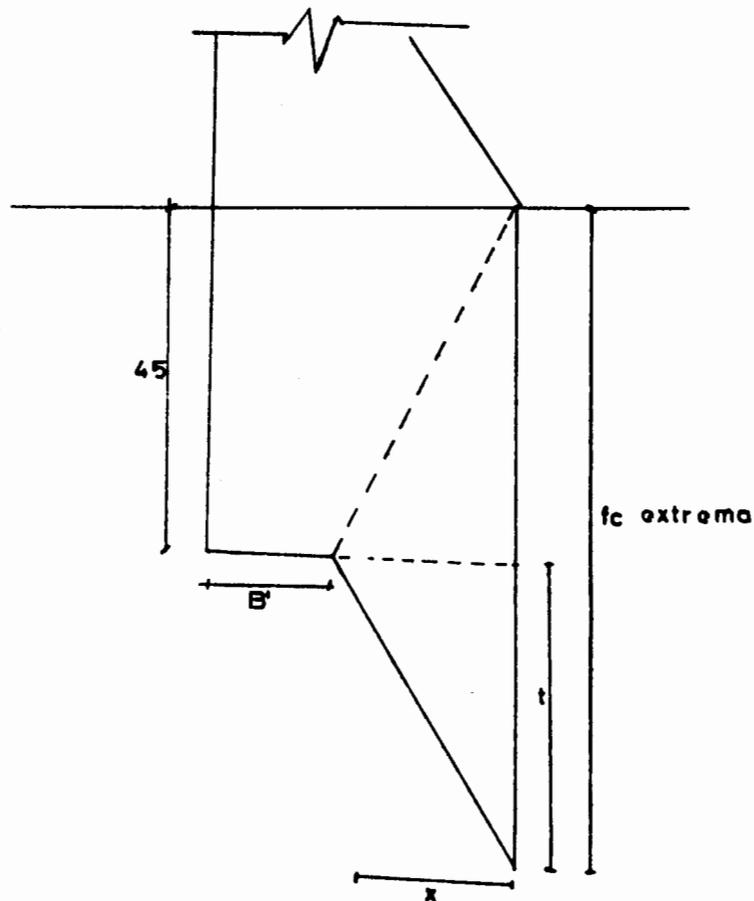


Fig. III.28 Diagrama de esfuerzos efectivos.

De la figura III.28:

$$F_v = 0; 1800 = 45 x 25 + \frac{t x}{2} \dots\dots\dots 1$$

$$M_{talón} = 0; 1000 x 15 + 1800 x 7.5 = 45 x 25 x 12.5 + \frac{x t}{2} (25 - x/3) \dots\dots\dots 2$$

De la ecuación 1:

$$t x = 1350 \text{ ton} \dots\dots\dots 3$$

De la ecuación 2:

$$12.5 x t - \frac{x^2 t}{6} = 14437.5 \dots\dots\dots 4$$

Sustituyendo 3 en 4:

$$\frac{x^2 t}{6} = 2437.5 \dots\dots\dots 5$$

De las ecuaciones 3 y 5:

$$x = 10.883 \text{ m} \dots\dots\dots 6$$

Sustituyendo 6 en 3:

$$t = 124.615 \text{ ton/m}^2 \text{ y } f_c = 124.6 + 45 = 169.6 \text{ ton/m}^2$$

Las hipótesis y la forma de hacer esta revisión varían según las normas que se sigan, pero el ejemplo anterior da una idea de los conceptos principales que intervienen y de una manera de tomar en cuenta la posibilidad de agrietamiento debido a sismos. Evidentemente, si esta posibilidad existe, la presa debe ser estable aun ante la presencia de la grieta,

lo cual implica que los esfuerzos internos deben mantenerse dentro de los límites admisibles con los factores de seguridad aceptados previamente, aun si la estructura se apoya tan solo en la parte de aguas abajo de la grieta (B, en la figura III.26). Así mismo, debe resistir al deslizamiento apoyada solamente sobre esa parte.

III.5 Cálculo de esfuerzos principales

El siguiente paso es calcular los esfuerzos verticales sobre planos horizontales utilizando la fórmula de la escuadría a flexocompresión, tomando en cuenta las fuerzas que se han descrito en los párrafos anteriores (para distintos niveles Z), fig. III.29.

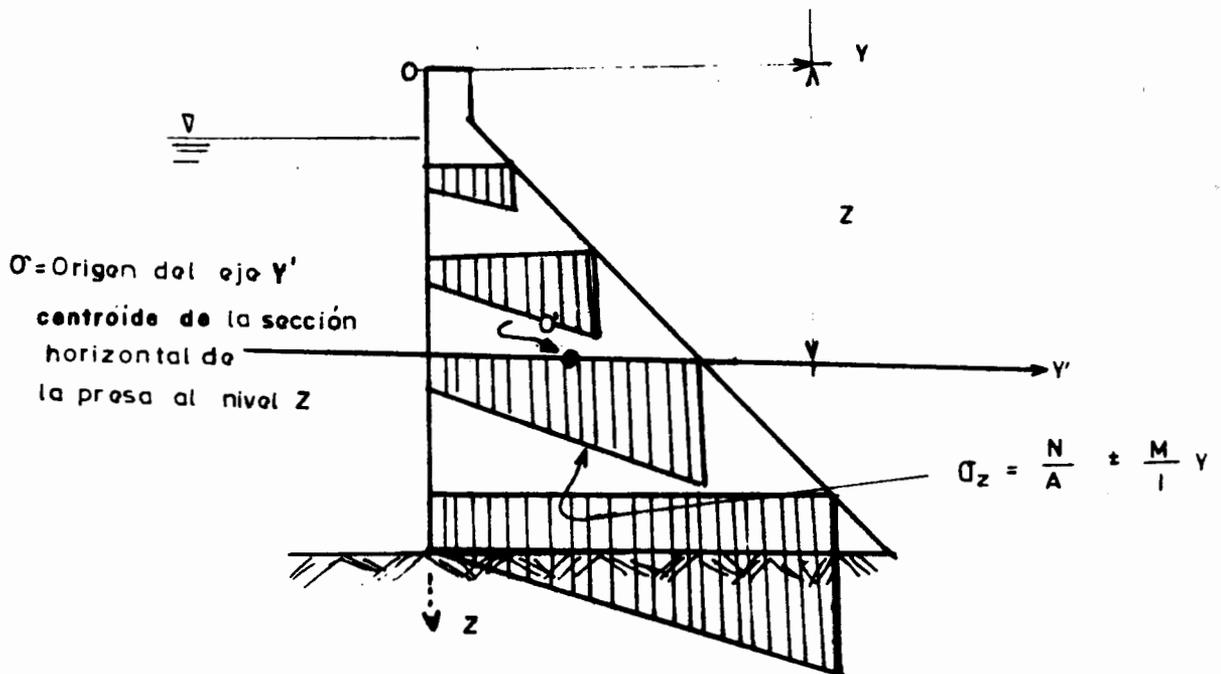


Fig. III.29 Esfuerzos verticales.

A continuación, se deben calcular los esfuerzos cortantes en planos verticales, luego los horizontales y, por último, los esfuerzos normales horizontales sobre planos verticales. Para esto se puede utilizar el procedimiento que se desarrolla en el cuadro siguiente:

III.5.1 Esfuerzos en presas de gravedad, incluidos los efectos de existencia de agua en ambos paramentos y sismo.

Esta es una adaptación de la Parte II "Methods of Analysis, The Gravity Method of Stress and Stability Analysis". USBR, 1975.

III.5.1.1. Cambio en la presión del agua debido a efectos de sismo horizontal P_E .

$$P_E = C \gamma \lambda Z$$

$$C = \frac{Cm}{2} \left[\frac{h}{Z} \left(2 - \frac{h}{Z} \right) + \sqrt{\frac{h}{Z} \left(2 - \frac{h}{Z} \right)} \right]$$

Donde:

C = coeficiente del agua.

λ = coeficiente sísmico del lugar o la presa.

γ = peso volumétrico del agua en el embalse.

Z = altura total de la presa.

h = altura de la sección en análisis.

C_m = coeficiente máximo, ver tabla III.1 y fig.

III.21

III.5.1.2. Esfuerzos normales en un plano horizontal, σ_z

$$\sigma_z = a + b y$$

$$a = \sigma_{zd} = \frac{\Sigma W}{T} - \frac{6 \Sigma M}{T^2}$$

$$b = \frac{12 \Sigma M}{T^3}$$

Donde:

σ_{zd} = esfuerzo normal en el paramento aguas abajo.

ΣW = suma de fuerzas verticales sobre la sección.
en estudio.

ΣM = suma de momentos.

T = ancho de la presa.

y = distancia recorrida en la dirección de T a
partir del C.G. de la presa. Ver Fig. III.29

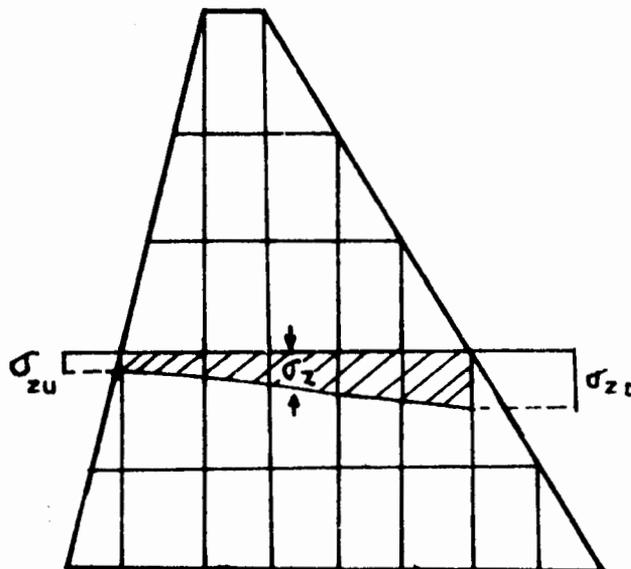


Fig. III.30 Esfuerzos normales en un plano horizontal.

III.5.1.3. Esfuerzos cortantes en un plano horizontal o vertical, $\zeta_{yz} = \zeta_{zy}$

$$\zeta_{zy} = \zeta_{yz} = a_1 + b_1 y + c_1 y^2$$

$$a_1 = \zeta_{zyd} = (\sigma_{zd} - p' \pm p'_E) \tan \phi_d$$

$$b_1 = - \frac{1}{T} \left(\frac{6\Sigma V}{T} + 2 \zeta_{zyu} + 4 \zeta_{zyd} \right)$$

$$c_1 = \frac{1}{T^2} \left(\frac{6\Sigma V}{T} + 3 \zeta_{zyu} + 3 \zeta_{zyd} \right)$$

Se debe revisar para $y = T$

$$\zeta_{zyu} = - (\sigma_{zu} - P \pm P_E) \tan \phi_u$$

Nota: (T Use (+) si la aceleración horizontal de la cimentación es hacia aguas arriba).

(E Use (-) si la aceleración horizontal de la cimentación es hacia aguas arriba).

Las notaciones empleadas indican lo siguiente:

- P presión hidrostática en el paramento aguas arriba.
- p' presión hidrostática en el paramento aguas abajo.
- P'_E Cambio de presión por sismo aguas abajo.
- ΣV Suma de fuerzas horizontales sobre la sección

ϕ Angulo entre la cara de un paramento y la vertical.

Los subíndices u y d , indican condiciones aguas arriba y aguas abajo respectivamente. Ver fig. III.31.

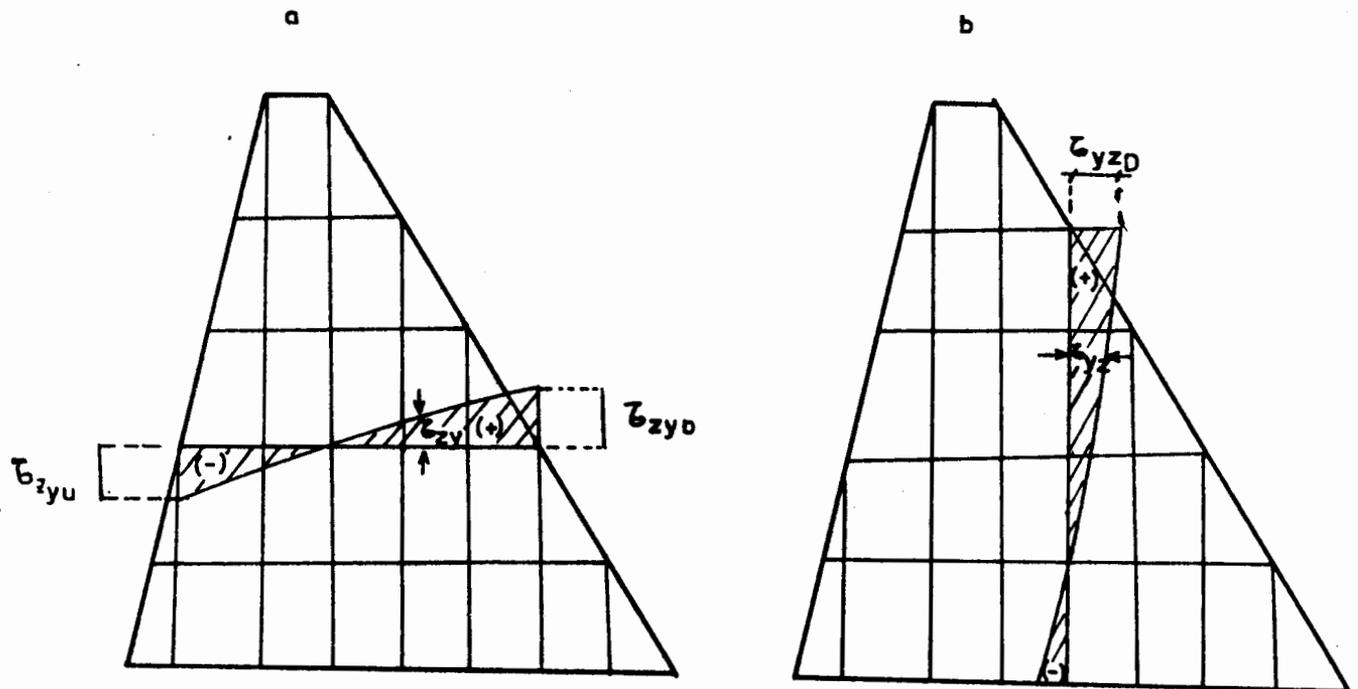


Fig. III.31 a) Esfuerzos cortantes en un plano horizontal.

b) Esfuerzos cortantes en un plano vertical.

III.5.1.4. Esfuerzos normales en un plano vertical, σ_y

$$\sigma_y = a_2 + b_2 y + c_2 y^2 + d_2 y^3$$

$$a_2 = \sigma_{yd} = a_1 \tan \phi_d + p' \pm \frac{p'}{E}$$

$$b_2 = b_1 \tan \phi_d + \frac{\partial a_1}{\partial z} \pm \lambda w_c$$

$$\frac{\partial a_j}{\partial z} = \tan \phi_d \left[\frac{\partial \sigma_{zd}}{\partial z} - \omega^o + \frac{\partial p'_c}{\partial z} \right] + \frac{\partial \tan \phi_d}{\partial z} (\sigma_{zd} - p' + \frac{\partial p'_E}{\partial z})$$

(ω^o será omitido si no hay agua en el paramento aguas abajo).

$$\frac{\partial z_d}{\partial z} = \omega_c + \tan \phi_u \left(\frac{12 \Sigma M}{T^3} + \frac{2 \Sigma W}{T^2} - \frac{2p}{T} + \frac{2P'_E}{T} \right) + \tan \phi_d$$

$$\left(\frac{12 \Sigma M}{T^3} - \frac{4 \Sigma W}{T^2} + \frac{4p'}{T} + \frac{4P'_E}{T} \right) - \frac{6 \Sigma V}{T^2}$$

$$\frac{\partial P'_E}{\partial z} = \frac{(P'_E - P'^*_E)}{\Delta z}$$

$$\frac{\partial \tan \phi_d}{\partial z} = \frac{\tan \phi_d - \tan \phi_d^*}{\Delta z}$$

$$C_2 = C_1 \tan \phi_d + \frac{1}{2} \frac{\partial b_j}{\partial z}$$

$$\frac{\partial b_j}{\partial z} = - \frac{1}{T^2} \left[6 \left(\frac{\partial \Sigma M}{\partial z} \right) - \frac{\partial T}{\partial z} \left(\frac{12 \Sigma V}{T} + 2 \zeta_{zyu} + \right. \right.$$

$$\left. + 4 \zeta_{zyd} \right] - \frac{1}{T} \left[2 \left(\frac{\zeta_{zyu}}{z} \right) + 4 \left(\frac{\zeta_{zyd}}{z} \right) \right]$$

$$\frac{\partial \Sigma V}{\partial z} = - (p - p' + \lambda \omega_c T + P'_E + P'_E)$$

$$\frac{\partial T}{\partial Z} = \tan \phi_u + \tan \phi_d$$

$$\frac{\partial \tau_{zyu}}{\partial Z} = \tan \phi_u \left(w^o - \frac{\partial \sigma_{zu}}{\partial Z} + \frac{\partial P_E}{\partial Z} \right) + \frac{\partial \tan \phi_u}{\partial Z} (P_E - \sigma_{zu})$$

(° w será omitido si no existe agua en el paramento aguas abajo).

$$\frac{\partial \sigma}{\partial Z} = w_c + \tan \phi_u \left(\frac{4P}{T} + \frac{4P_E}{T} - \frac{4\Sigma W}{T^2} - \frac{12\Sigma M}{T^3} \right) + \tan \phi_d \left(\frac{2\Sigma W}{T^2} + \frac{2P'_E}{T} - \frac{2P'}{T} - \frac{12\Sigma M}{T^3} \right) + \frac{6\Sigma V}{T^2}$$

$$\frac{\partial \tau_{zyd}}{\partial Z} = \frac{\partial a_j}{\partial Z}$$

$$\frac{\partial P_E}{\partial Z} = \frac{(P_E - P_E^*)}{\Delta Z}$$

$$\frac{\partial \tan \phi_u}{\partial Z} = \frac{\tan \phi_u - \tan \phi_u^*}{\Delta Z}$$

$$d_2 = \frac{1}{3} \frac{\partial C_j}{\partial Z}$$

$$\frac{\partial C_j}{\partial Z} = \frac{1}{T^3} \left[6 \left(\frac{\partial \Sigma V}{\partial Z} - \frac{\partial T}{\partial Z} \left[\frac{J \delta \Sigma V}{T} + 6 \tau_{zyu} + 6 \tau_{zyd} \right] + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{1}{T^2} \left[3 \left(\frac{\partial \tau_{zyu}}{\partial Z} \right) + 3 \left(\frac{\partial \tau_{zyd}}{\partial Z} \right) \right] \right]$$

Se debe revisar para $y = T$

$$\sigma_{yu} = (P + \frac{T}{P_E} - \tau_{zyu} \cdot \tan \phi_u)$$

Donde:

w = peso volumétrico del agua en el paramento a guás abajo.

w_c = peso volumétrico del concreto.

El asterisco (*) indica que la cantidad debe ser determinada en un plano horizontal a una distancia ΔZ sobre la sección en análisis. Ver Fig. III.32

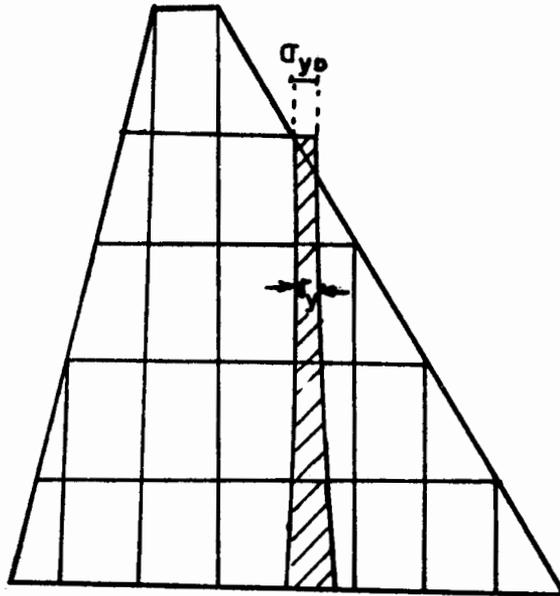


Fig. III.32 Esfuerzos normales en un plano vertical.

III.5.1.5. Magnitud de esfuerzos principales σ_{p_1} , σ_{p_2}

$$\sigma_{p_1} = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}\right)^2 + (\tau_{zy})^2}$$

Si $(\sigma_z - \sigma_y) > 0$, use (+)

Si $(\sigma_z - \sigma_y) < 0$, use (-)

Alternando los signos se obtiene σ_{p_2} el cual es perpendicular a σ_{p_1} .

Se debe revisar para el paramento aguas arriba

$$\sigma_{p_1} \text{ o } \sigma_{p_2} = \sigma_{zu} \sec^2 \phi_u - (P \pm P_E)^T \tan^2 \phi_u$$

y para el paramento aguas abajo.

$$\sigma_{p_1} \text{ o } \sigma_{p_2} = \sigma_{zd} \sec^2 \phi_d - [P' \pm P'_E] \tan^2 \phi_d$$

Ver figura III.33

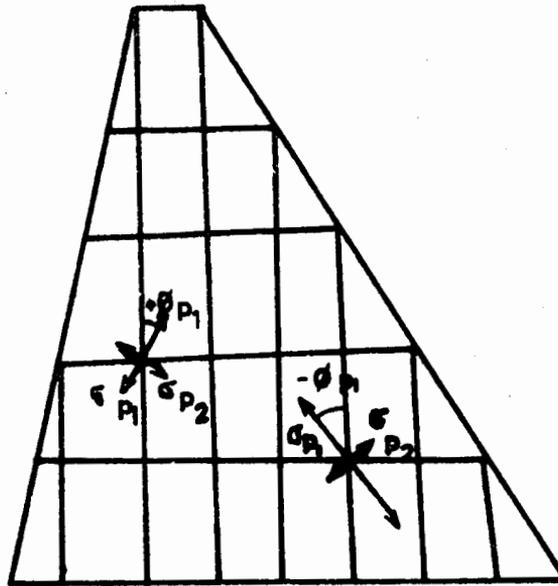


Fig. III.33 Esfuerzos principales

III.5.1.6. Dirección de esfuerzos principales ϕ_{p_j}

$$\phi_{p_j} = \frac{1}{2} \arctan \left(- \frac{\tau_{zy}}{\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}} \right)$$

Si $\tan 2\phi_{p_j} = (+)$, $0 < \phi_{p_j} < (+45^\circ)$

Si $\tan 2\phi_{p_j} = (-)$, $(-45^\circ) < \phi_{p_j} < 0$

Ambos medidos en forma vertical en el sentido de las mane-

cillas del reloj.

Revise los paramentos aguas arriba y aguas abajo:

$$\phi_{p_1} = \phi \quad o \quad (90 - \phi)$$

II.5.1.7. Método para la construcción de líneas de esfuerzos principales.

1. De la intersección de un plano vertical escogido y la base de la sección del cantilever (punto 1), mida ϕ_{p_1} y trace una tangente 1-2, del punto 1 a la mitad de la distancia de la base a la sección horizontal A-B-inmediato superior, ver figura III.34.
2. En los puntos de la sección A-B, formados por intersecciones con planos verticales, entre los cuales la prolongación de la línea 1-2 pudiera pasar, mídase el ángulo del esfuerzo principal en esos puntos y trácense líneas rectas prolongándose hasta que se intersequen.
3. Entre este punto de intersección y el punto 2, trácese una recta 2-3 hasta la semidistancia entre las secciones A-B y C-D, esta última sección inmediata superior a A-B, donde se alojará el punto 3.
4. Repítase la operación descrita en 3, hasta llegar a -

la última sección (en la cresta de la presa).

5. A través de los puntos de intersección de las líneas -- tangentes a los ángulos y los planos de las secciones ho-
rizontales (o verticales), trace las líneas de esfuerzos
principales.
6. De la intersección de un plano horizontal, y el paramen-
to aguas arriba (o de la intersección de un plano verti-
cal y la base), mida el ángulo complementario correspon-
diente al del esfuerzo principal y dibuje la tangente -
5-6, situando el punto 5 en el paramento aguas arriba y-
el punto 6 en la semidistancia del paramento aguas arri-
ba y la primera línea de esfuerzos principales ya dibu--
jada.
7. Desde 6, dibuje la tangente 6-7, perpendicular a la pri-
mera línea de esfuerzos principales, prolongándola hasta
la mitad de la distancia de esta última y la siguiente -
línea de esfuerzos principales.
8. Continúe el proceso, trazando todas las perpendiculares-
a las líneas de esfuerzos principales hasta cubrir toda-
la sección.
9. Conecte los puntos de intersección de estas nuevas lí--
neas y las de esfuerzos principales y se obtendrán las
líneas de esfuerzos principales complementarios.

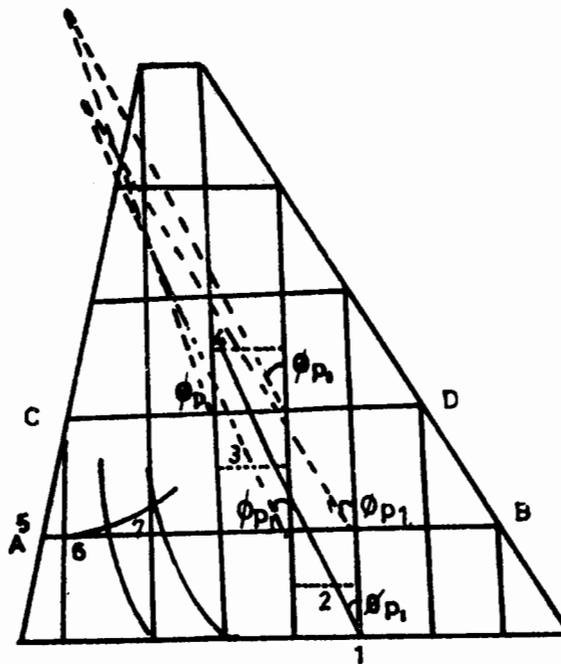


Fig. III.34 Líneas de esfuerzos principales.

Teniendo calculados todos los esfuerzos normales y tangenciales en planos horizontales y verticales, se pueden calcular los esfuerzos principales en cada punto y trazar las trayectorias correspondientes.

En el caso de presas pequeñas, de relativamente poca importancia, todo este cálculo de esfuerzos puede suprimirse, bastando con demostrar la estabilidad con las condiciones de no deslizamiento y no volteo.

Por otra parte, debemos recalcar que se está suponiendo un

análisis bidimensional, en que cada bloque de la cortina se supone funcionando independientemente de los laterales, a los que sólo se une por medio de juntas de contracción abiertas, selladas por un material sumamente deformable, incapaz de transmitir esfuerzos de un bloque a otro. Si la presa se piensa construir monolíticamente (inyectando las juntas), debe utilizarse un método como el de los arcos-muro.

III.6 Combinaciones de carga

En el análisis de cargas deben considerarse las siguientes combinaciones:

a) Condiciones normales

- . Presa llena al NAMO
- . Empuje hidrostático
- . Peso propio y de accesorios
- . Subpresión
- . Azolves
- . Carga por cambios de temperatura (sólo si la presa va a ser monolítica)
- . Hielo

b) Condiciones Extraordinarias:

- . Presa llena al NAME (o presa al NAMO + SISMO considerado con métodos pseudoestáticos)
- . Empuje hidrostático
- . Peso propio y de accesorios

- . Subpresión
 - . Azolves
 - . Cambios de temperaturas (para monolítica).
- c) Condiciones Extremas: (ver nota pág. 194)
- . Presa llena al NAMO
 - . Empuje hidrostático
 - . Peso propio y de accesorios
 - . Subpresión
 - . Azolves
 - . Cambios de temperaturas (presa monolítica)
 - . Sismo de diseño (sismo máximo creíble y métodos dinámicos de análisis)
- d) Presa Vacía
- . Con sismo, o
 - . sin sismo
- e) Otras condiciones de carga especiales a juicio del proyectista.

III.7 Condiciones de seguridad

Se deberán analizar los siguientes conceptos:

1. Esfuerzos máximos de compresión (principales) que deben ser menores que los permisibles
2. Esfuerzos mínimos (principales) (pueden ser negativos, tensiones en algunos casos), mayores que los permisibles

(en valores absolutos, menores).

3. Resistencia al deslizamiento, que debe ser superior a las fuerzas deslizantes.

Esfuerzos permisibles. La resistencia a la compresión que desarrolla el concreto en forma definitiva, no la alcanza a los 28 días, sino con una edad que oscila entre los 90 días y los dos años. Esta resistencia viene a ser del orden de 1.75 f_c' representa la resistencia a los 28 días, medida en pruebas tipo ACI.

El U.S.B.R. recomienda para esfuerzos de compresión:

$$\text{Resistencia de diseño} = \frac{\text{Resistencia última}}{\text{F.S.}}$$

Siendo:

F.S. = 3 para combinaciones de carga ordinarias

F.S. = 2 para combinaciones de carga extraordinarias

F.S. = 1 para combinaciones de carga extremas.

Considerando para condiciones iniciales f_c' y para condiciones finales 1.75 f_c' .

Para el cálculo de esfuerzos mínimos se emplea la siguiente ecuación:

$$\sigma_{zu} = "p" \gamma H - \frac{\delta_c'}{\text{F.S.}}$$

Donde:

γH = subpresión máxima

"p" = término de reducción de subpresión: igual a uno si no hay drenes y 0.4 si los hay.

δ_t^c = resistencia última a la tensión en el concreto

δ_t^c = 0.05 de la resistencia última a compresión

0.05 x 1.75 f_c^c en condiciones finales.

Para que no haya deslizamiento se debe cumplir que:

$$F.C. > F.S.$$

Donde: F.S. es un factor de seguridad, que vale:

3 para condiciones de carga ordinarias

2 para combinaciones de carga extraordinarias

1 para combinaciones de carga extremas.

Calculándose F.C. con la ecuación:

$$F.C. = \frac{c A + N \tan \phi}{\Sigma f_z \text{as horiz. cortante}} \quad (\text{coeficiente de fricción-cortante})$$

Donde:

c = cohesión del concreto (del orden de 0.1 f_c^c) o de la liga con la cimentación.

ϕ = ángulo de fricción interna del concreto (45°) o de la liga en la cimentación.

A = área de la superficie de desplante o de la sección horizontal a un nivel Z cualquiera al

que se este realizando el análisis.

Nota:

Para aceptar los F.S. anteriores, deben calcularse todas las fuerzas con la mayor aproximación a la realidad; esto no es cierto en el caso del sismo, si sólo se emplea el método pseudo-estático, por lo que convendría ser más conservador en ese caso y exigir un F.S. del orden de 1.5 a 2 para la combinación de cargas "C".

III.8 Método de las cargas de prueba (Trial load)

También se le conoce como método de los arcos-muros. Este método trata a la cortina como un monolito empotrado en el fondo y las laderas de la boquilla, y se emplea, obviamente, cuando la construcción se va a hacer así, inyectando las juntas para obtener el trabajo monolítico de la estructura. Entonces se analiza por tanteos, distribuyendo las cargas entre los sistemas estructurales de arcos y de muros hasta igualar las deflexiones en sus puntos de intersección. Ver figura III.35

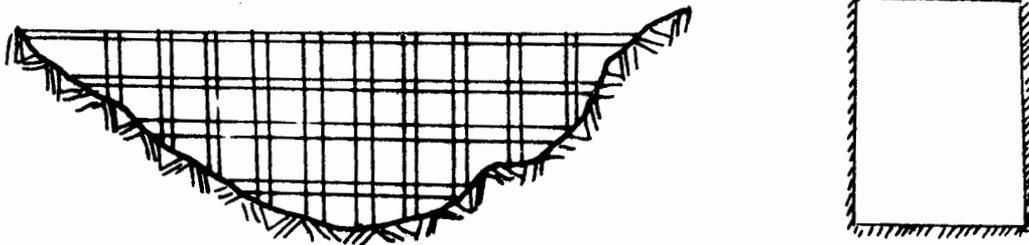


Fig. III.35 Tratamiento de una cortina por el método trial load.

Ampliando la explicación se trata de repartir las cargas tratando de igualar deformaciones. El método de los arcos-muros o de las cargas de prueba, trata de repartir la carga entre dos sistemas estructurales, uno de muros en voladizo empotrados en la cimentación y otro de vigas horizontales, buscando que la repartición de cargas sea tal que en cada intersección de un muro con una viga, ciertas deformaciones (por ejemplo: flecha horizontal, giro horizontal, etc) se igualen si son calculados en cualquiera de los dos elementos estructurales, el método permite tomar en cuenta todas las fuerzas actuantes y sus efectos de flexión, torsión, cortantes y esfuerzo normal. En ocasiones se simplifica haciendo caso omiso de algún esfuerzo o reduciendo el número de elementos. Este método fue desarrollado inicialmente por Westergaard para el U.S.B.R. y ha recibido sucesivas mejoras.

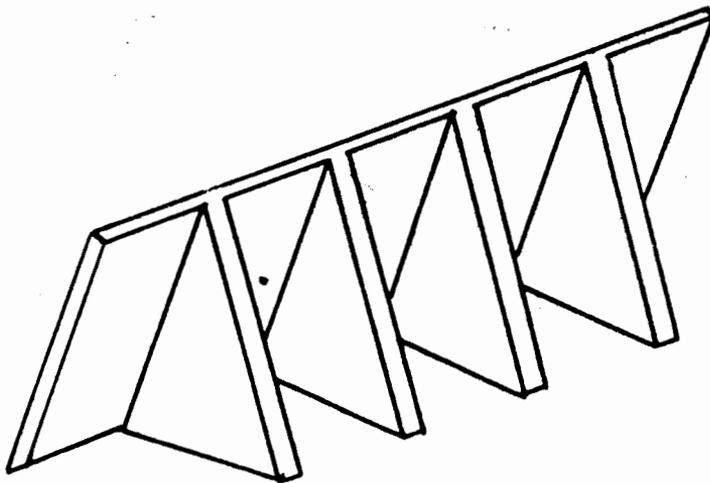
IV. PRESAS DE CONTRAFUERTES

IV.1 Consideraciones generales

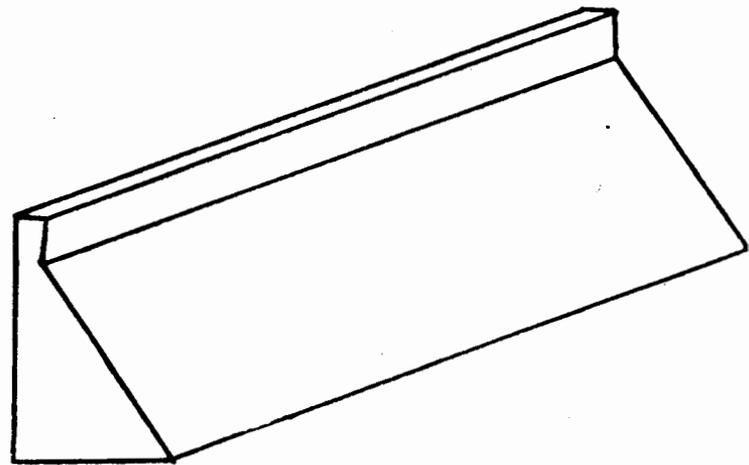
Lógicamente (aunque no históricamente), las presas de contrafuertes surgen basándose en el mismo principio de las presas de gravedad, como una oposición al "desperdicio" de la resistencia del material de construcción que se hace en éstas últimas, en efecto, los esfuerzos de compresión a que se ve sometido el concreto de una presa de gravedad son generalmente muy inferiores a los que podría soportar; esto se debe al efecto estabilizante necesario que proporciona el peso del concreto, para no tener la presencia de tensiones (tracciones) inadmisibles.

Una presa de contrafuertes obliga al concreto a trabajar a

mayores esfuerzos reduciendo su volumen, podría cuestionarse ¿Cómo se logra su estabilidad?, muy fácil, por un lado al reducirse el volumen mediante la reducción de su área de apoyo (disponiendo huecos convenientemente elegidos) se aminora en gran parte la subpresión, por otra parte al inclinar su paramento aguas arriba, aprovecha el peso del agua sobre él para dar estabilidad, ver figura IV.1.



Preso de contrafuertes



Preso de gravedad

Fig. IV.1 Presas de contrafuertes y de gravedad.

IV.2 Estabilidad de una presa de contrafuertes.

Ya se dijo que suprimir la subpresión y aprovechar el peso

del agua para dar estabilidad son los dos factores que justifican a las presas de contrafuertes, analicemos su estabilidad.

Sea una presa de gravedad (representada por un triángulo en la figura IV.2), ya se vió que si existe subpresión, el talud debe ser $0.845:1$, si se considera una sección de grueso B , tendríamos un volumen $V_j = 0.423 B H^2$, ver figura IV.2.

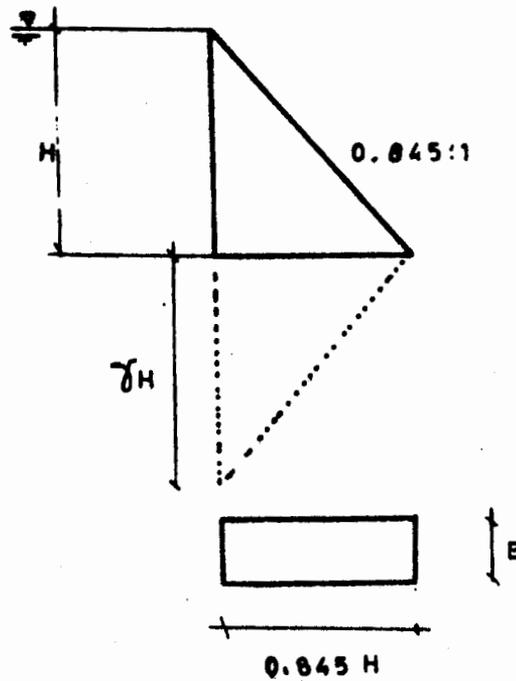


Fig. IV.2 Diagrama para una presa de gravedad con supresión.

Si anulamos la subpresión, ya vimos que el talud debería ser

0.642:1, para el mismo grueso B, tendríamos un volumen

$$V_2 = 0.321 B H^2 = 75.8\% \text{ de } V_1, \text{ ver figura IV.3.}$$

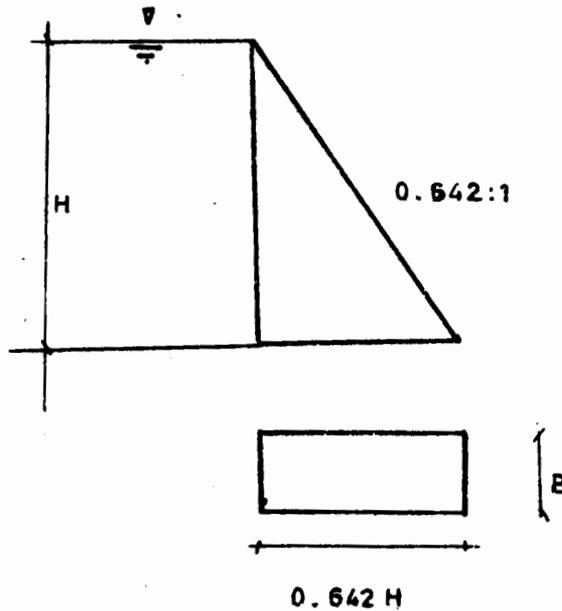


Fig. IV.3 Diagrama para una presa de gravedad sin subpresión.

Volvamos al primer caso con $k = 0.845$, si pudiéramos suprimir la subpresión, dejando el mismo talud y suponiendo despreciable el peso de la cubierta, el grueso del contrafuerte que nos garantiza estabilidad sin tensiones, es 58.3% de V_1

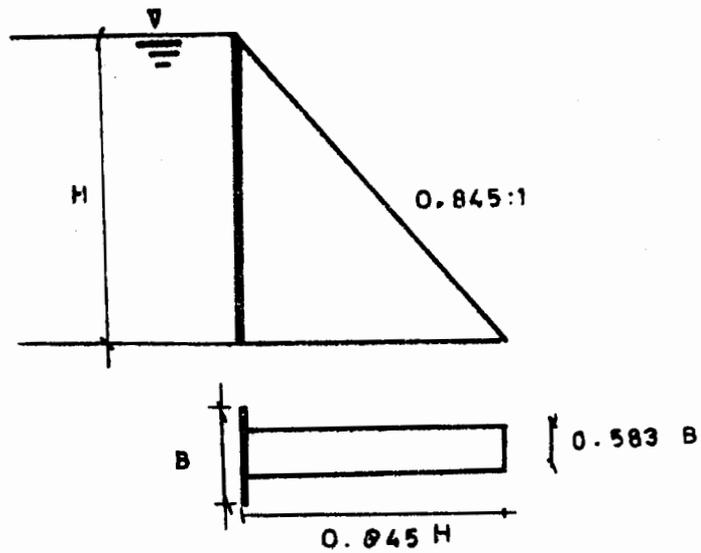


Fig. IV.4 Grosor de un contrafuerte, suprimida la subpresión.

Ahora inclinemos el paramento aguas arriba hasta que se iguale con el talud aguas abajo, sin cambiar el ancho de la base, Fig IV.5, el grosor del contrafuerte se reducirá a $0.542 B$ y su volumen será $V_4 = 0.229 B H^2 = 54.2\%$ de V_1

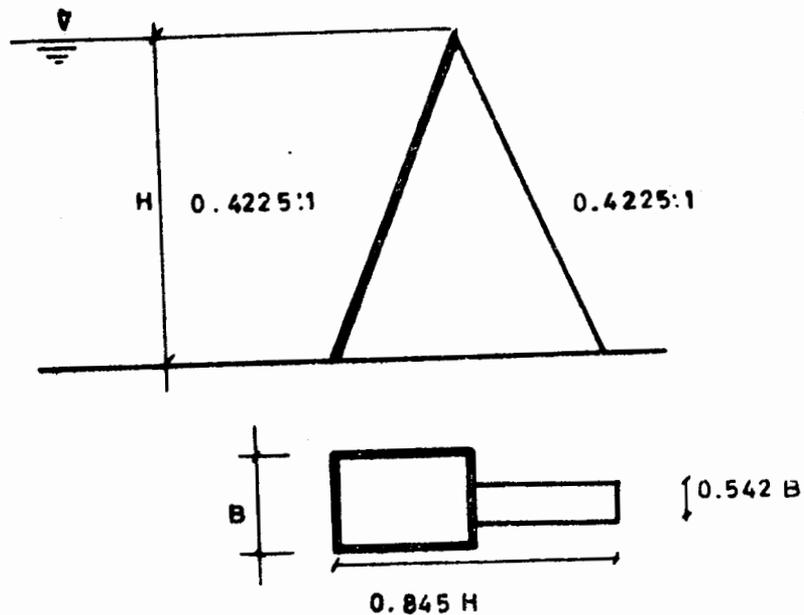


Fig. IV.5 Grosor de un contrafuerte, para paramentos con el mismo talud.

Si aumentamos la base a $0.9 H$, fig IV.6, el ancho del contrafuerte se reduce a $0.404 B$, y el volumen $V_5 = 0.182 B H^2 = 43\%$ de V_1 , según este planteamiento, podríamos incluso eliminar el grueso del contrafuerte, cosa que en la realidad no puede suceder por evidentes causas, y el grueso será determinado como veremos más adelante.

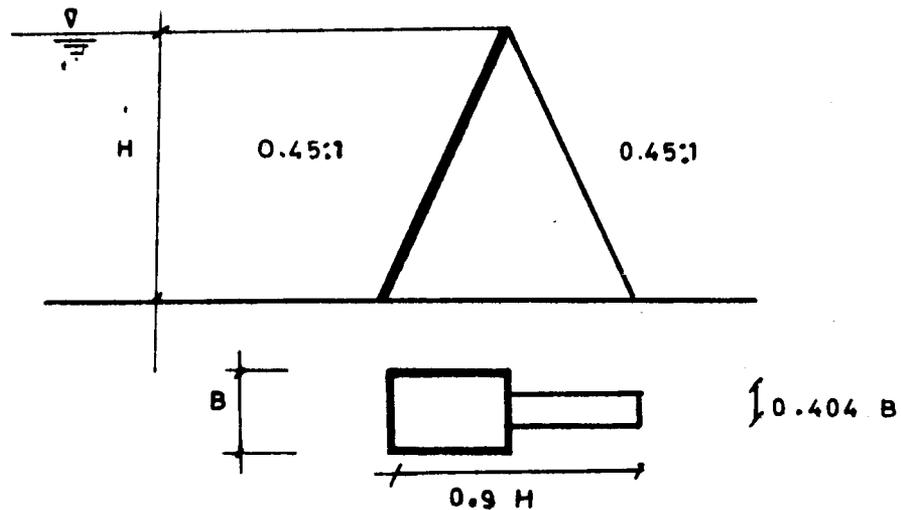


Fig. IV.6 Grueso de un contrafuerte, para una base = $0.9 H$

Las cargas que actúan en una presa de contrafuertes son las mismas que consideramos para una presa de gravedad:

Empuje hidrostático

Empuje de azolves

Peso propio

Subpresión

Hielo

Sismo

Para cálculo no se consideran secciones de espesor unitario, sino que se hace para cada elemento (o bloque).

Se deberá garantizar el no volteamiento y el no deslizamiento, el factor de seguridad al volteamiento debe ser mayor de 2, lo que equivale, aproximadamente, a no admitir tensiones en el talón. Para cumplir con el requisito de no deslizamiento, generalmente se considera que la suma de fuerzas horizontales H no sea mayor que el 75% de la suma de fuerzas verticales, o se utiliza el criterio del coeficiente de fricción-cortante (F.C.) comentado al tratar de las presas gravedad.

IV.3 Clasificación de las presas de contrafuertes.

Esta clasificación está basada en el tipo de cubierta aguas arriba, así tenemos:

- a) Cortinas tipo Ambursen (losas planas)
- b) Cortinas de Arcos múltiples
- c) Cortinas de machones masivos (Noetzli)
- d) Cortinas de gravedad aligerada o tipo Marcello.

IV.4 Presas de contrafuertes tipo Ambursen.

Este tipo de cortinas, están formadas por losas planas, que se apoyan sobre los contrafuertes, ver figura IV.6'

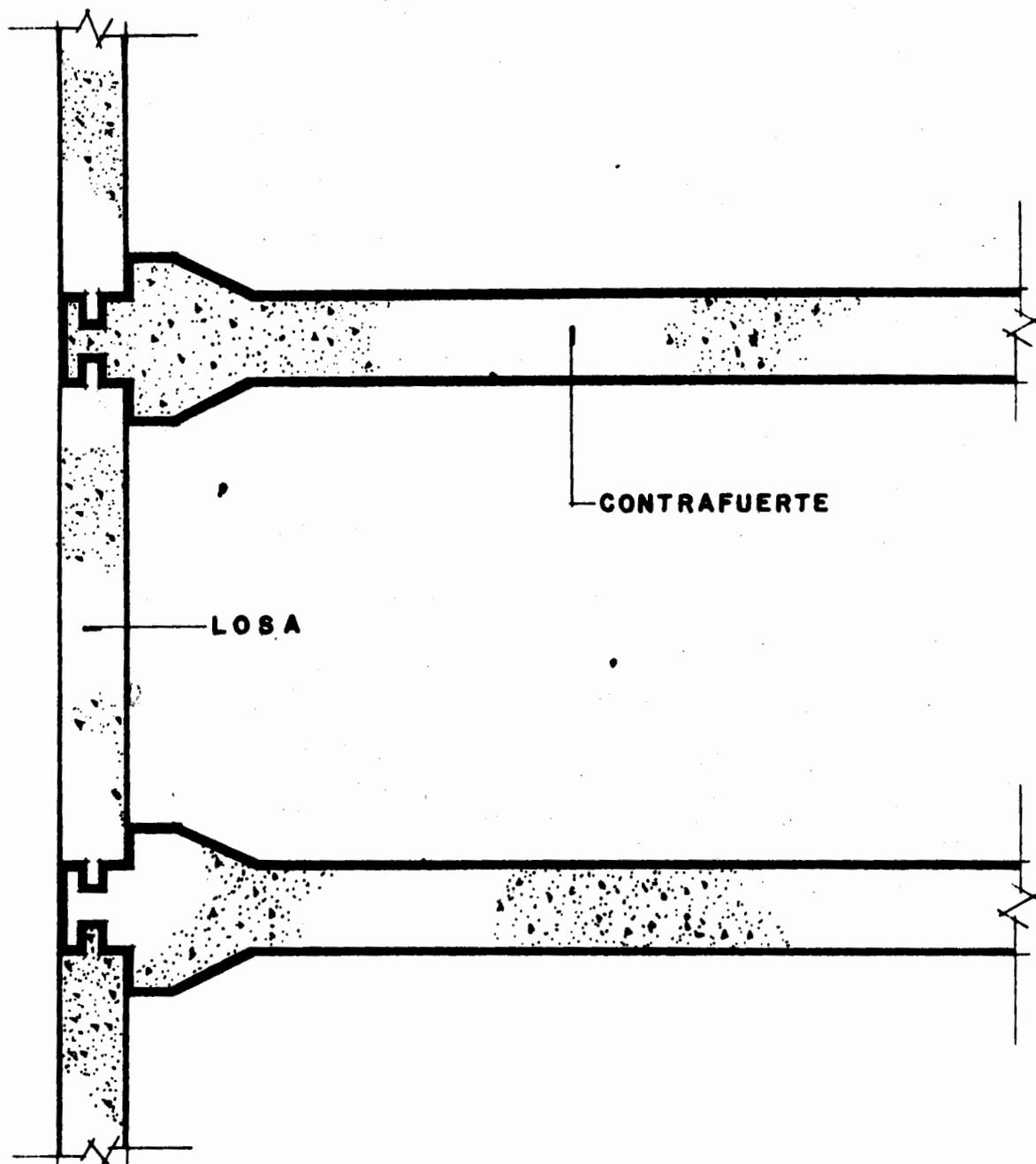


Fig IV.6' Presa tipo Ambursen

El espaciamiento de los contrafuertes varía con la altura de la presa, los contrafuertes con espaciamientos muy cerrados pueden ser menos masivos, y las losas delgadas, pero se necesita más cantidad de obra falsa y cimbra. El mejor espaciamiento de contrafuertes es el que da el costo mínimo.

El cálculo de la losa se hace tomando en cuenta que se apoya libremente (articulación) sobre los contrafuertes, esto se hace con el objeto de que trabajen independientemente y no haya transmisión de esfuerzos. La junta entre la losa y el contrafuerte se llena con asfalto o con algún compuesto para juntas flexibles, ver fig IV.7.

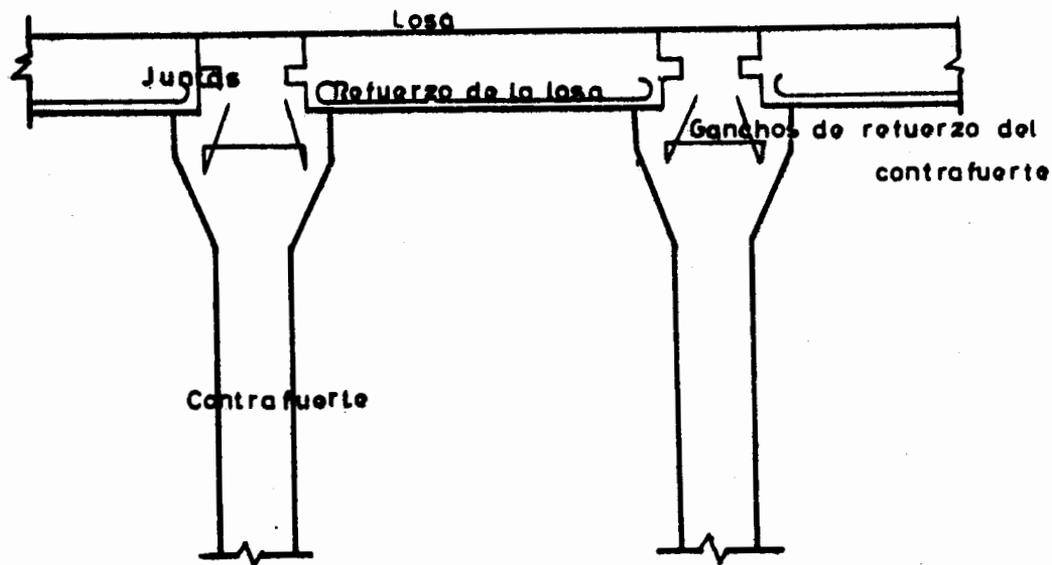


Fig. IV.7 Sistema de juntas entre la losa y el contrafuerte.

Este tipo de presas son construidas en valles amplios donde se necesita una presa amplia; si la cimentación no fuera

buena, se adaptarían zapatas amplias, aunque esto puede incrementar la subpresión.

En estudios preliminares, es común considerar que la losa consiste en una serie de vigas paralelas que trabajan independientemente una de la otra, como las vigas están simplemente apoyadas se calculan por los métodos normales de diseño de concreto reforzado. El espesor de la viga y la cantidad de refuerzo aumentan con la profundidad abajo del agua, ver figura IV.8

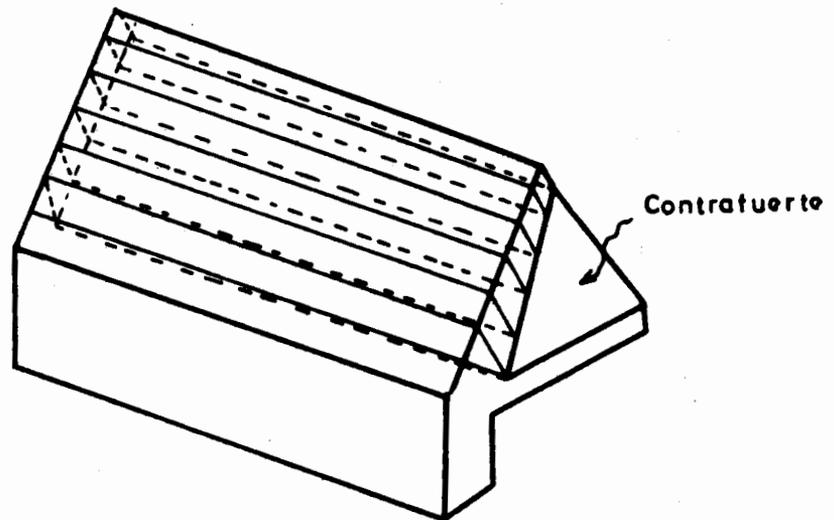


Fig. IV.8 Losa considerada que trabaja como una serie de vigas que corren entre los contrafuertes.

El diseño del contrafuerte se puede hacer en forma muy simplificada considerando que consta de un sistema de columnas

independientes. La carga en cada columna es una combinación de carga estructural con carga de agua, las columnas se consideran curvas para evitar carga excéntrica, ver figura IV.9.

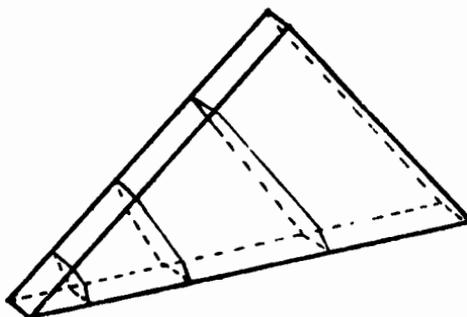


Fig. IV.9 Contrafuerte que se considera trabaja como una serie de columnas curvas.

IV.5 Presas de contrafuertes de arcos múltiples.

Estas cortinas están formadas por una serie de arcos o bóvedas que permiten mayor espaciamiento entre contrafuertes, figura IV.10.

Las primeras presas de este tipo fueron construidas con contrafuertes separados a cortas distancias, lo cual implica espesores pequeños de las bóvedas y contrafuertes esbeltos, con el peligro de falla por pandeo o efectos sísmicos, este tipo de cortinas requerían mayor cantidad de acero de refuerzo, mayor complicación en los colados y gran cantidad de cimbra y obra falsa, entonces se optó por construir con-

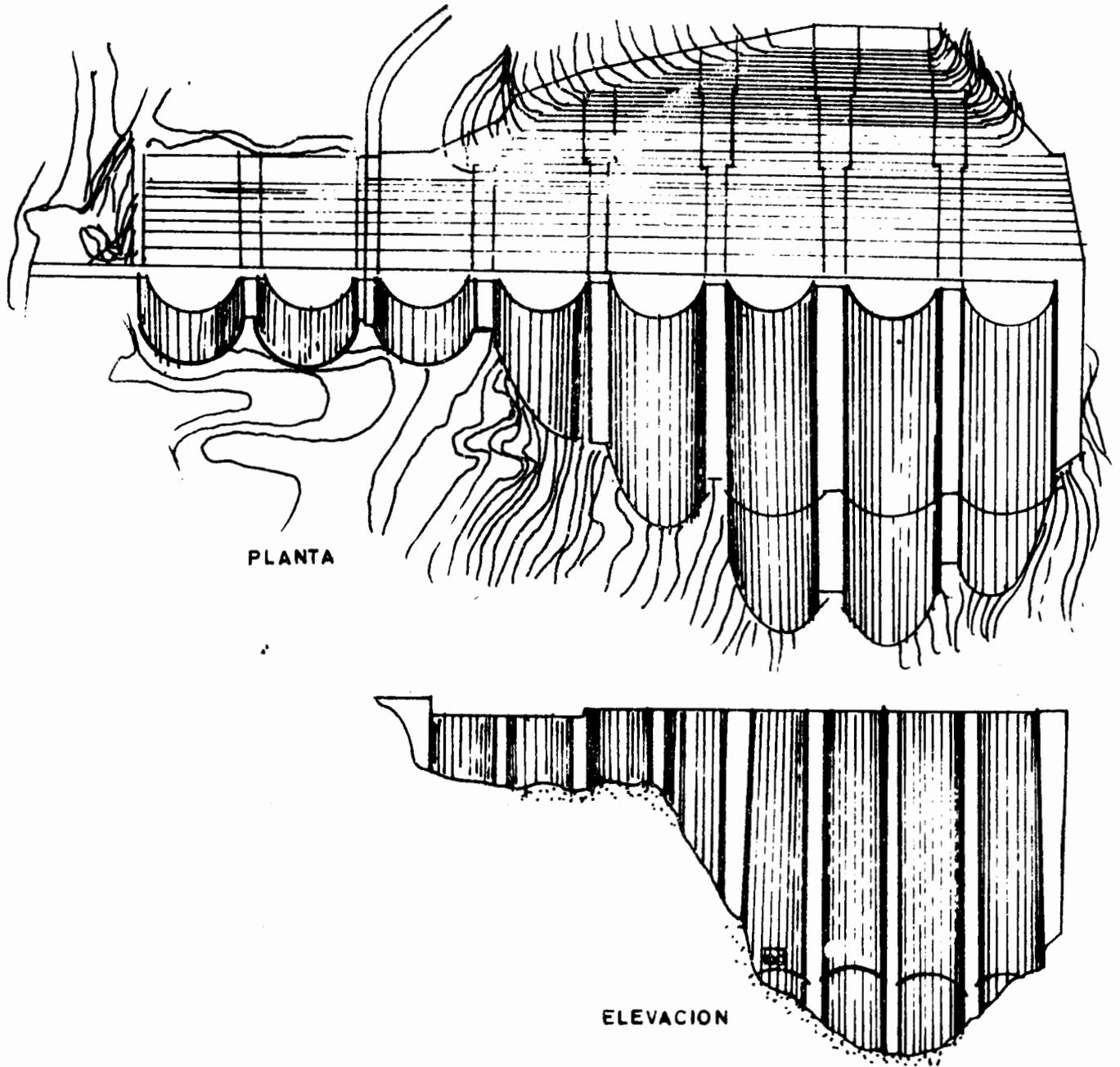


Fig. IV.10 Presa de contrafuertes de arcos múltiples.

trafuertes masivos y bóvedas grandes y con mayor espesor, en esta forma empleando concreto de mayor calidad casi se elimina el acero de refuerzo.

Debe cuidarse que las bóvedas trabajen a compresión simple, aunque en realidad hay flexión debida a:

Diferencias de presiones entre la clave y los atraques.

Por peso propio.

Por efectos sísmicos.

Para diseño preliminar, considérese la figura IV.11.

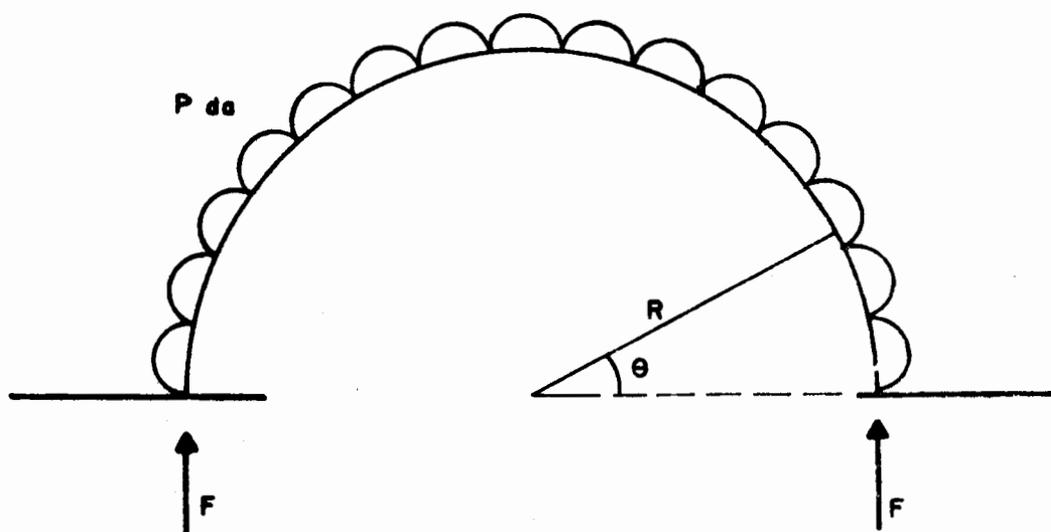


Fig. IV.11 Diagrama de cuerpo libre de un arco.

En los atraques la fuerza F será:

$$F = \frac{1}{2} \int_0^\pi p \operatorname{sen} \theta R d\theta = pR = \frac{pD}{2}$$

Donde:

p = presión hidrostática en ton/m²

R = radio del arco.

D = diámetro del arco.

Y con la fórmula del tubo de pared delgada podremos calcular el esfuerzo σ , ver la figura IV.12

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{pR}{t}$$

Siendo t el espesor del arco.

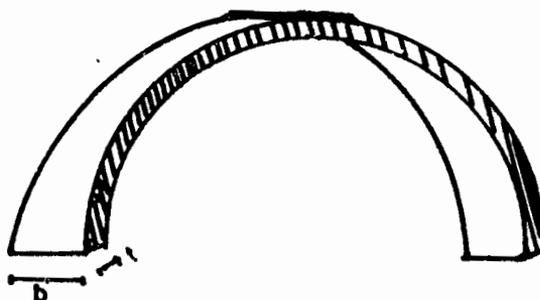


Fig. IV.12 Espesor de un arco. (cálculo).

IV.6 Presas de machones.

En este tipo de presas se elimina por completo el acero de refuerzo (como en las presas de gravedad); Ésto se logra ampliando el extremo aguas arriba del contrafuerte, de acuerdo a la forma de la cabeza este tipo de cortinas se clasifican en:

Machones de cabeza redonda, fig IV.13

Machones de cabeza de diamante, fig IV.14

Machones de cabeza en T, fig IV.15

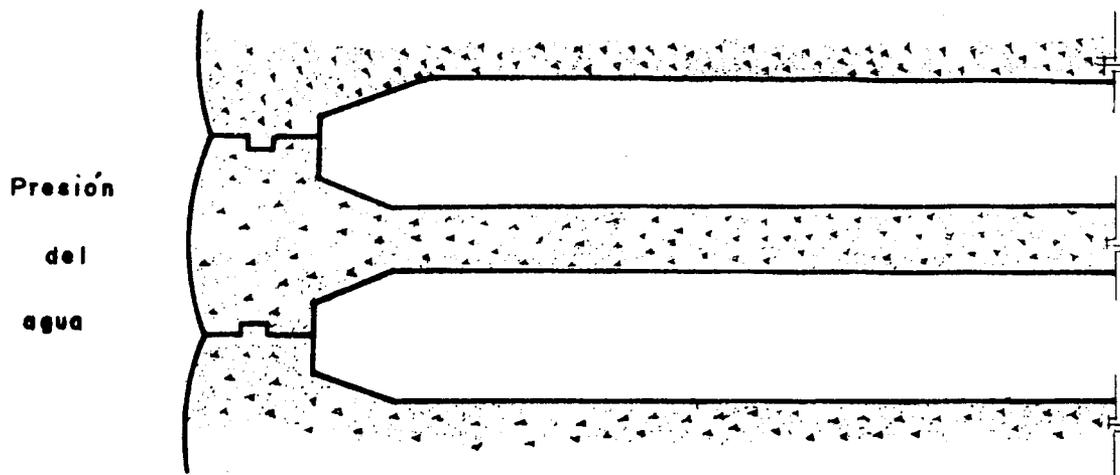


Fig. IV.13 Machones con cabeza redonda

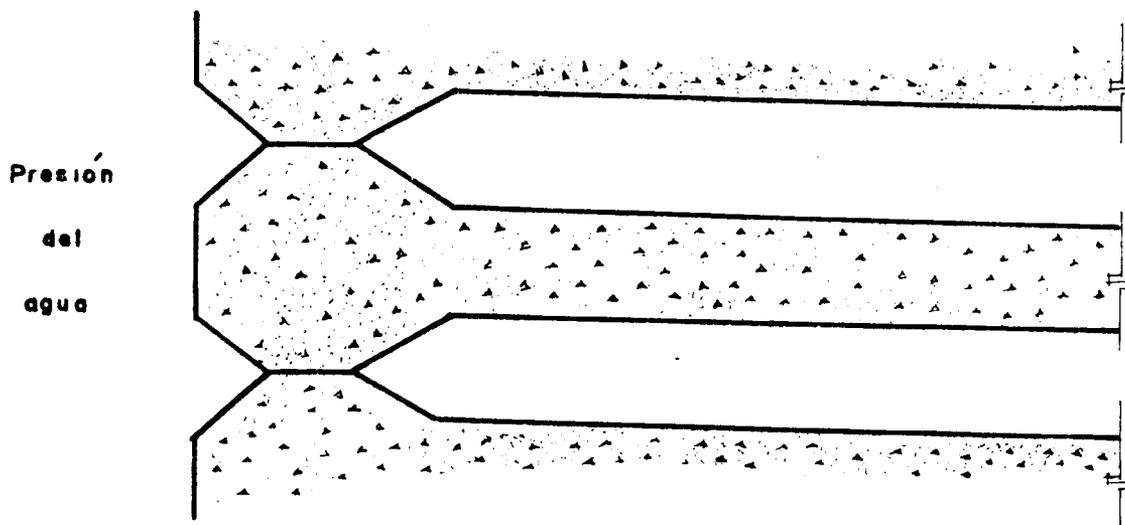


Fig. IV.14 Machones con cabeza de diamante.

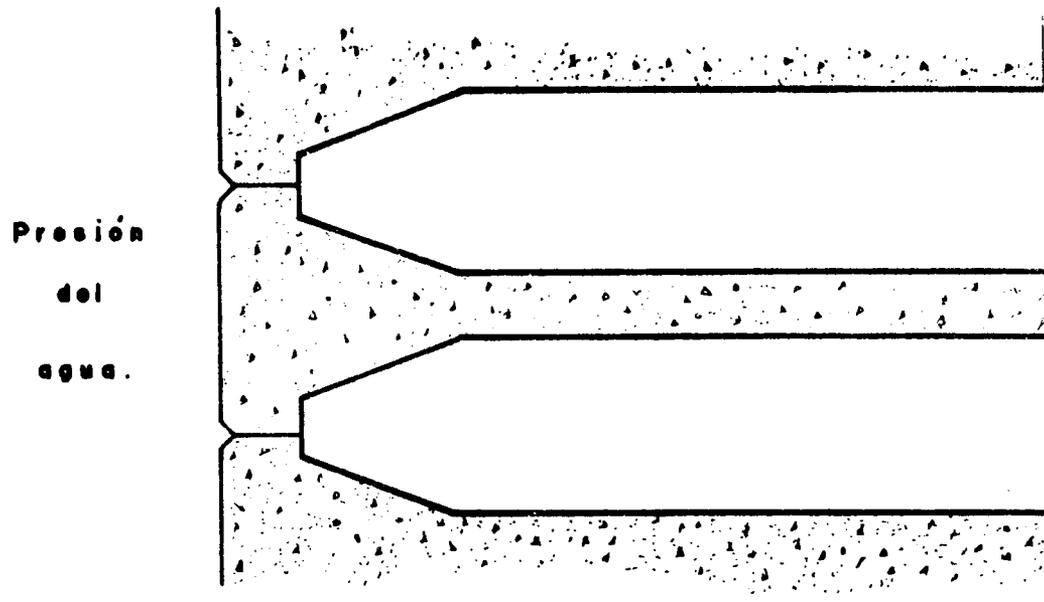


Fig. IV.15 Machones con cabeza en T

Las cabezas de los machones se revisan por medio de un análisis bidimensional de los esfuerzos en una tajada normal al talud aguas arriba, haciendo uso de la función de Airy e integrando la ecuación biarmónica en el interior a partir de las condiciones de frontera.

El cuerpo del machón se revisa una vez que se ha propuesto la geometría, tratando de que los esfuerzos inducidos sean menores que los permisibles. El método más simple para hacer esta revisión es el de Pigeaud.

El análisis elástico bidimensional de la cabeza puede hacerse de dos formas, la primera es considerando un estado bidimensional de esfuerzos y la segunda un estado plano de deformaciones.

Independientemente del estado bidimensional que se considere, las ecuaciones elásticas que permiten valorar las magnitudes de los esfuerzos son las de equilibrio interno:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_y}{\partial y} + Y = 0 \quad (2)$$

y la condición de Lévy, deducida a partir de las ecuaciones de compatibilidad de las deformaciones y de la ley de Hooke generalizada (10):

$$\nabla^2 (\sigma_x + \sigma_y) = 0 \quad (3)$$

la solución consiste en integrar las tres ecuaciones anteriores, debiendo satisfacerse las condiciones de frontera:

$$S_x = \sigma_x \cos \alpha + \tau_{xy} \cos \beta \quad (4)$$

$$S_y = \tau_{xy} \cos \alpha + \sigma_y \cos \beta \quad (5)$$

Si el eje OX se toma paralelo al borde en contacto con el agua, y el eje OY se considera normal al paramento, hacia abajo, la componente Y tomaría el valor del peso W .

El sistema formado por las ecuaciones 1 y 2, no es homogéneo por lo tanto la solución general es la del sistema homogéneo más una solución particular del sistema no homogéneo:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} ; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} ; \quad \tau_{xy} = - \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y}$$

donde $\phi(x,y)$ es una función arbitraria, exigiéndose la existencia y continuidad de sus derivadas parciales hasta de cuarto orden.

Si $x = a$ y $y = b$, se puede obtener la siguiente solución particular:

$$\sigma_x = \tau_{xy} = 0 ; \quad \sigma_y = - WY \quad (6)$$

entonces la solución general será:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + WY ; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - WY ; \quad \tau_{xy} = - \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} \quad (7)$$

Sustituyendo 3 en 7:

$$\nabla^4 \phi = \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \phi}{\partial y^4} = 0 \quad (8)$$

El sistema formado por 1 y 2 se satisface también, por lo que el sistema formado por 1, 2 y 3 se reduce a la ecuación biarmónica 8, debiendo cumplirse las condiciones de frontera 4 y 5.

Si se desprecia la componente W del peso, en las ecuaciones 7, desaparece el término $-WY$, puede establecerse una analogía entre la frontera de la región de integración y una ba-

ra curva cumpliéndose:

$$\left(\frac{\partial \phi}{\partial x}\right)_P = - \sum_A^P F_y \quad (9)$$

$$\left(\frac{\partial \phi}{\partial y}\right)_P = - \sum_A^P F_x \quad (10)$$

$$\phi_P = \sum_A^P M_P F \quad (11)$$

donde: F_x, F_y : fuerzas exteriores que actúan en la frontera entre el punto A, origen arbitrario, y el punto P, en los sentidos x, y respectivamente.

M: momento respecto a P de esas mismas fuerzas.

Estas igualdades permiten encontrar fácilmente los valores de ϕ y sus dos parciales en todo punto P de la frontera .

Con los valores de ϕ en la frontera, la región de integración de la ecuación biarmónica, puede cubrirse con una malla de cuadrados, fig. IV.16, y hacerse la integración por

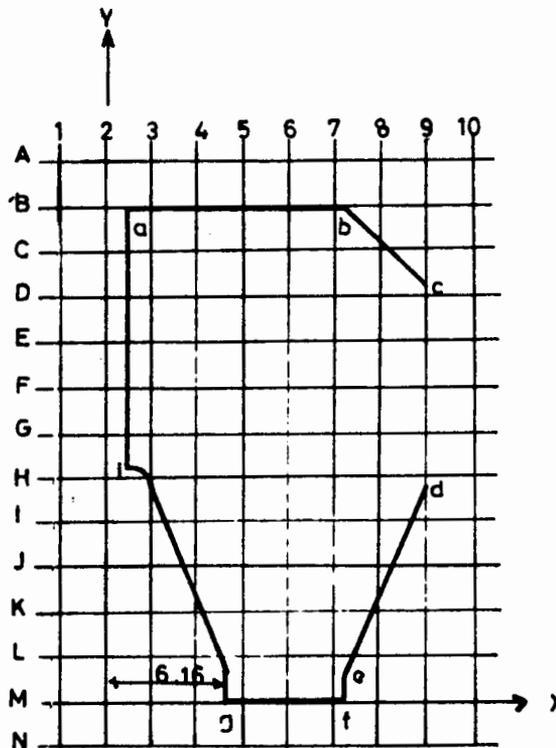


Fig. IV.16 Red de análisis para la cabeza del machón.

Resuelto el problema de integración de la ecuación biarmónica, se pueden calcular los esfuerzos normales y tangenciales en las direcciones de los ejes coordenados.

Con los esfuerzos calculados se pueden calcular los esfuerzos principales en el interior de la cabeza, que se compararán con los valores permisibles.

Revisión Estructural del Cuerpo del Machón.

Se propone una geometría y se analizan los esfuerzos en el

interior, inducidos por las cargas externas.

Un método comúnmente usado para la revisión de esfuerzos en el interior del machón es el propuesto por Pigeaud. Las bases del método se obtienen integrando la ecuación biarmónica, con las condiciones de frontera siguientes:

$$\sigma_x - m \tau_{xy} = 0$$

Aguas abajo:

$$\tau_{xy} - m\sigma_y = 0$$

Aguas arriba:

$$\sigma_x + n\tau_{xy} + Wy = 0$$

$$\tau_{xy} + n\sigma_y + nWy = 0$$

Se supone que la única fuerza másica es el peso propio del material del machón, $V = \gamma c$, y la W de las condiciones de frontera representa el peso volumétrico del agua, ajustado por la relación: $S = \frac{B}{b}$ entre el ancho de la cubierta que descarga sobre el machón y el espesor de este: $W = \gamma_a S$. La convención de signos es: tensiones positivas.

Como el número de condiciones de frontera es 4, se elige una función de Airy con cuatro coeficientes, no debiendo tener términos de grado superior al tercero, por ejemplo:

$$\phi = \frac{a}{6} x^3 + \frac{b}{2} x^2 y + \frac{c}{2} xy^2 + \frac{d}{6} y^3$$

resulta entonces:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = cx + dy$$

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - \gamma_c y = ax + (b - \gamma_c) y$$

$$\tau_{xy} = - \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} = - (bx + cy)$$

La solución del sistema de ecuaciones conduce a las siguientes expresiones:

$$a = \frac{m - n}{(m+n)^2} \gamma_c - \frac{-3mn - n^2}{(m+n)^3} \omega$$

$$b - \gamma_c = - \frac{m^2 + n^2}{(m+n)^2} \gamma_c + \frac{-2m^2n + m - n}{(m+n)^3} \omega$$

$$c = \frac{-mn(m-n)}{(m+n)^2} \gamma_c + \frac{mn(2 - mn + m^2)}{(m+n)^3} \omega$$

$$d = - \frac{2m^2n^2}{(m+n)^2} \gamma_c + \frac{m^2(2mn^2 - 3n - m)}{(m+n)^3} \omega$$

El cálculo de los esfuerzos principales y la condición de no tensiones en el paramento de aguas arriba lleva a la expresión:

$$(1 - mn)^2 \omega = m(m+n)(n^2 + 1) \gamma_c$$

En tanto que el volumen de contrafuertes, por unidad de cubierta, es:

$$V = \frac{m+n}{2S} y^2$$

lo que lleva a que el volumen mínimo del material de los contrafuertes se consiga cuando se hace mínimo el valor $(m + n/S)$

En la tabla IV.1, debida a Malterre, se muestra el comportamiento de esa función para parejas de valores de n y S , suponiendo satisfecha la condición de no tensiones, y tomando como peso volumétrico del concreto 2.4 ton/m^3 .

$n \backslash S$	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
1	0.645	0.680	0.752	0.855	0.987	1.136
2	0.455	0.447	0.452	0.489	0.540	0.607
3	0.372	0.340	0.337	0.353	0.382	0.422
4	0.322	0.278	0.273	0.280	0.299	0.327
5	0.288	0.245	0.232	0.234	0.247	0.268
7.5	0.237	0.187	0.171	0.168	0.174	0.187
10	0.204	0.156	0.137	0.133	0.136	0.144

Tabla IV.1 VALORES DE $\frac{m + n}{S}$

"El método anterior presupone que el contrafuerte es una placa plana de espesor constante, sujeta a un estado bidimensional de esfuerzos y la tabla de Malterre permite, en función de la relación entre separación y espesor de los contrafuertes, hacer una primera selección de taludes exteriores para obtener una cortina estable de volumen mínimo.

En la práctica, con frecuencia se diseñan los contrafuertes con espesor variable de su corona a la cimentación. En esas condiciones, no es aplicable el método de Pigeaud; en cambio se ha desarrollado el método de Stefko que consiste fundamentalmente en lo siguiente:

Si el grueso del contrafuerte varía linealmente con y , de e_0 en la cúspide a $e = e_0 + e'y$ y a la profundidad y se definen esfuerzos "específicos":

$$S_x = \int_{-e/2}^{e/2} \sigma_x dz ; \quad S_y = \int_{-e/2}^{e/2} \sigma_y dz ; \quad T_{xy} = \int_{-e/2}^{e/2} \tau_{xy} dz$$

De igual forma, se definen presiones "específicas" en la frontera y fuerzas máxicas "específicas"; éstas no resultan constantes, por lo que la condición de Lévy se transforma en

$$\nabla^2 (S_x + S_y) = - (1 + \nu) \left(\frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Y}{\partial y} \right)$$

Si $X = 0$, $Y = e\gamma_c = (e_0 + e'y)\gamma_c$, quedan las ecuaciones elásticas:

$$\frac{\partial S_x}{\partial x} + \frac{\partial T_{xy}}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial T_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_y}{\partial y} + (e_0 + e'y)\gamma_c = 0$$

$$\nabla^2 (S_x + S_y) = - (1 + \nu) e' \gamma_c$$

Al observar esta última expresión resulta que, por ser constante el segundo miembro, $S_x + S_y$ no puede contener términos de grado superior al segundo. Aprovechando esta circunstancia, se logra llegar a las siguientes expresiones:

$$\sigma_x = \frac{1}{e} \left(\frac{B}{2} x^2 + 2C xy + \frac{P}{2} y^2 + Ex + Qy \right)$$

$$\sigma_y = \frac{1}{e} \left[\frac{K}{2} x^2 + 2A xy + \frac{B - e' \gamma_c}{2} y^2 + Lx + (D - e_o \gamma_c) y \right]$$

$$\tau_{xy} = \frac{1}{e} (Ax^2 + Bxy + Cy^2 + Dx + Ey)$$

Los coeficientes A, B, C, D, E, K, L, P, Q se valdrán resolviendo el sistema de ecuaciones lineales siguientes:

$$\begin{bmatrix} -2n^3 & 3n^2 & -6n & 0 & 1 \\ -6n^2 & 3n & -2 & n^3 & 0 \\ 2m^3 & 3m^2 & 3m & 0 & 1 \\ 6m^2 & 3m & 2 & m^3 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \\ K \\ P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ ve' \gamma_c \\ 0 \\ m\gamma_c \\ -ve' \gamma_c \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} n^2 & -2n & 0 & 1 \\ -2n & 1 & n^2 & 0 \\ m^2 & 2m & 0 & 1 \\ 2m & 1 & m^2 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D \\ E \\ L \\ Q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l \gamma \\ n(l\gamma - e_o \gamma_c) \\ 0 \\ m e_o \gamma_c \end{bmatrix}$$

en que l es el ancho de la cubierta que se apoya en el contrafuerte.

En los dos métodos señalados se ha seguido la convención de considerar positivas las tensiones.

IV.7 Cortina de machones tipo Marcello.

Este tipo de cortinas se construyen haciendo los contrafuertes dobles por medio de cavidades dentro de los mismos, figura IV. 17, con esto se logra una rigidez transversal importante, útil para resistir sismos y evitar pandeos.

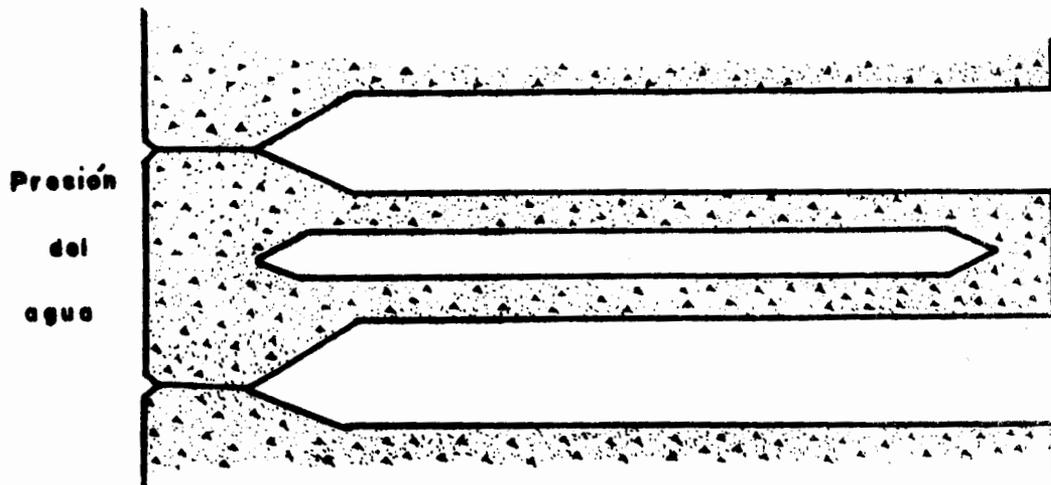


Fig. IV.17 Machones tipo Marcello.

IV.8 Diferencias entre las presas de contrafuertes y las de gravedad.

El volumen de una presa de contrafuertes es menor que el

de una presa de gravedad.

La excavación para la cimentación de una presa de contrafuertes es menor que para una presa de gravedad.

El tiempo de ejecución de una presa de contrafuertes puede ser menor que el de la de gravedad equivalente, por lo que se pueden empezar a obtener beneficios antes con una presa de contrafuertes que con una de gravedad, pero en ese caso, se requiere mayor intensidad de inversiones.

El costo del m³ de concreto para una cortina de contrafuertes es algo mayor que para una presa de gravedad.

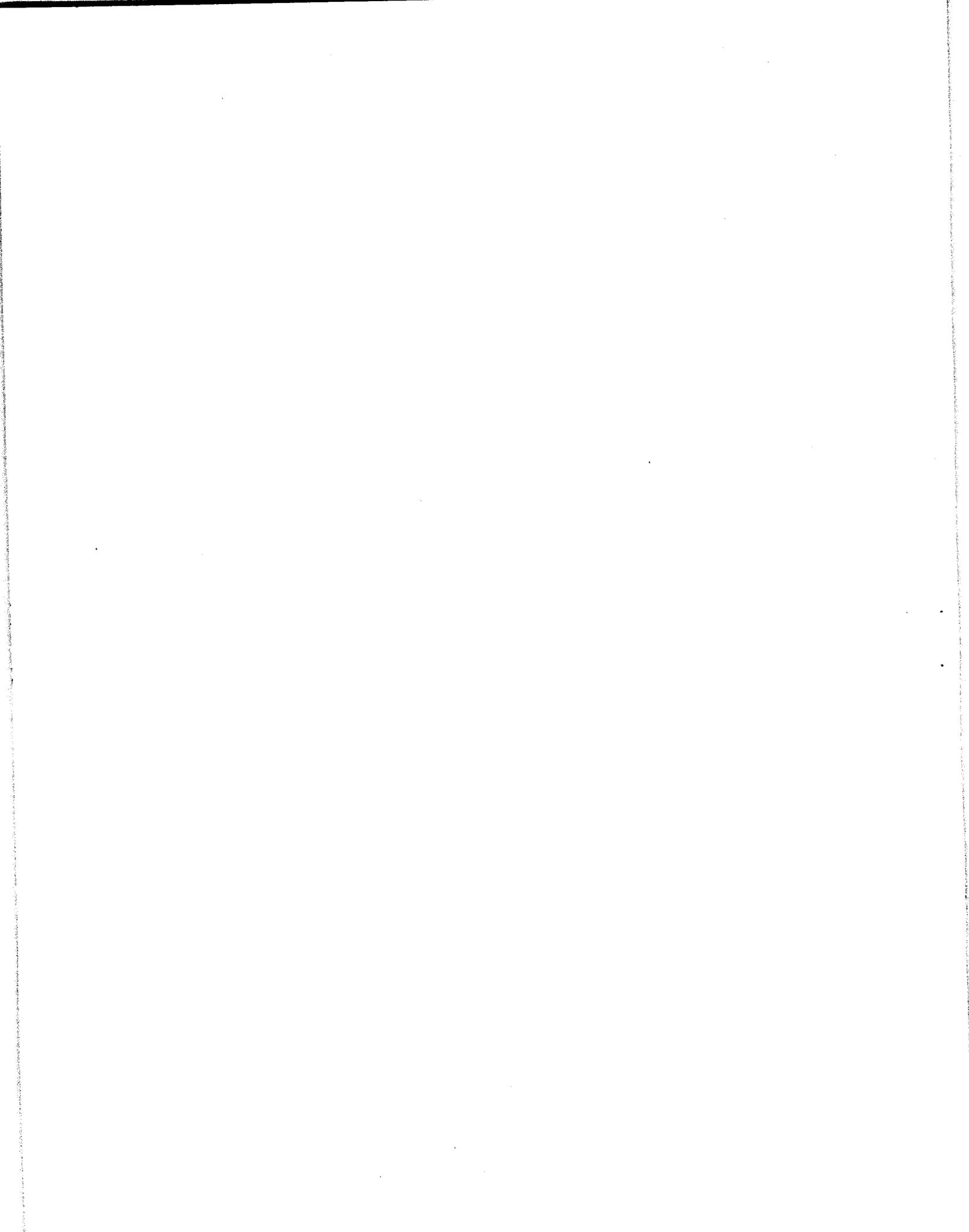
Hay mayor facilidad de inspección en una presa de contrafuertes.

Hay mayor facilidad para perforar drenes u orificios para inyección en una presa de contrafuertes, después de la construcción.

La presa de contrafuertes requiere mejores condiciones de cimentación.

En las presas de contrafuertes hay mayor disipación del calor de fraguado.

La esbeltez de los contrafuertes puede hacerlos sensibles al pandeo.



V. PRESAS EN ARCO (BOVEDA)

V.1 Definición

Una presa de arco es curva en planta y absorbe la mayoría de la carga del agua horizontalmente hacia los atraques o laderas por la acción del arco. Figura V.1

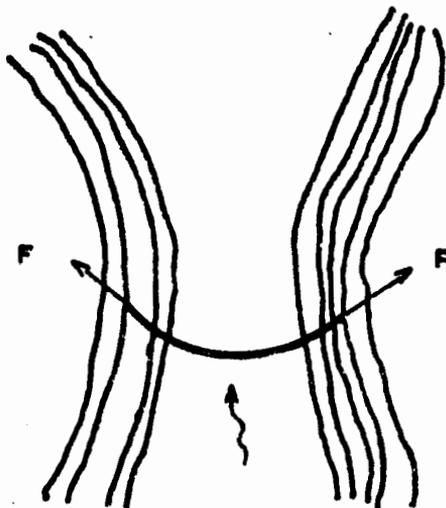
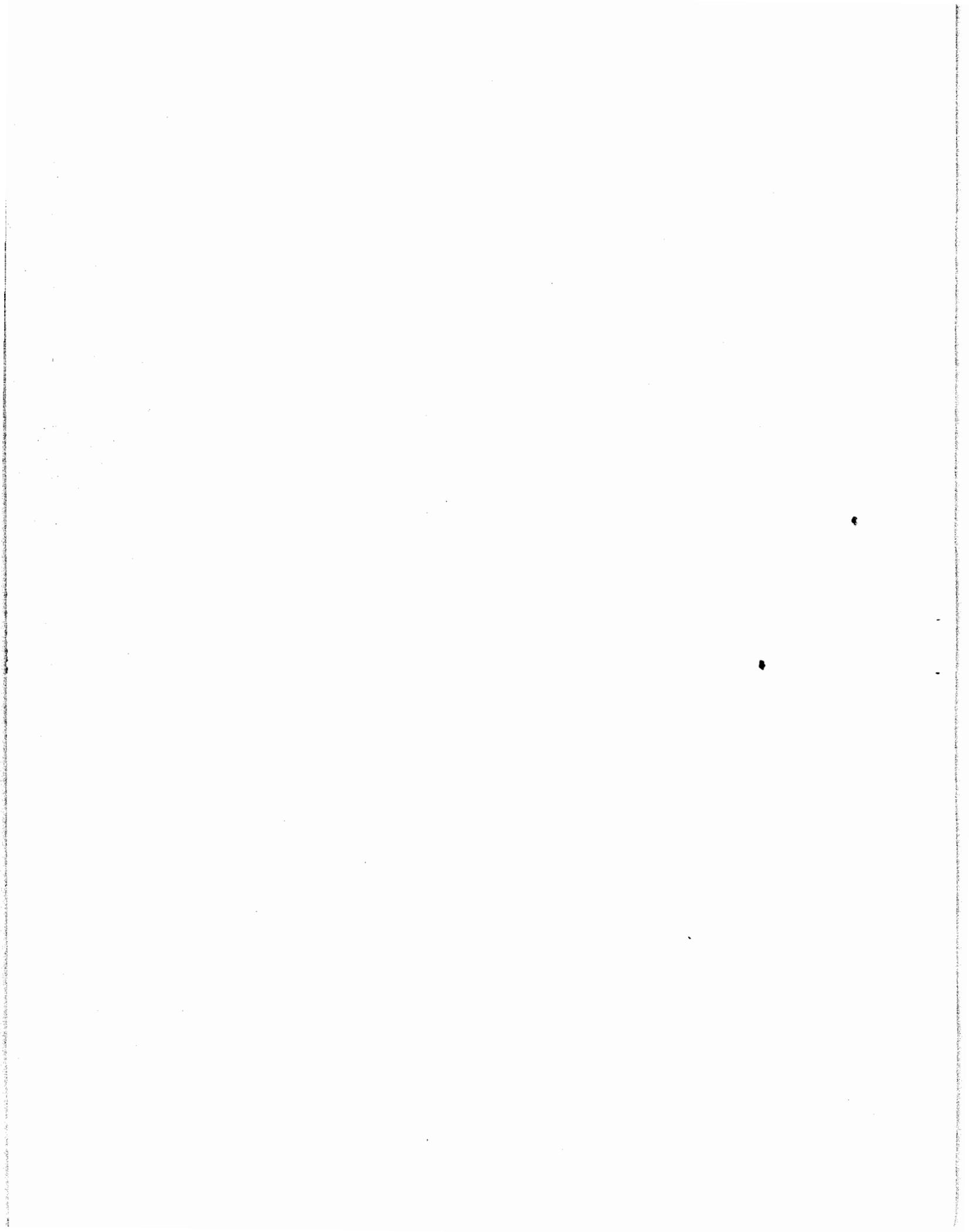


Fig. V.1 Transmisión de las cargas hacia los atraques en una presa de arco.



V.2 Clasificación

Existen dos clasificaciones comunes, una atendiendo a la forma de trabajo de la presa y la otra considera el radio para el trazo de la cortina. La primera clasificación es la siguiente:

- a) Presas de arco gravedad, en este tipo de presas se considera al peso de las mismas como una fuerza estabilizante de importancia, ver figura V.2.
- b) Presas de arco delgado; el peso propio tiene poca importancia. Fig V.3
- c) Presas de arco-bóveda (Bóvedas de doble curvatura). En este caso se busca el efecto de cascarón en la cortina mediante la inclusión de doble curvatura. Figura V.4 (p. ej. la presa El Novillo).

La segunda clasificación se refiere a dos tipos ideales de bóvedas:

- a) Presas de radio o centro constante. Generalmente tienen el paramento aguas arriba vertical, aunque algunas han sido construidas con cierto talud cerca de la base, las curvas del extradós generalmente son concéntricas con las del intradós. Este tipo de presas se prefiere en cañones en forma de U, porque se pueden transmitir cargas a la

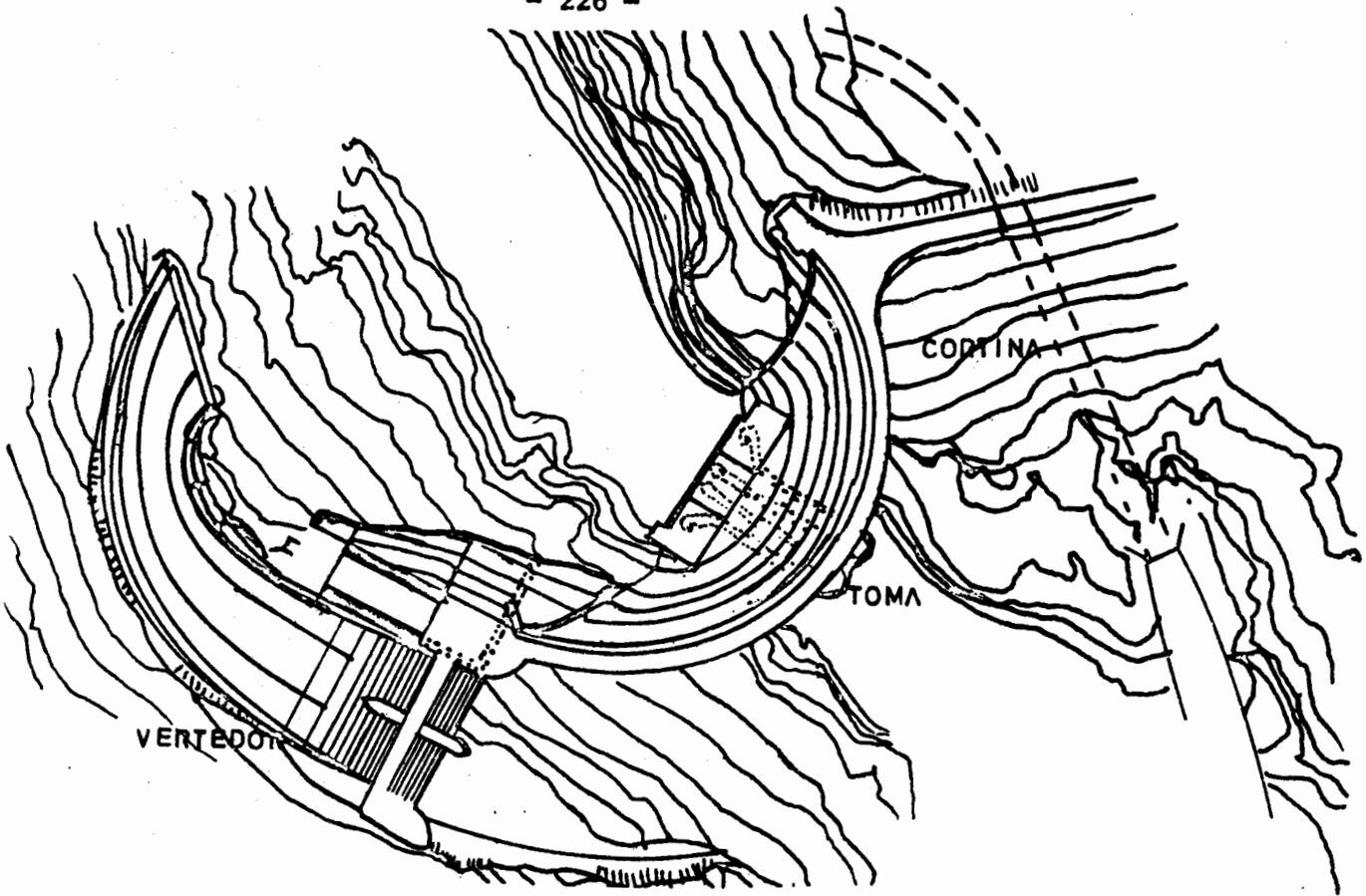


Fig. V.2 Presa de arco gravedad.

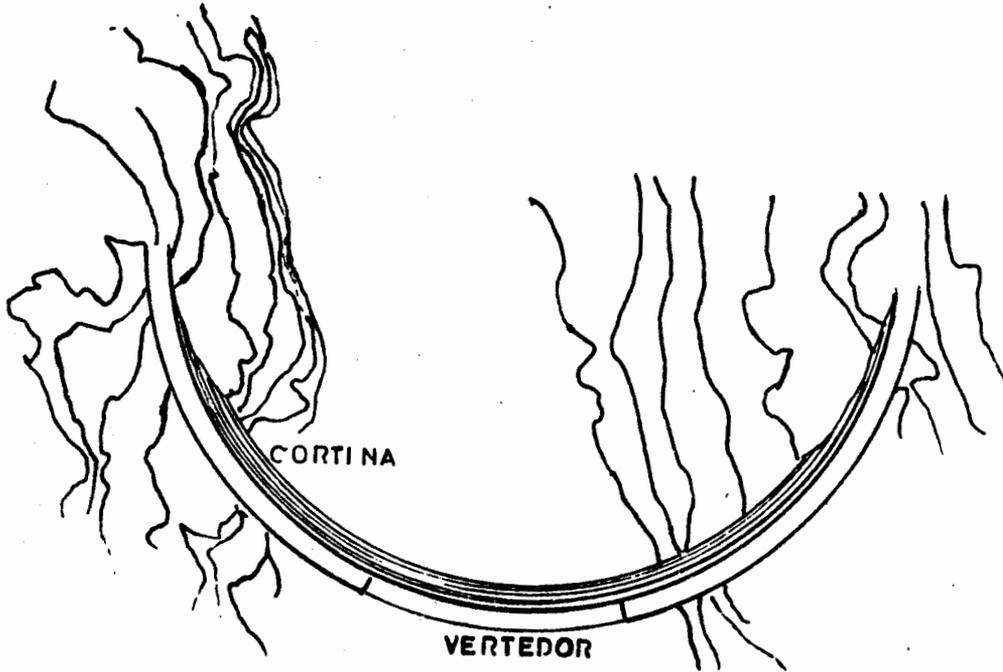


Fig. V.3 Presa de arco delgado.

base de la boquilla, ver figura V.5.

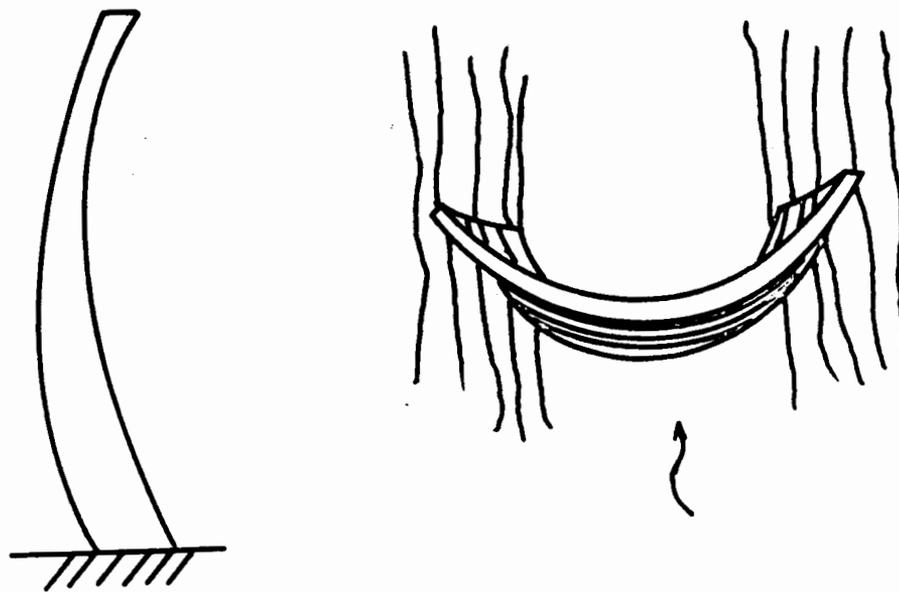


Fig V.4 Presa de arco bóveda

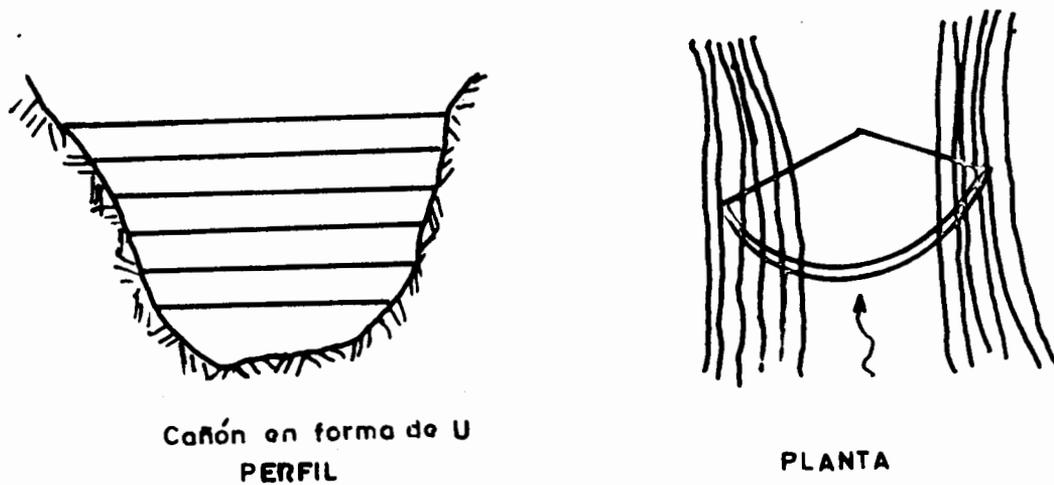
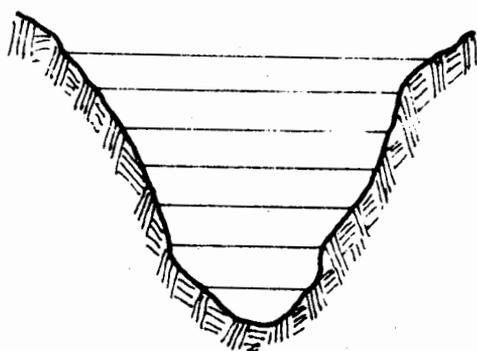


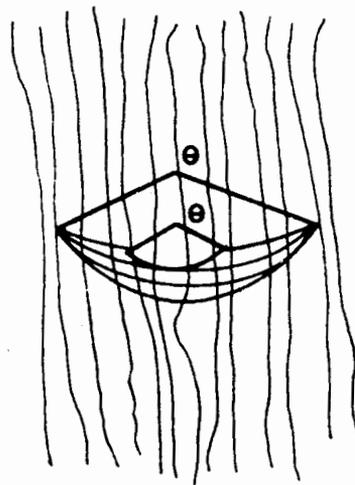
Fig V.5 Presa de radio constante

b) Presas de ángulo constante. Son aquellas que tienen un radio del extradós decreciente desde la corona hasta el fondo, en tal forma que el ángulo incluido es caso constante para asegurar una máxima eficiencia de arco en todas las elevaciones. Se adapta este tipo de presas a los cañones en forma de V, Figura V.6.



Cañón en forma de V.

PERFIL



PLANTA

Fig. V.6 Presa de ángulo central constante.

V.3 Cargas.

En estas presas se considera que actúan las mismas cargas que en las presas de gravedad, pero su importancia relativa es diferente. Las subpresiones son menos importantes que en las presas de gravedad y en cambio serán importan-

tes las fuerzas originadas por presión del hielo y los cambios de temperatura.

V.4 Cálculo de las presas en arco.

Los métodos más usuales son el de ecuaciones diferenciales de esfuerzos de una bóveda, el método del elemento finito tridimensional y el método de arcos muro (recomendado por el USBR).

Este último método consiste en idealizar dividida la estructura por una serie de planos horizontales y otras de planos verticales, que delimitan unos arcos horizontales y una serie de ménsulas verticales, fig V.7, compartiendo el empuje hidrostático en cada punto entre la ménsula y el arco que se cruzan en él, de forma que los desplazamientos y giros sean iguales para ambos. El método es bastante complejo y sale del alcance de estos apuntes, por lo que no se expondrá aquí.

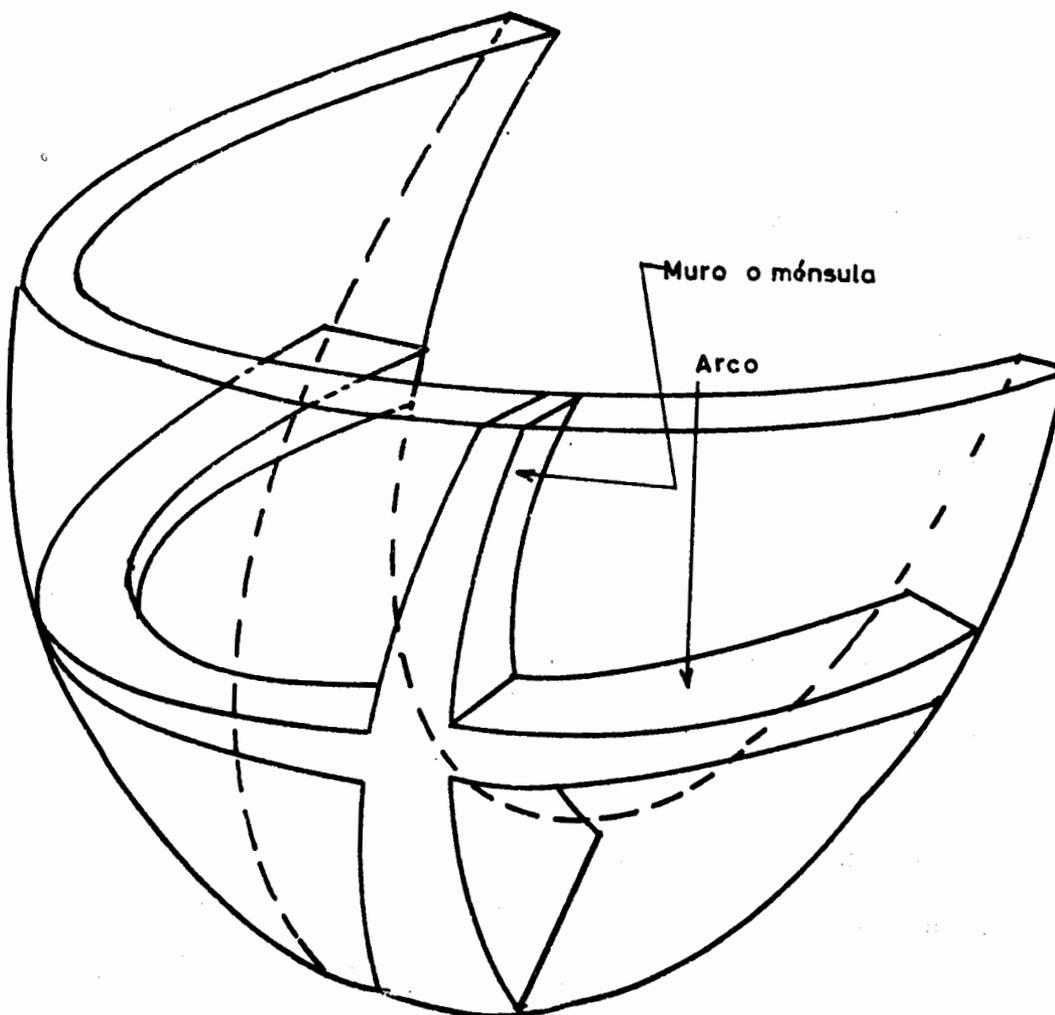


Fig. V.7 Idealización de una cortina de arco bóveda en arcos y ménsulas.

En la figura V.8 se puede ver el empuje total E , que actúa sobre un elemento vertical (ménsula) de una presa por unidad de ancho es:

$$E = H + V + S$$

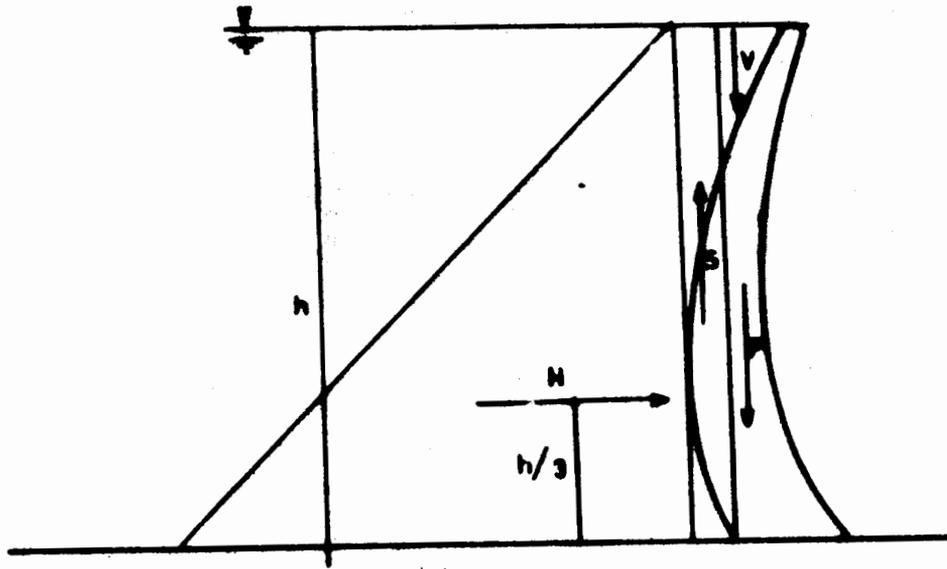


Fig. V.8 Empuje sobre un elemento vertical de una presa de arco.

Para cálculo se acostumbra repartir el empuje hidrostático H entre arcos y ménsulas, y a fuerzas verticales V , S y P que actúan únicamente sobre las ménsulas.

¿Como repartir la presión hidrostática horizontal entre arcos y ménsulas? Calculemos la ley de momentos producidos por el peso de la presa y la carga hidrostática vertical, podremos oponer una ley de momentos exactamente igual pero de sentido contrario, que sería la que produciría la presión hidrostática horizontal Hm , capaz de ser soportada por la ménsula, figura V.9. De este diagrama podremos obtener

la curva de repartición para la ménsula que generalmente presenta la forma que se presenta en la figura V.9.

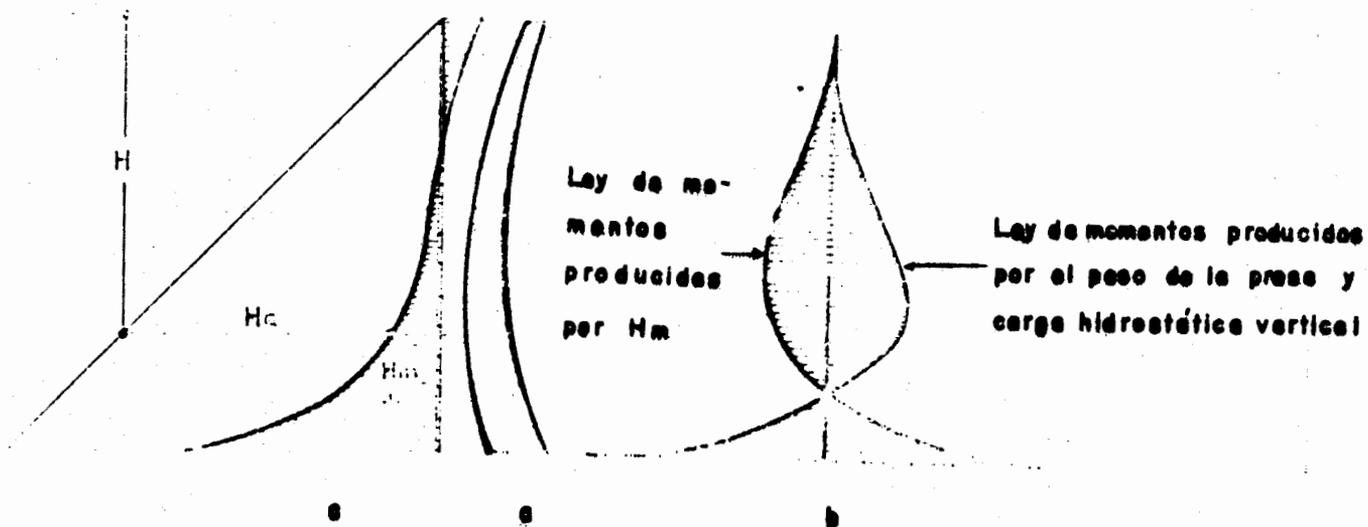


Fig. V.9 a) Elemento vertical de una presa de arco (ménsula)
b) Ley de momentos
c) Curva de repartición de carga tomada por la ménsula.

V.5 Trazo preliminar.

Para el trazado preliminar se pueden seguir muchos procedimientos; entre otros, el que consiste en los siguientes pasos:

- a) Dar forma al extradós (perfil) por comparación con otras presas semejantes.
- b) Adoptar un ángulo central apropiado (planta),

generalmente se inicia con uno del orden de 120° (pues 133° es el que daría el mínimo volumen si la fórmula del cilindro delgado fuera totalmente válida).

- c) A cada nivel, obtener el radio que de el ángulo aceptado en la amplitud de la boquilla a ese nivel (incluyendo la excavación supuesta) Figura V.10.

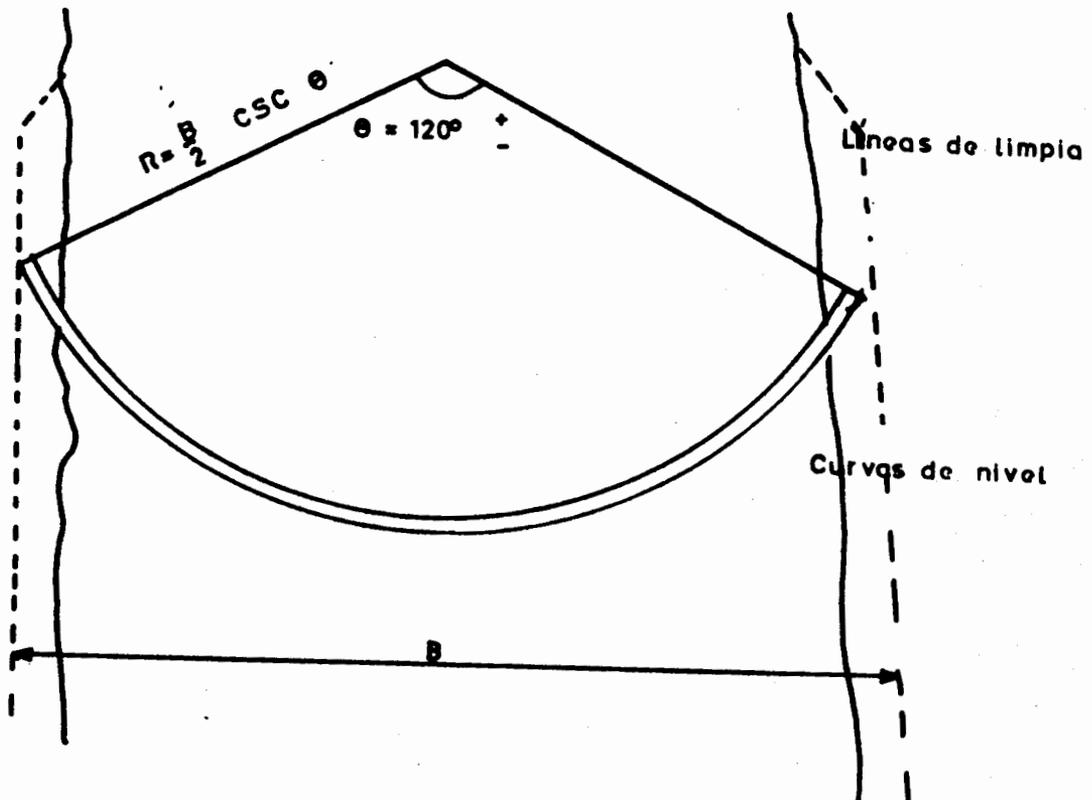


Fig. V.10 Angulo para trazo de una presa de arco.

- d) Con la fórmula de cilindro, de pared delgada y suponiendo un esfuerzo permisible en el concreto, estimar el espesor del arco.
- e) Obtener la línea de centros de R_e en sección máxima. Fig. V.11.

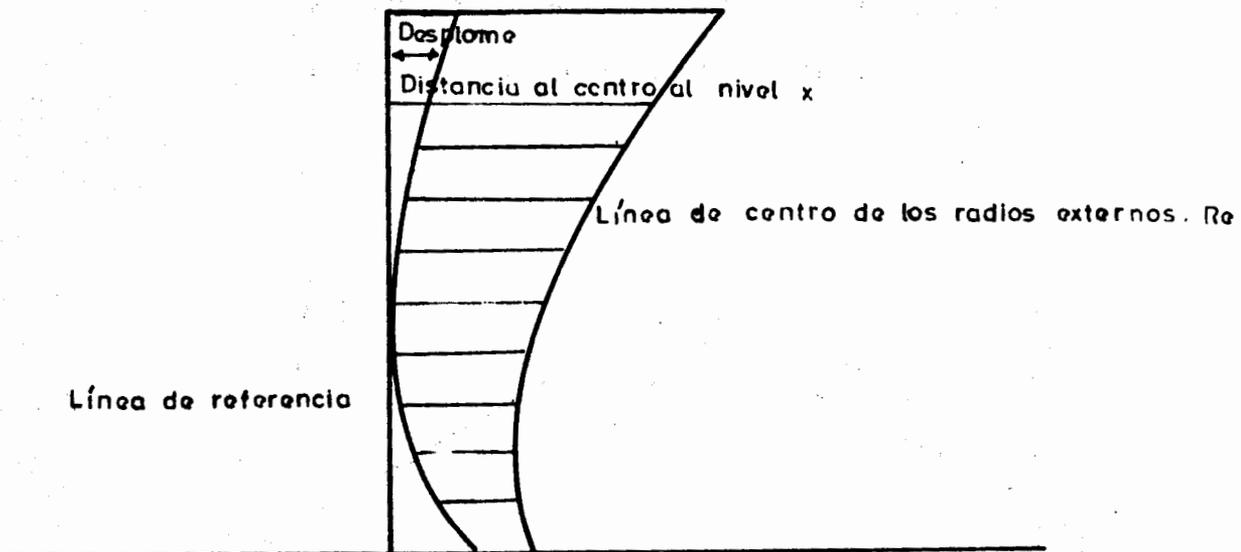


Fig. V.11 Sección Máxima para una presa de arco.

- f) Localizar esos centros en planta y trazar los arcos extradorsales correspondientes. Figura V.12.

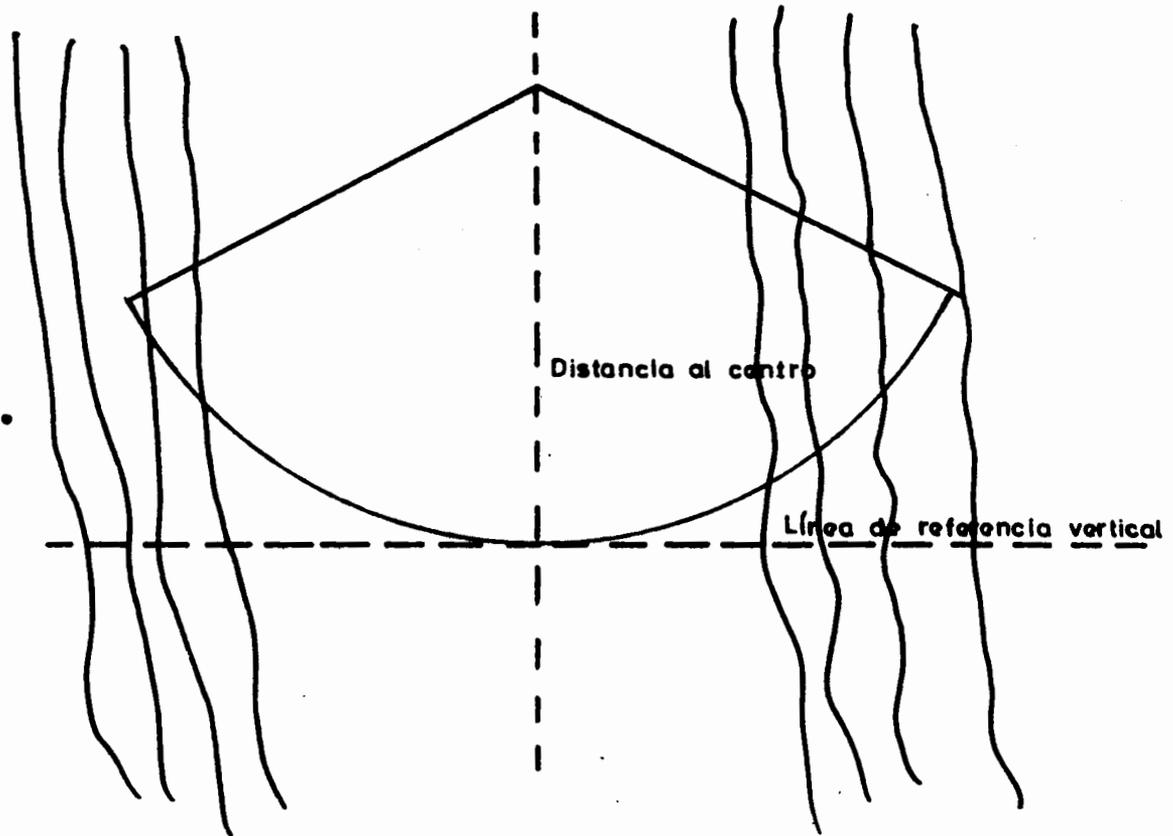
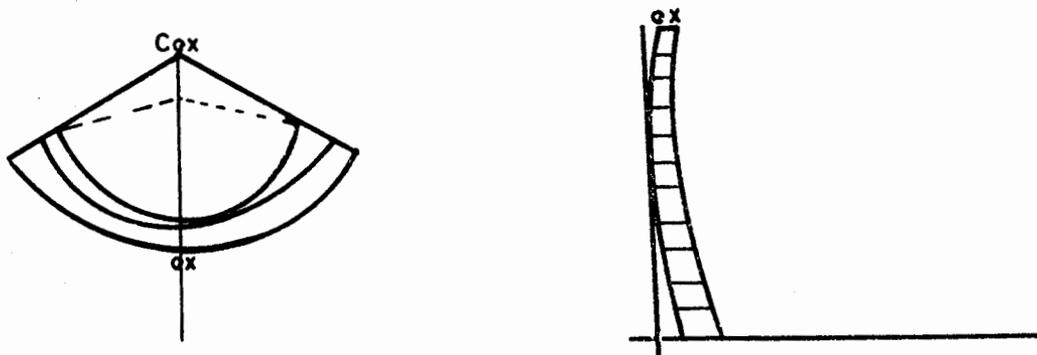


Fig. V.12 Distancia al centro de la presa de arco.

- g) Con los espesores calculados, localizar el punto del arco del intradós correspondiente en cada nivel, sobre el plano central en planta y sobre el dibujo de la sección máxima en perfil. Figura V.13



e_x : espesor al nivel x

C_x : centro al nivel x

Fig. V.13 Planta y perfil al nivel x .

- h) En planta se debe aumentar ligeramente el espesor en los apoyos y trazar el arco del intradós que después se llevará a la figura de la sección máxima, ver figura V.14

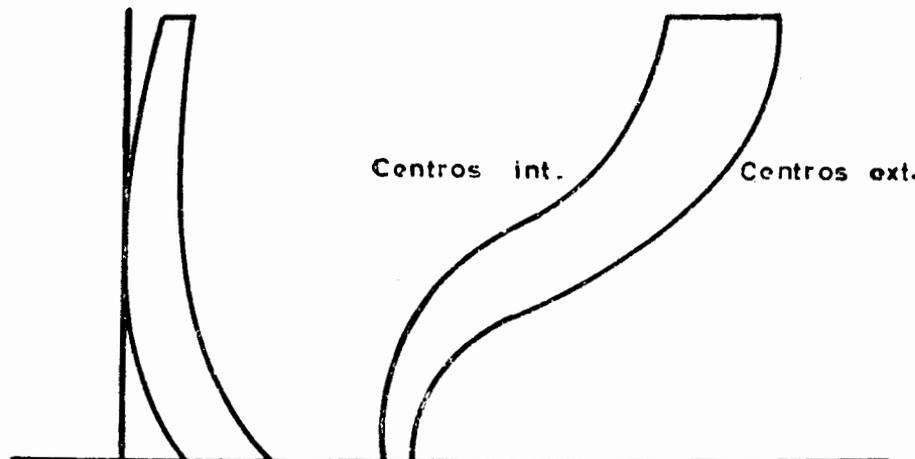


Fig. V.14 Sección Máxima.

V.6 Ventajas y desventajas de las presas de arco.

Requiere una buena cimentación, con buena resistencia para soportar los esfuerzos transmitidos.

Su forma de trabajo estructural es muy segura.

El trabajar a compresión, implica un gran ahorro de volumen de concreto.

La subpresión es un problema mínimo.

V.7 Construcción de las presas de arco.

La cimentación debe desplantarse hasta la roca sólida, los atraques en las laderas deben desplantarse y excavarse con ángulos aproximadamente rectos a la línea del empuje para evitar el deslizamiento de la presa. Si existieran grietas en la cimentación o los atraques deberá inyectarse. Como las presas de arco son relativamente delgadas, debe tenerse mucho cuidado en la colocación y curado del concreto. Para minimizar esfuerzos por temperatura, la sección de cierre de la presa se cuela únicamente y después de que el calor de colado en las otras secciones se haya casi disipado.

VI. PRESAS DERIVADORAS

VI.1 Definición.

Es un obstáculo que se opone al paso de la corriente para elevar el nivel del agua para que llegue a estar lo bastante alto en relación con alguna de las márgenes, de tal modo que se facilite su derivación (su extracción del sitio) y su conducción hacia otros sitios donde será aprovechada, fig VI.1. Se usan cuando las necesidades de agua son menores que el gasto mínimo de la corriente y, por lo tanto, no se requiere almacenamiento.

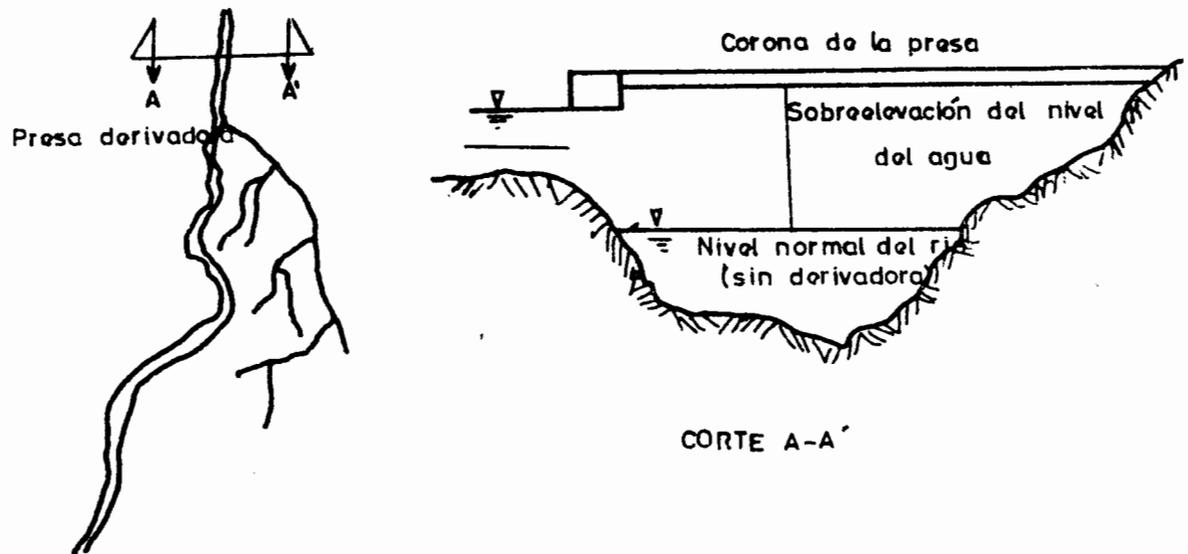


Fig VI.1 Planta y vista de una presa derivadora (esquemática).

VI.2 Partes constitutivas de una presa derivadora

- a) Presa propiamente dicha
- b) Obra de toma
- c) Estructura de limpia
- d) Obras complementarias

VI.3 La presa y su clasificación

Para derivar un gasto determinado por la obra de toma es necesario sobreelevar el nivel del agua, ésto se logra con la construcción de una presa que provoca un remanso hasta lograr el nivel requerido, en general estas estructuras se diseñan para que la corriente vierta sobre ellas en forma parcial o total.

Existen varios criterios de clasificación, enunciaremos los más conocidos:

Por su eje en planta:

Rectas

Curvas

Generalmente el eje de la presa es recto y perpendicular a la corriente, pero la topografía o geología del cauce, pueden conducir al uso de ejes curvos o mixtos, fig VI.2.

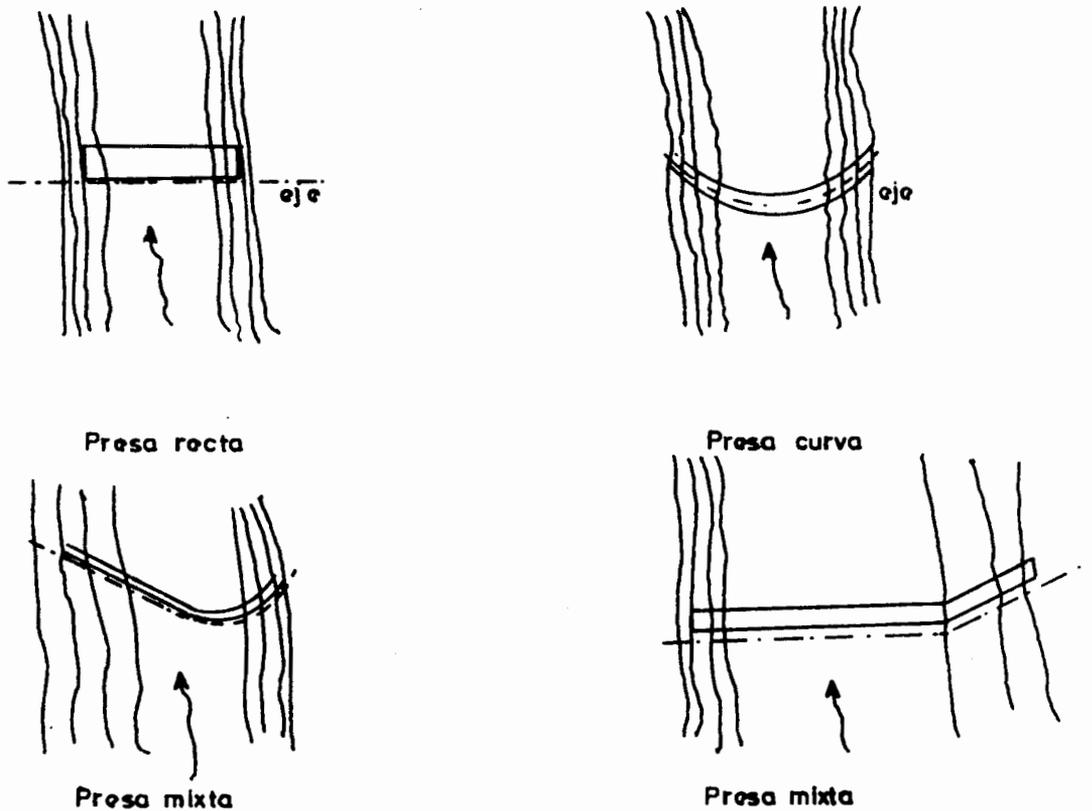


Fig VI.2 Clasificación de las presas derivadas atendiendo al eje.

Por el tipo de materiales

Sueltos

Cementados

Mixtas

El primer tipo de presas se construye con materiales naturales colocados en forma tal que permita aprovechar sus características físicas, estas estructuras deben adaptarse a las deformaciones naturales plásticas de esos elementos, el más empleado es el llamado presa "tipo Indio", formado por un muro impermeable y enrocamientos, fig VI.3



Fig VI.3 Presas derivadoras tipo Indio.

Las presas rígidas se construyen con materiales pétreos unidos por algún cementante, las más empleadas son las de mampostería de piedra junteada y las de concreto, fig VI.4

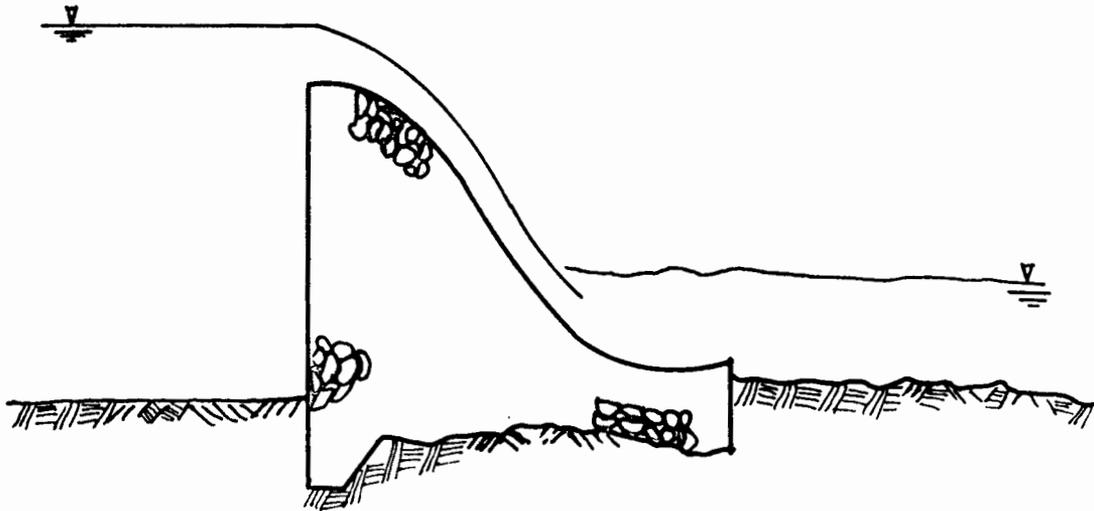


Fig VI.4 Presa derivadora de materiales cementados.

Por control en su cresta
Cresta fija o sin control
Cresta móvil o controlada

Pocas veces se construye una presa derivadora con el fin de aprovechar el agua retenida con la cortina, sin embargo puede suceder que debido a las características físicas de la derivación, se propicie un almacenamiento que convenga aprovechar, aumentándolo además con la instalación de compuertas o agujas en la cresta; de esta manera se puede controlar el almacenamiento y el paso de los excedentes de agua, a este sistema se le llama presade cresta móvil, figs VI.5 y VI.6.

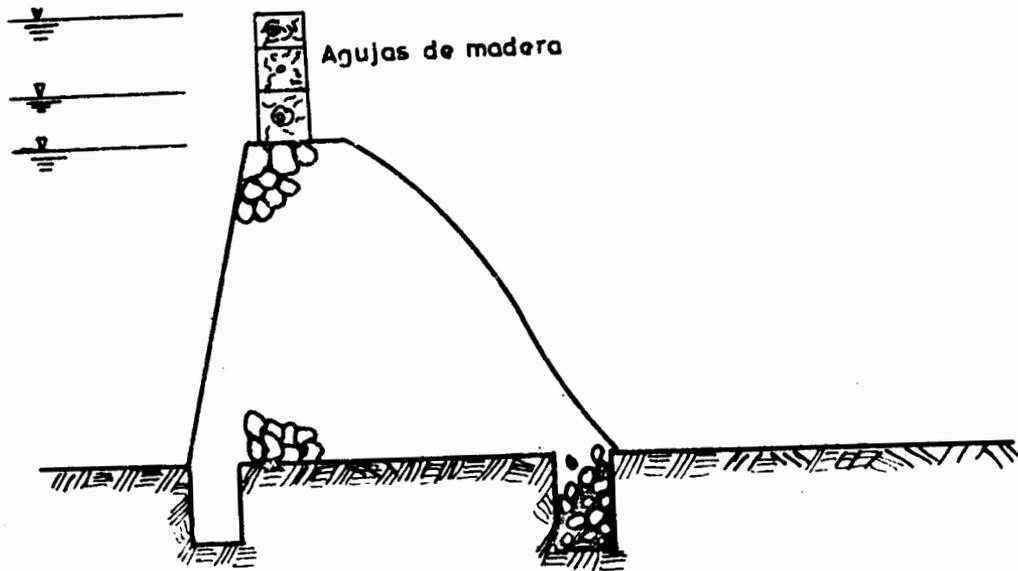


Fig VI.5 Presa de cresta móvil

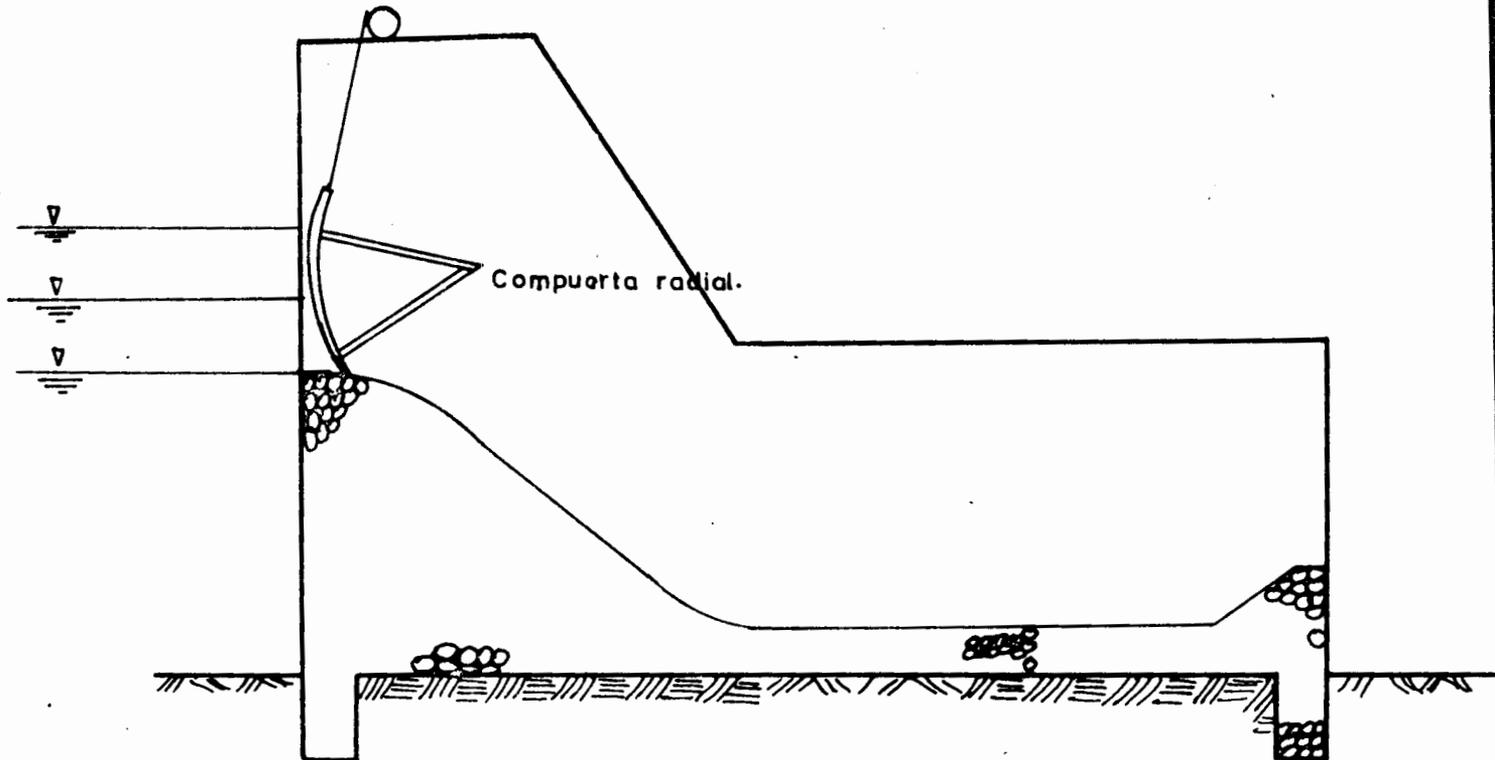


Fig VI.6 Presa de cresta móvil

VI.4 Estabilidad de las presas de mampostería

La geometría del cimacio se aproxima a la forma parabólica de un chorro de agua con caída libre. Esto se hace así con el objeto de no propiciar presiones bajas entre la lámina vertical y el paramento aguas abajo, con lo cual se evitan fenómenos de cavitación. El análisis que se hace para estabilidad, es muy similar al que se efectúa para una presa de gravedad (de hecho éstas son presas de gravedad vertedoras), variando la importancia relativa de las fuerzas actuantes. Estas fuerzas son las siguientes:

- a) Peso propio
- b) Presión hidrostática
- c) Subpresión (muy importante)
- d) Empuje de sedimentos o azolves
- e) Fuerzas sísmicas
- f) Presión ejercida por el peso del agua sobre el paramento aguas abajo
- g) Choque de olas y cuerpos flotantes
- h) Rozamiento del agua con el paramento de descarga
- i) Presión del hielo
- j) Reacción del terreno

Las fuerzas marcadas con los incisos a, b, c, d, se calculan con los mismos criterios que se usaron en las presas de gravedad. Las fuerzas sísmicas generalmente son despreciadas en los proyectos de presas derivadoras, debido a la poca altura

de las estructuras y como consecuencia su poco peso. El peso del agua sobre el paramento aguas abajo, también es despreciado frecuentemente por lo pequeño de su magnitud. El rozamiento del agua con el paramento de descarga, también puede ignorarse. En cuanto a la presión del hielo, generalmente no se considera en nuestro país porque las heladas no son tan rigurosas como para congelar el agua de los vasos de almacenamiento y menos aún la superficie del agua en los remansos de las presas derivadoras.

La combinación de todas las fuerzas anteriores produce una resultante, a la cual deberá oponerse otra fuerza igual y de sentido contrario producida por la reacción del terreno para lograr la condición de estabilidad. En general el suelo deberá tener capacidad de carga mayor que la solicitada para proporcionar un cierto factor de seguridad.

Condiciones de estabilidad. El análisis de estabilidad de una presa derivadora rígida se concreta al cálculo de un muro de retención considerando las fuerzas que ya se han descrito, y verificando que se cumplan los tres requisitos fundamentales de estabilidad.

Cuando se tengan presas rígidas altas en estructuras derivadoras, el procedimiento de cálculo será el mismo que se utiliza en presas de almacenamiento.

Volteamiento. Se puede demostrar que éste se evita pasando la resultante dentro de la base; sin embargo para proporcionar mayor seguridad se aconseja que caiga dentro del tercio medio de ésta o bien que el cociente de dividir la suma de momentos de las fuerzas verticales entre la suma de los momentos de las fuerzas horizontales sea igual o mayor que 2.

$$\frac{\Sigma M (FV)}{\Sigma M (FH)} \geq 2$$

Deslizamiento. No habra deslizamiento cuando el coeficiente de fricción de los materiales en contacto, sea mayor que el cociente de dividir la suma de las fuerzas horizontales entre la suma de las verticales que actúen en la estructura, y despreciando la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales en el plano de deslizamiento:

$$\frac{\Sigma (FH)}{\Sigma (FV)} \geq \mu$$

Donde: μ es el coeficiente de fricción.

Esfuerzo de los materiales. Se puede presentar una falla en los materiales cuando los esfuerzos a que están trabajando, sean mayores que los especificados como admisibles para ellos, por ello deberá cuidarse no hacerlo.

VI.5 Presas de enrocamiento o tipo indio

Las presas llamadas de tipo indio, se pueden construir des - plantándolas sobre el material de acarreo del río, por lo que se llaman "flotantes", una sección típica se muestra en la fi - gura V.7 donde puede observarse que las principales partes de la misma son un muro que puede ser de mampostería o concreto simple y un respaldo de material compactado que aumenta la lon - gitud del paso de filtración. La estabilidad de la presa se la proporciona el enrocamiento acomodado aguas abajo con un talud tendido. Este enrocamiento se refuerza con una lechada de concreto.

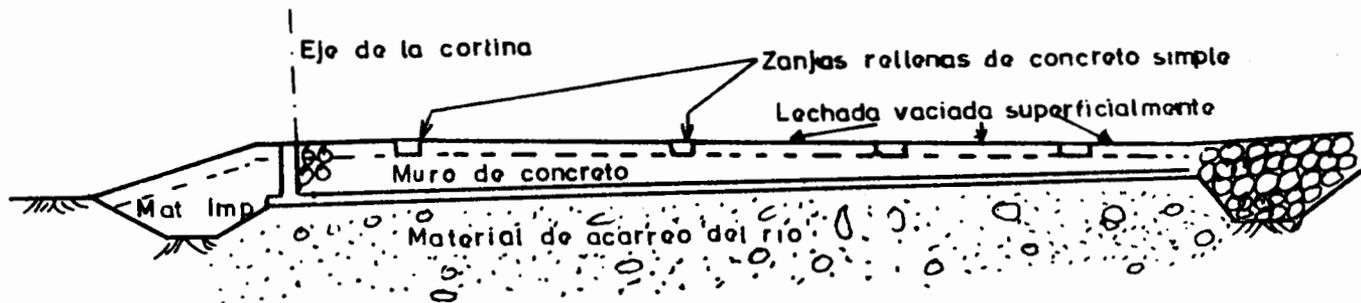


Fig VI.7 Presa tipo indio

El contacto del enrocamiento y el material de cimentación se puede hacer mediante otros materiales, y termina en una trinchera de enrocamiento localizada al final del paramento aguas abajo de la presa y cuyo objeto es resguardarla de la socavación que puede presentarse en este sitio.

Estas estructuras se diseñan generalmente en forma empírica, pues generalmente no es posible hacer cuidadosos estudios de mecánica de suelos como se requiere en un diseño estricto, y casi siempre se han construido con factores de seguridad muy grandes. El rango de altura de las presas construidas hasta la actualidad varía de uno a ocho metros.

De la experiencia y de acuerdo con los materiales que se emplean en su construcción, se recomienda que los taludes aguas abajo de estas presas sean de 10:1 hasta 14:1 y el de aguas arriba de 3:1 a 5:1.

VI.6 Hidráulica de las presas derivadoras

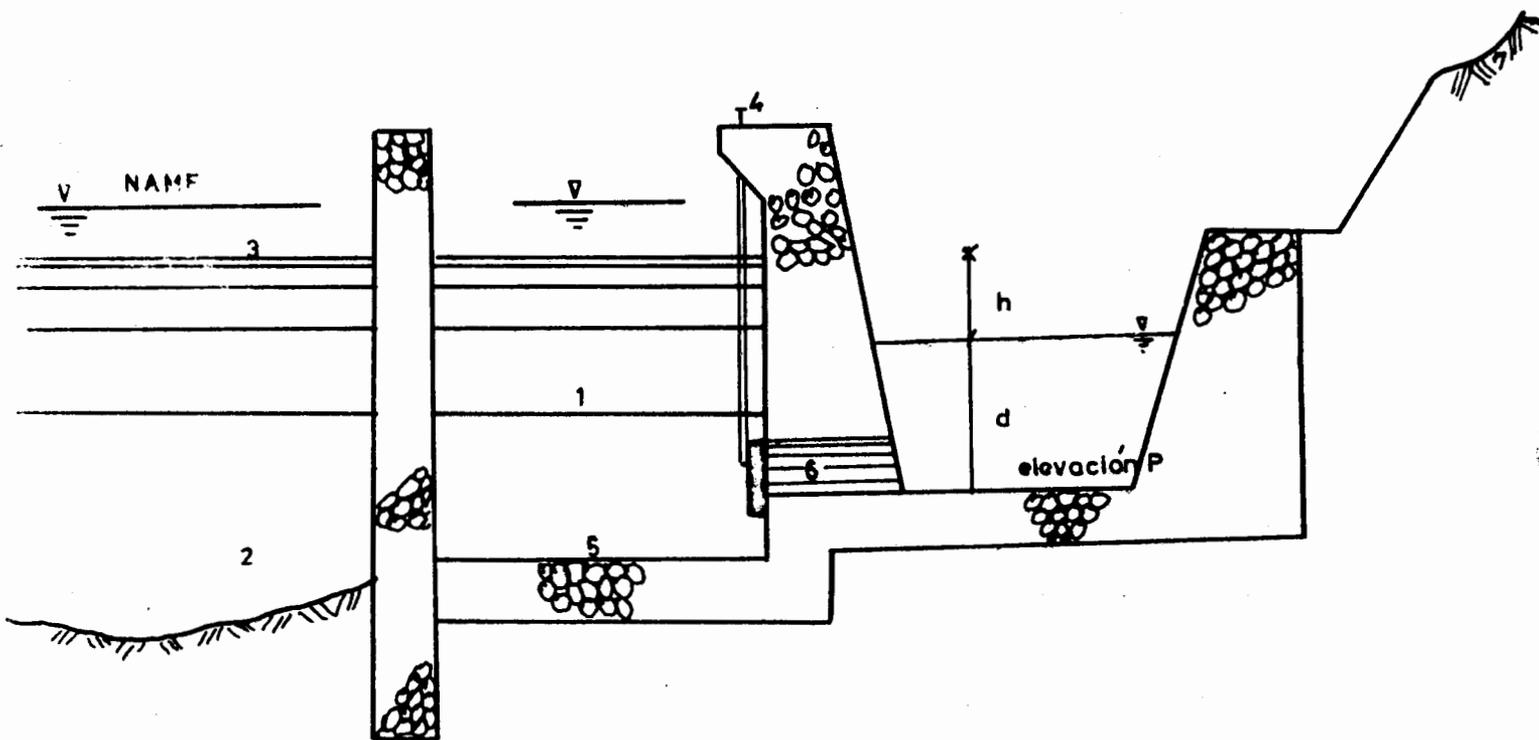
Elevación de la cresta vertedora. Como ya se había indicado, para derivar un gasto determinado es necesario sobreelevar el nivel del agua para aumentar la carga hidráulica, entonces la elevación de la cresta vertedora dependerá de la carga hidráulica necesaria para operar la obra de toma.

En la figura VI.8 se observa un ejemplo de la disposición de la presa, obra de toma y canal principal de conducción.

De esta figura se puede deducir que la elevación de la cresta "C" es igual a la elevación de la plantilla del canal "P", más el tirante "d", más la carga hidráulica del orificio de la toma "h"

$$\text{Elev "C"} = \text{Elev P} + d + h$$

La elevación de la plantilla del canal principal generalmente estará determinada por la topografía del lugar. Aunque existen una serie de factores que deben considerarse para fijar la elevación de la plantilla como son la elevación de los terrenos que se van a regar, las pérdidas de carga por fricción así como las locales, es decir las cargas necesarias para el funcionamiento de estructuras como sifones, caídas, puentes canal, etc.



1. Compuerta radial del desarenador
2. Presa
3. Cresta
4. Corona del muro
5. Plantilla del canal desarenador
6. Obra de toma
7. Perfil del terreno

Fig. VI.8 Disposición típica de una derivación.

Así que generalizado:

$$\text{Elev}P = \text{Elev} Z. R. + \Delta c + \Sigma h$$

donde

$\text{Elev} Z.R.$ = elevación de la rasante del canal en el inicio de la zona de riego.

Δc = desnivel que requiere el canal, según la pendiente o pendientes y la longitud o longitudes de los mismos.

Σh = suma de energías necesarias para el funcionamiento de las estructuras de operación y de cruce en el trayecto.

Como puede observarse en la ecuación anterior, será necesario conocer previamente el trazo del canal principal que liga a la toma con la superficie regada, así como las estructuras que se utilizarán.

VI.7 Disipadores de energía

Al sobreelevar el agua en un río, lo que se está provocando es un incremento de energía potencial, que se transformará en energía cinética al derramarse el agua sobre la cortina vertedora, así puede decirse que este incremento de energía depende directamente de la altura de caída provocada por la presa.

Los daños más comunes debidos al escurrimiento sobre la presa son la socavación y erosión al pie de las estructuras, lo que ocasiona que la estabilidad de las mismas peligre.

En la figura VI.9 se muestra la socavación del agua debida a una fuerte velocidad, al pie de una presa cimentada en terreno poco resistente.

Fenómenos parecidos pueden presentarse también en otros elementos como son los muros de encauce.

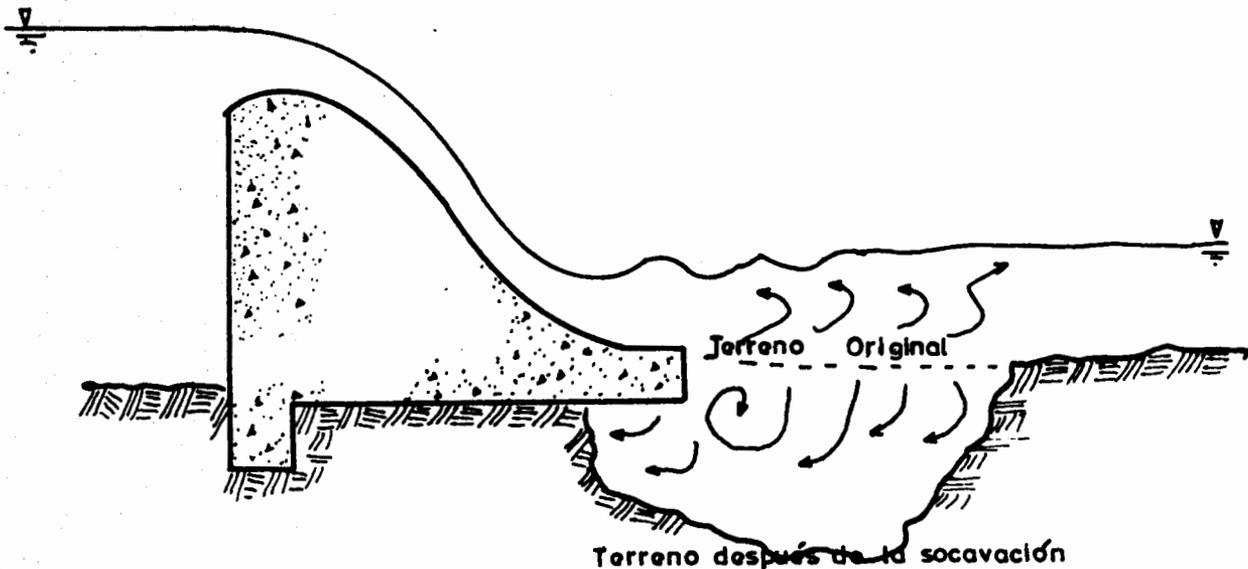


Fig VI.9 Socavación al pie de una presa vertedora.

Sin embargo no siempre se presentarán estos daños, por ejemplo si la caída es pequeña o el lecho del cauce es resistente, las medidas que se tomen tenderán a amortiguar o resistir la velocidad del agua, por ejemplo con zampeados o revestimientos de corta longitud después del muro vertedor, figs VI.10 y VI.11.

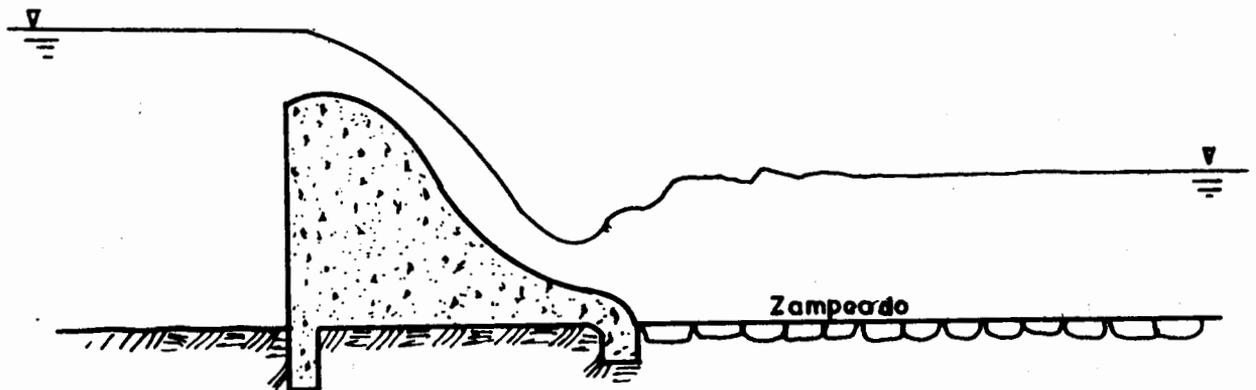


Fig VI.10 Protección al pie de la presa.

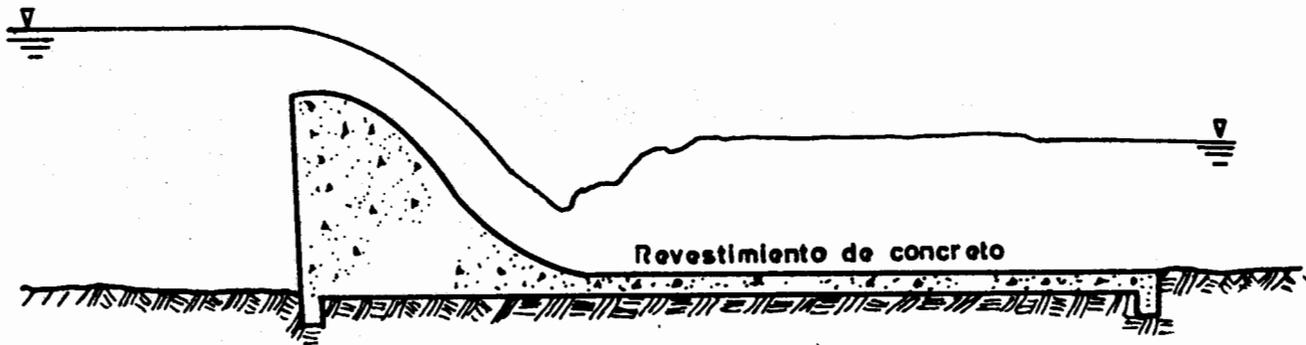


Fig VI.11 Protección al pie de la presa

Otra forma de evitar la socavación y la erosión, es por medio de la construcción de un dispositivo integrado a la presa, cuya función principal es disipar la energía cinética del agua y hacer que esta vuelva al cauce del río con velocidades permisibles que no ocasionen daños aguas abajo de la estructura.

Existen varios tipos de amortiguadores, cuyo diseño dependerá de las condiciones particulares de cada presa.

En general esos dispositivos, con muchas variantes, se pueden agrupar en:

- a) Tanques amortiguadores
- b) Estructuras deflectoras
- c) Estructuras de impacto

VI.8 Obras de toma

Para desviar el agua del río hacia los canales de riego se hacen orificios en el muro que divide al desarenador y las laderas del cauce, este orificio recibe el nombre de obra de toma, fig VI.12. Además esta pared divisoria sirve como muro de contención en la ladera del río y evita el paso del agua hacia el canal en época de avenidas.

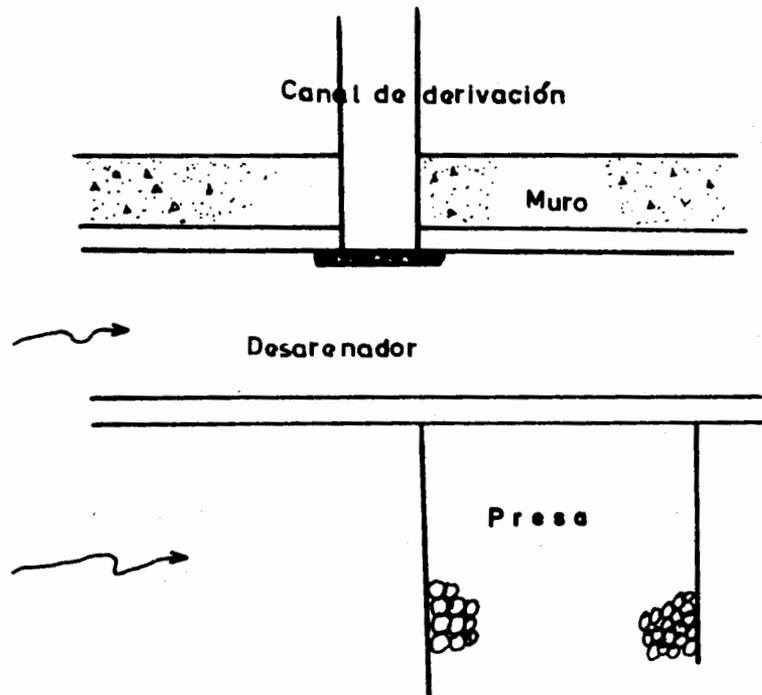


Fig VI.12 Planta de una obra de toma.

El gasto de extracción en la obra de toma se controla mediante compuertas generalmente deslizantes, operadas con mecanismos elevadores desde la corona del muro. Cuando el gasto es grande se pueden emplear compuertas radiales.

Cuando se pretende el aprovechamiento de aguas broncas mediante entarquinamiento o inundación, las obras de toma pueden dejarse sin ningún obstáculo. Cuando el aprovechamiento es pequeño se puede usar un sistema de agujas para cerrar la obra de toma.

VI.9 Cálculo hidráulico de las obras de toma

El cálculo hidráulico de la toma comprende:

- a) Dimensiones del orificio y conductos
- b) Determinación del gasto máximo que puede pasar por las compuertas
- c) Determinación de la capacidad del mecanismo elevador
- d) Diseño de la transición que une la salida de la toma con el canal de riego.

Dimensiones del orificio y del conducto. Como se indicó en la sección VI.8, el conducto de la obra de toma generalmente atraviesa el muro que separa el desarenador y las laderas del cauce, entonces el análisis hidráulico consiste en considerar simplemente un orificio con tubo corto sumergido. Puede suceder que la obra de toma sea una tubería forzada, en este ca

so deberán considerarse todas las pérdidas que se puedan tener en la conducción, si la toma se hiciera por un conducto trabajando como canal, será necesario determinar las características del régimen para dimensionar el conducto.

La ecuación de un orificio es la siguiente:

$$Q = C A \sqrt{2 g h}$$

donde:

Q = gasto de derivación o gasto normal en la toma, en m^3/seg .

g = aceleración de la gravedad = 9.8 m/seg^2

C = coeficiente de descarga para el orificio correspondiente

h = carga del orificio en metros

A = área del orificio en m^2

Determinación del gasto máximo que puede pasar por las compuertas. Se determinará en función de los requerimientos y la seguridad del canal aguas abajo.

Determinación de la capacidad del mecanismo elevador. Puede hacerse con la siguiente ecuación:

$$\text{Cap Mec Elev} = K E + \text{Peso compuerta} + \text{Peso vástago}$$

donde:

$K E$: Fuerza de fricción que se produce en las guías de la compuerta originada por el empuje hidrostático (E), que actúa en la hoja de la compuerta. K coeficiente para valuar esa fricción cuyo valor puede considerarse igual a 0.35 para las compuertas de fierro fundido con asientos de fierro pulidos a máquina.

Diseño de la transición que une al conducto de la toma con el canal de riego. Con objeto de disminuir las pérdidas por cambios de sección, evitar turbulencias y tener un regimen tranquilo en el enlace de la obra de toma y el canal de conducción, es recomendable diseñar una transición en este lugar.

VI.10 Estructura de limpia

Para tener un adecuado control de la captación y derivación, son recomendables bajas velocidades del agua, ésto origina que los materiales acarreados en suspensión por la corriente se sedimenten, ocasionando un problema al acumularse los azolves en la obra de toma.

El problema consiste básicamente en una baja de eficiencia en el sistema de aprovechamiento y aumento en los costos de operación y mantenimiento, pudiendo llegar a causar la suspensión temporal del sistema, si se considera además que los azolves puedan pasar a los canales de riego, la importancia de establecer sistemas de control o de limpia es notoria.

Analizando con más detalle el proceso de azolvamiento es el siguiente: con la construcción de la presa, se eleva el nivel del agua y se aumenta la sección transversal de la vena líquida, esto origina que la velocidad disminuya y como consecuencia la capacidad de arrastre del agua decrezca, por lo que el material conducido por el río se deposita en el vaso. El problema aumenta, pues la presa en sí, es un obstáculo que detiene grandes cuerpos; incluso los flotantes.

El tipo y cantidad de azolve están determinados por la geología y tipo de vegetación en la cuenca y cauce, por la velocidad de la corriente, por la zona donde se ubique la obra, etc.

Una corriente transporta material en tres formas: arrastrándolo, en suspensión o como cuerpo flotante, el primero que generalmente está constituido por arenas, gravas y cantos rodados, es el que ocasiona mayores problemas al funcionamiento de las derivadoras; el material en suspensión debido a su finura, en general no perjudica a las estructuras y en muchos casos llega a beneficiar a los terrenos al proporcionarles sustancias fertilizantes, los cuerpos flotantes pueden causar problemas, aunque éstos son menores que los originados por el material de arrastre.

El problema de azolves puede resolverse de dos formas: quitándolo en forma periódica o destinando un determinado volu -

men del vaso para que sea ocupado por este material durante la vida útil de la presa, generalmente ésto último se hace en presas de almacenamiento.

En las presas de derivación, se construyen estructuras con el objeto de proveer una limpieza periódica a la obra de toma. La estructura consiste de un canal llamado desarenador, que se forma por dos paredes verticales paralelas, una separa el cauce del río y el desarenador y la otra el desarenador y a la ladera del río, es precisamente en ésta última pared donde se localiza la obra de toma, fig VI.13.

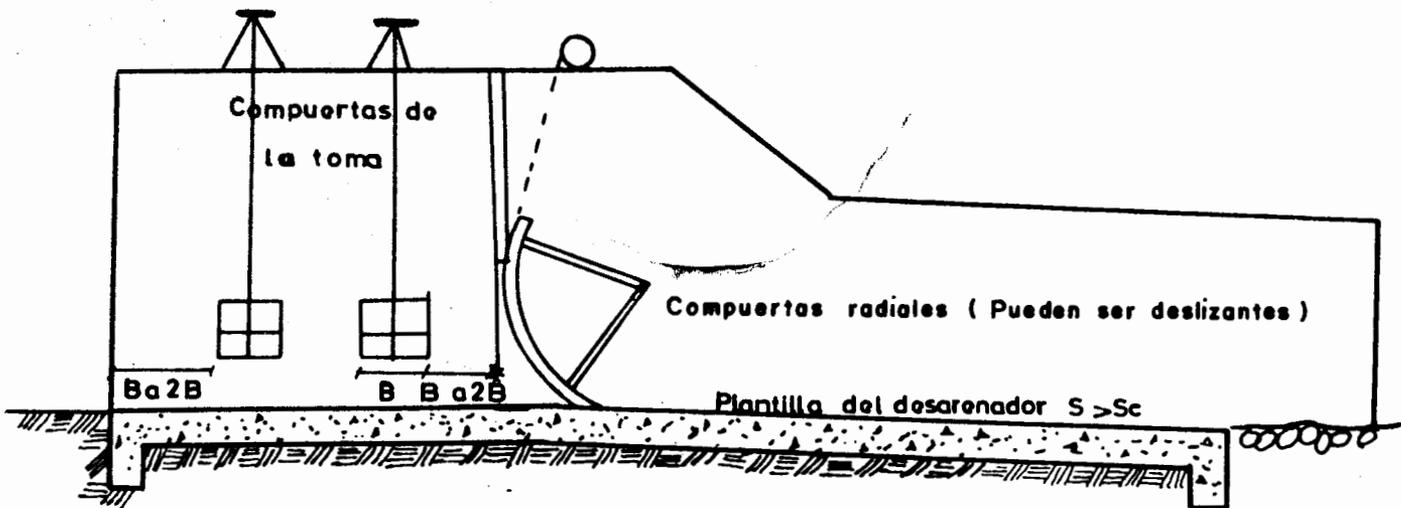


Fig VI.13 Perfil longitudinal de un canal desarenador.

Es recomendable que el desarenador sea paralelo al eje del río, y la obra de toma perpendicular al mismo para evitar el paso del azolve hacia los canales de conducción.

Cuando la cantidad de azolve es grande y las características topográficas e hidrológicas del río lo permiten, los desarenadores pueden construirse muy amplios para utilizar la energía de la corriente y desarenar parcial o totalmente el canal, fig VI.14.

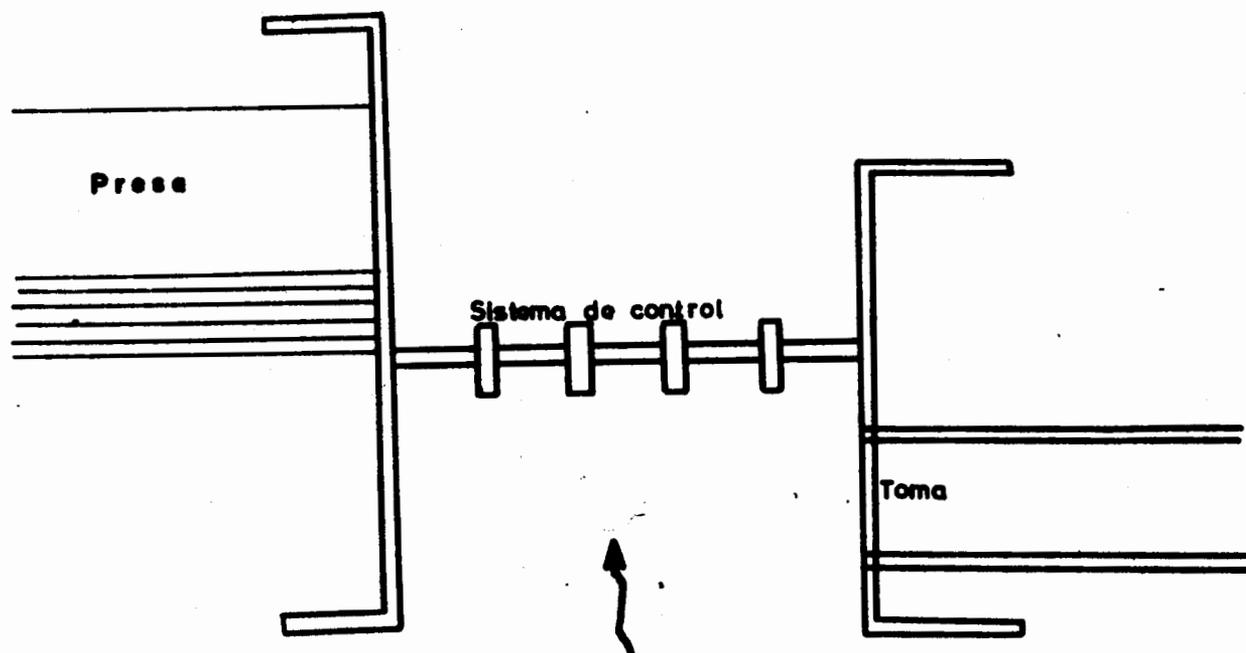


Fig VI.14 Desarenador amplio.

El funcionamiento del canal desarenador es el siguiente:

Si se cierran las compuertas del desarenador, se impide el paso del agua hacia abajo, entonces abriendo las compuertas de la obra de toma, el agua se encauza hacia el canal de riego, ésto traerá como consecuencia que los materiales se decanten aguas arriba del sistema de control del desarenador y dentro del canal debido a la baja velocidad del agua. Para desalojar el azolve, se cierran las compuertas de la obra de toma, se abren las del desarenador y se produce el flujo del agua de manera que su velocidad sea suficiente para arrastrar el azolve y depositarlo en el río aguas abajo de la derivación, generalmente esta operación se hace en tiempo de avenidas.

VI.11 Geometría e hidráulica del desarenador

Las características geométricas del desarenador dependen de las condiciones de funcionamiento del mismo. Para este análisis generalmente se consideran dos formas de operación:

1. Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta
2. Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada

Primera condición. En este caso el tramo del desarenador ubi cado frente a las compuertas de la obra de toma, funciona como un tanque de sedimentación, deberán existir velocidades ba jas que permitan que los acarreos del río se depositen aquí.

La sección del canal adquiere forma rectangular, pues se aprovechan las paredes de los muros laterales y además esta sección facilita instalar las obras de control del desarenador y la obra de toma.

Con objeto de contar con espacio para el depósito de sedimentos en el canal desarenador, la cota de su plantilla debe ser inferior a la del umbral de la obra de toma, evitando además el paso de material de arrastre al canal de riego.

No existe un criterio definido para determinar esa diferencia de cotas, sin embargo debe considerarse que dependerá del tamaño y cantidad del material de acarreo. De acuerdo con la experiencia se ha llegado a proponer que como mínimo esa diferencia sea de 80 cm.

De lo anteriormente expuesto, se puede ver que el diseño del canal se reduce a calcular su ancho, dadas la velocidad del agua y la elevación de la misma, que corresponde a la de la cresta de la cortina vertedora, de acuerdo a la ecuación de continuidad se tendrá:

$$Q = A V$$

de donde

$$A = \frac{Q}{V}$$

y por otro lado:

$$A = b d$$

Luego:

$$b = \frac{A}{d}$$

donde:

Q = Gasto mínimo normal considerado en m^3/seg

A = Sección hidráulica del canal en m^2

V = Velocidad para propiciar la sedimentación en
m/seg

Gasto mínimo normal. El gasto mínimo en el canal debe corresponder al gasto de derivación normal.

Cuando la obra de toma opera parcialmente, se tendrá un gasto menor que el normal de derivación, en este caso en el canal desarenador dado que la sección hidráulica es la misma la velocidad disminuye, presentándose así una condición favorable.

Segunda condición de funcionamiento. Esta condición se analiza para conocer la capacidad de autolimpieza del desarenador. Se considera que los azolves se han acumulado frente a la obra de toma y entonces se cierran las compuertas de esta y se abren las del desarenador, así se trata de provocar un régimen rápido para que el agua incremente su capacidad de arrastre.

Sin embargo la velocidad no debe ser tan alta que provoque erosión en el canal, o que ocasione socavaciones al pie de la estructura.

Un variable que puede controlarse para garantizar una velo cidad de arrastre suficiente pero no erosiva es la pendien te, a continuación se presentan dos casos que pueden ocurrir.

- a) Se tiene el gasto normal de derivación. En este caso ésta es la condición más desfavorable, ya que para gas tos mayores se incrementará la capacidad del arrastre de la corriente en el desarenador.

- b) Se tiene un gasto mayor que el normal de derivación, que corresponde al nivel máximo del agua en la presa (NAME).

En los dos casos se debe calcular la pendiente adecuada y revisar las velocidades del escurrimiento, como se muestra a continuación.

dados:

Q = gasto normal de derivación.

b = ancho de plantilla.

v = velocidad adoptada para producir arrastre.

Para el primer caso a) se tiene:

$$Q = v A$$

como se trata de una sección rectangular

$$A = b d$$

luego:

$$Q = v b d$$

de donde:

$$d = \frac{Q}{v b}$$

y también:

$$r = \frac{A}{P} = \frac{b d}{b + 2d}$$

Aplicando la fórmula de Manning, la pendiente valdrá:

$$S = \left[\frac{v n}{r^{2/3}} \right]^2$$

Para el segundo caso b) se tiene:

$$A = b d$$

siendo:

d = la altura del orificio en el canal desarenador.

$$P = b + 2d$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{b d}{b + 2d}$$

y la velocidad valdrá:

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} r^{2/3}$$

la pendiente calculada será la correcta cuando la velocidad se encuentre en el intervalo de velocidades definidas como máxima y mínima en el desarenador.

Velocidades recomendadas. De acuerdo a la experiencia se ha encontrado que las velocidades con capacidad de arrastre, pero que no causan erosión en el desarenador, varían de 2.50 m/s a 4 m/s, habiéndose aceptado valores de 1.5 m/s.

Ejemplo VI.1 Para la disposición mostrada en la figura VI.15 y con los datos proporcionados calcule:

1. Elevación de la cresta vertedora
2. Dimensiones del orificio de la obra de toma

3. Las compuertas para dicho orificio.
4. Gasto máximo que pasará por este orificio.
5. La capacidad del mecanismo elevador.
6. El ancho del desarenador.
7. La pendiente del desarenador.

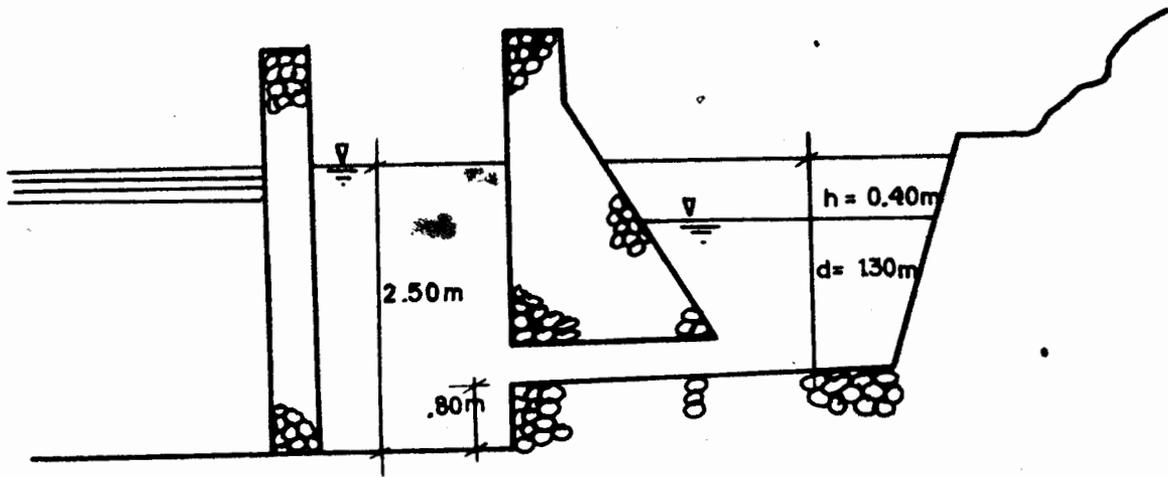


Fig. VI.15 Disposición para el ejemplo VI.1 (esquemática).

Datos.

Gasto de derivación = $2.0 \text{ m}^3/\text{seg}$

Elevación de la plantilla del desarenador = 1120.00 m

Elevación del umbral de la toma = 1120.80 m

Velocidad para canal desarenador cerrado y obra de toma abierta = 0.65 m/seg .

Velocidad para condiciones de compuerta abierta en el desarenador (en funcionamiento) = 2.5 m/seg .

1. Cálculo de la elevación de la cresta:

$$\text{Elev "C"} = \text{Elev P} + d + h$$

$$\text{Elev "C"} = 1120.80 + 1.30 + 0.40 = 1122.50 \text{ m}$$

2. Dimensiones del orificio de la toma:

$$Q = C A \sqrt{2 g h}$$

El coeficiente $C = 0.80$

por lo tanto el área será:

$$A = \frac{Q}{C \sqrt{2 g h}} = \frac{2.0}{0.8 \sqrt{2 \times 9.8 \times .4}} = 0.90 \text{ m}^2$$

Propondremos un orificio rectangular de .915 m x 1.22 m, que para dar el gasto requerido se abrirá hasta 0.98 m.

3. Compuertas:

Para el área de 0.90 m^2 se consultan catálogos y se encuentra que la más aceptable es de .915 m x 1.22 m, que pesa, con su vástago, 308 kg. Es importante consultar acerca de las compuertas tipo, ya que sería muy caro hacer una compuerta precisamente de un área igual a 0.95 m^2 . (la compuerta es deslizante).

4. Gasto máximo que pasará por el orificio.

$$Q = C A \sqrt{2 g h}$$

$$Q = 0.8 \times 1.1163 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.2} = 1.77 \text{ m}^3/\text{seg}$$

5. Capacidad del mecanismo elevador:

$$\text{Cap Mec Elev} = K E + \text{Peso compuerta} + \text{Peso vástago.}$$

$$K = 0.35$$

$$E = \frac{(1.28 + 2.50)}{2} \times 1.22 \times 0.915 \times 1 = 2.110 \text{ ton Fig VI.16}$$

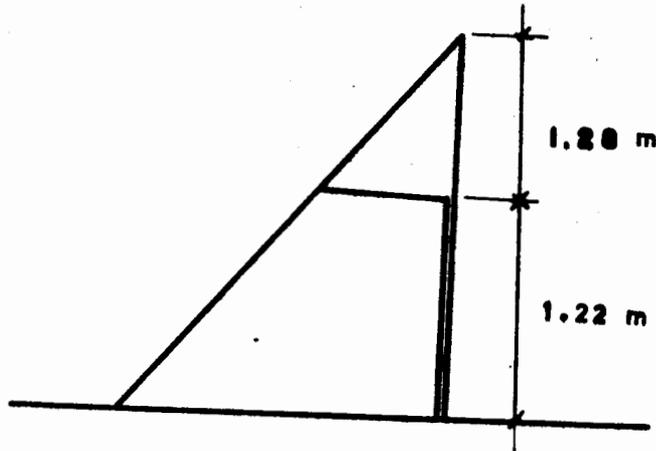


Fig. VI.16 Empuje E sobre la compuerta.

$$\text{Cap Mec Elev.} = 0.35 \times 2.110 + 0.308 = 1.047 \text{ ton}$$

6. Cálculo del ancho del canal del desarenador.

$$Q = A V$$

de donde:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{2.0}{0.65} = 3.08 \text{ m}^2$$

pero:

$$A = b d$$

de donde:

$$b = \frac{A}{d} = \frac{3.08}{1.30} = 2.37 \text{ m}$$

La compuerta tipo que se usará será de 2.37 por 1.30

entonces la velocidad valdrá:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{2.00}{2.23 \times 1.30} = 0.65 \text{ m/seg}$$

7. La pendiente del desarenador será:

Como se dió en los datos la velocidad de arrastre que es 2.5 m/s.

$$n = 0.013$$

$$S = \left(\frac{v n}{\lambda} \right)^2$$

$$\lambda = \frac{A}{P} = \frac{b d}{b + 2d} = \frac{2.37 \times 1.30}{2.37 \times 2 + 1.30} = 0.5$$

$$S = \left(\frac{2.5 \times 0.013}{0.5} \right)^2 = 0.00422$$

VII. OPERACION Y MANTENIMIENTO DE PRESAS.

Como toda obra de ingeniería, las presas necesitan una operación eficiente y un mantenimiento adecuado y oportuno para garantizar un óptimo funcionamiento.

El hablar de operación nos lleva a considerar inmediatamente las obras de control. El funcionamiento del equipo necesario para lograr el control en una presa debe establecerse precisamente, dependiendo esta precisión de la magnitud de la obra, pudiendo ser desde una simple relación de operaciones (instructivo de operación), que se ejecuten manualmente, hasta el control de equipo complicado por medio de computadoras. Es claro que esta operación variará de acuerdo con la función de la obra, cambiando de una presa de almacenamiento a una de derivación.

En las presas de almacenamiento el control afectará a la variación de niveles del embalse; cuando se tiene conocimiento de que se acerca alguna avenida, deberá situarse el embalse en un nivel tal que permita recibirla sin problemas para la presa o para las regiones aguas abajo.

Un problema común en las presas construidas en nuestro país, es la aparición de vegetación acuática (especialmente lirio) y fauna patógena como el mosquito anopheles; para combatir este problema muchas veces se intenta una variación de los niveles del embalse.

En el caso de las presas derivadoras se requerirá un control estricto de los sistemas de compuertas.

El mantenimiento variará de una presa a otra, de acuerdo al tipo de material con que haya sido construida. Así en una presa de tierra será fundamental dar mantenimiento a los taludes, cuidando que siempre tengan protección contra los agentes erosivos, esto es, que el enrocamiento, concreto o asfalto del talud aguas arriba y que el enrocamiento, hierba o cualquier acabado del talud aguas abajo, estén en buenas condiciones siempre, por lo tanto será indispensable establecer inspecciones periódicas, así mismo se deberán cuidar la cimentación y las laderas. Independientemente de estas inspecciones en intervalos de tiempo definidos, será

necesario realizarlas en ocasiones especiales, por ejemplo durante el llenado rápido de la presa, cuidando de la aparición de grietas, asentamientos, deslizamientos de taludes, filtraciones, fuentes, zonas licuadas, etc, esto mismo deberá hacerse después de un vaciado rápido. En las épocas en que el nivel se encuentre bajo se deberá aprovechar para observar las porciones expuestas del talud, laderas y vaso.

En presas de concreto se recomiendan (USBR) inspecciones anuales a las estructuras de concreto como tuberías, drenes, etc, además deberán observarse posibles asentamientos, abombamientos, deslizamientos, agrietamientos o descascaramientos del concreto, revisar las juntas de contracción, daños por erosión o cavitación del concreto, filtraciones en el cuerpo de la presa, en ductos o cimentación, socavaciones, o cualquier funcionamiento anormal.

La inspección también abarcará las zonas y los cauces vecinos como se había dicho antes; no se debe olvidar la inspección del equipo mecánico.

REFERENCIAS

1. Marsal R.J y Reséndiz D. Presas de Tierra y Enrocamiento. Limusa, México, 1975
2. Marsal R.J. Presas pequeñas. Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1974
3. U.S.B.R. Diseño de presas pequeñas. CECSA, Washington, 1976
4. Cambefort H., Perforaciones y Sondeos. Omega, Barcelona, 1962
5. Saville T, Mc Clendon E.W., Cochran A.L., Freeboard allowances for waves in inland Reservoirs. Art., 3465, IV, Transactions, ASCE, Vol 128, 1963
6. Saville T. The effect of fetch on waves generation. Memorando Técnico No 70, Beach erosion board, Corps of Engineers, U.S, Department of the army, 1954
7. Kozeny, J. Grundwasserbewegung bei freim Spiegel. Fluss- und Kanalversickerung, WasserKraft und Wasser wirtschaft, No 3, 1931

8. U.S. Army. Earth Dams. Manuals-Corps of Engineers, Em 1110-2-1902, 27 Dec. 60
9. Bowles, J. Foundation Analisis and Design. Mc Graw-Hill, New York, 1968
10. Vega R.O. Cortinas de Contrafuertes, Apuntes para un curso de especialización en la División de Graduados del IPN, México, 1974
11. U.S.B.R. Design Criterio for Concentre Arch and Gravi-ty Dams, Washington, 1974
12. Juárez B.E, y Rico R.A. Mecánica de Suelos, Tomos I, II y III, México 1974
13. Linsley, Franzini. Ingeniería de los Recursos Hidráulicos. CECSA, Junio, 1975
14. S.R.H. Presas Derivadoras. Dirección de Obras Hidráulicas para el desarrollo Rural. México
15. Eckstein O. Explotación de Recursos Hidráulicos, 1964
16. S.R.H. Proyecto de Zonas de Riego. Dirección de Proyecotos de Irrigación Departamento de Canales, México, 1973

17. Marsal R. Reséndiz D. Fundamentos del diseño y con
strucción de presas de tierra y enrocamiento, Institutu
to de Ingeniería, UNAM, México, 1967

18. Tamez G. Principios del diseño y construcción de pre
sas de tierra, México, 1963

19. C.I.G.P. IX Congreso Mundial de grandes presas. Es-
tambul, Agosto, 1967.

IX BIBLIOGRAFIA

- Arredi, F., Costruzioni idrauliche; parte seconda: Le opere di regolazione e di derivazione. UTEP, Turfn, 1977
- Bourgin, A. Cours de calcul de barrages. Eyrolles, Paris, 1955
- Brown, G. Hydroelectric engineering practice, Vol 1: Civil engineering Blackie and son, Londres, 1958
- C.I.E.P.s., S.c. Grandes presas de México, 1976. Dirección de Proyectos de Irrigación y Control de Rfos, S.R.H., México 1976
- Comisión Internacional de Grandes Presas. Accidentes ocurridos en grandes presas; experiencias obtenidas. Traducido y publicado por el Comité Nacional Español, Madrid, 1975
- Comité Nacional Español de Grandes Presas. Grandes presas; experiencias españolas en su diseño y construcción. C.N.E.G.P., Madrid, 1976
- Creager, W.P., Justin, J.D. y Hinds, J. Engineering for dams. Wiley, Nueva York, 1946
- Davis, C.V. y Sorensen, K.E. (editores) Handbook of applied hydraulics. Mc Graw Hill, Nueva York, 1969
- Galzé, A.R. Handbook of dam engineering Van Nostrand, Nueva York, 1977
- Instituto de Ingenierfa. Comportamiento de presas construidas en México. S.R.H., C.F.E., y U.N.A.M., México, 1976

- Lombardi, J. Les barrages en voute mince. Dunod, París, 1955
- Mallet, C. y Pacquant, J. Les barrages en terre. Eyrolles, París, 1951
- Marcello, C. Artículos varios reproducidos en los Scritti di Claudio Marcello. Comité Nacional Italiano de Grandes Presas, Roma, 1970
- Marsal, R.J., y Reséndiz., D. Presas de tierra y enrocamiento. Limusa, México, 1975
- Marsal, R.J y Tamez, E. (editores). Contribuciones de la mecánica de suelos al diseño y construcción de presas de tierra (selección de artículos de Terzaghi, Casagrande, Fellenius, Sherard, etc). S.R.H., México, 1956
- Naylor, D.J., Stagg, K.G. y Zienkiewicz, O.C. (editores). Criteria and assumptions for numerical analysis of dams. University College, Swansea, 1975
- Ortíz, A., Zamudio, M., Higuera, S. y Rousselon, M. Grandes presas para pequeño y mediano tiego en México. Dirección General de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural, S.R.H., México 1976
- Press, H. Les barrages de vallée. Dunod, París, 1958
- Press, H., Stauanlagen und Wasser kraftwerke; 1o. Teil: Talsperren; 2o. Teil: Wehre. Ernst und Sohn, Berlín, 1959
- Priscu, R., Constructif hidrotehnice. Editura Didáctica Si Pedagogica, Bucarest, 1974

- Sherard, J.L. Earth and earth rock dams. Wiley, Nueva York, 1963
- Tamez, E. Principios del diseño y construcción de presas de tierra. S.R.H., México, 1964
- Thomas, H.H. The engineering of large dams (Austria). Wiley, Nueva York, 1975
- U.S.A.E. Earth dams. Engineering Manual 1110-2-1902, Vicksburg, 1960
- U.S.B.R. Design of gravity dams. U.S. Gov. Print Off., Denver, 1976
- U.S.B.R. Design of small dams. U.S. Gov. Print. Off. Washington, 1960
- Vanoni, V.A. (editor). Sedimentation engineering. ASCE, Nueva York, 1975
- Varlet, H. Barrages réservoirs. Eyrolles, París, 1966
- Velasco, O. Presas de derivación (Modelo México 4). Direc. Gral. de Obras de Riego para el Desarrollo Rural, S.R.H., México, 1976

MEMORIAS DE LOS CONGRESOS DE LA
COMISION INTERNACIONAL DE GRANDES PRESAS

1er Congreso (Estocolmo, 1933)

- Tema 1-a Deterioro del concreto de las presas de gravedad por envejecimiento
- 1-b Aspectos relativos a las influencias de la temperatura interna y a la deformación de las presas de gravedad
- 2-a Métodos de investigación para reconocer si un material es apto para construir una presa de tierra
- 2-b Estudio de las leyes físicas que rigen las filtraciones a través de una presa de tierra y de su cimentación

2o. Congreso (Washington, 1936)

- 3 Cemento especial para grandes presas
- 4 Constitución e impermeabilización de juntas de construcción, contracción y dilatación
- 5 Estudio de los revestimientos de los paramentos de presas de mampostería o de concreto
- 6 Estudios geotécnicos de los suelos de cimentación
- 7 Cálculos de estabilidad de las presas de tierra

3er Congreso (Estocolmo, 1948)

- 8 La subpresión y los esfuerzos resultantes en las presas
- 9 Métodos e instrumentos para medición de esfuerzos y deformaciones en presas de tierra y de concreto
- 10 Los métodos más recientes para evitar la tubificación
- 11 Información obtenida del uso de métodos de ensaye y de cementos especiales para presas.

5° Congreso (París, 1955)

- 16 Proyecto y construcción de presas sobre suelos permeables y métodos de tratamiento de la cimentación
- 17 Economía y seguridad de diferentes tipos de presas de concreto
- 18 Asentamientos de las presas por la compresibilidad de sus materiales o de los suelos de cimentación, incluyendo problemas de origen sísmico
- 19 El concreto para las grandes presas, con especial referencia al contenido de cemento y su influencia en el comportamiento estructural, impermeabilidad y resistencia a la congelación.

6° Congreso (Nueva York, 1958)

- 20 Sobreelevación de presas existentes, incluyendo métodos de construcción de presas nuevas en etapas
- 21 Observación de esfuerzos y deformaciones en las presas y en sus cimentaciones y empotramientos; comparación con los resultados de cálculos y de pruebas en modelos reducidos
- 22 Métodos de compactación y contenido de humedad para materiales usados en la construcción de presas de tierra y enrocamiento
- 23 Uso de aditivos y puzolanas en el concreto para presas, y la influencia de las más finas partículas de arena

7° Congreso (Roma, 1961)

- 24 La selección, preparación y especificación de agregados para el concreto de grandes presas
- 25 Trabajos subterráneos relacionados con las presas
- 26 Técnicas modernas relativas a las presas de concreto en boquillas anchas y sus obras accesorias
- 27 Impermeabilización de las presas de tierra y enrocamiento con productos bituminosos y otros materiales

8° Congreso (Edimburgo, 1964)

- 28 Propiedades físicas y mecánicas de las rocas in situ; métodos para determinarlas y mejorarlas, con referencia especial al proyecto y construcción de grandes presas
- 29 Resultados e interpretación de mediciones hechas en grandes presas de todo tipo, incluyendo observaciones sísmicas
- 30 Diseño del concreto para grandes presas de todos los tipos e influencia de la edad en sus propiedades
- 31 Proyecto, métodos de construcción y comportamiento de presas de enrocamiento altas (más de 80 m).

9° Congreso (Estambul, 1967)

- 32 La seguridad de las presas desde el punto de vista de su cimentación y la estabilidad de las laderas del vaso
- 33 Disposiciones temporales y permanentes para controlar avenidas
- 34 El comportamiento y deterioro de las presas
- 35 Presas en zonas sísmicas y otras situaciones desfavorables

10° Congreso (Montreal, 1970)

- 36 Progresos recientes en el diseño y construcción de presas de tierra y enrocamiento
- 37 Progresos recientes en el diseño y construcción de presas y embalses sobre aluviones profundos, calizas kársticas u otras formaciones desfavorables
- 38 Supervisión de presas y embalses en operación
- 39 Avances recientes en el diseño y construcción de presas de concreto

11° Congreso (Madrid, 1973)

- 40 Consecuencias de la construcción de presas sobre el medio ambiente
- 41 Control de gastos y disipación de energía durante la construcción y operación
- 42 Dispositivos de estanqueidad y protección de taludes de presas

de tierra y enrocamiento

- 43 Nuevas ideas para la construcción más rápida y económica de presas de concreto

12° Congreso (México, 1976)

- 44 Problemas de las presas de materiales sueltos de tipo especial
- 45 Investigación de filtraciones y drenaje de las presas y sus cimentaciones
- 46 Estudios preliminares para aprovechamientos con presas
- 47 Los efectos de algunos factores ambientales sobre las presas y sus embalses.

F-DEPFI/D-32/1983/Ej.3



702290