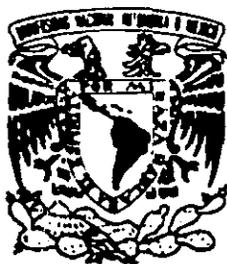


S7
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD SÍSMICA
DE PRESAS DE TIERRA CONSIDERANDO
FUERZAS DE FLUJO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N :

**MARTÍN FCO. PALÍ RODRÍGUEZ
AXEL RAMÍREZ RAMÍREZ**

DIRECTOR DE TESIS
DR. VÍCTOR MANUEL TABOADA URTUZÁSTEGUI



Ciudad Universitaria

México D.F., Enero de 1999

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

210749



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/152/98

Señores
MARTIN FRANCISCO PALI RODRIGUEZ
AXEL RAMIREZ RAMIREZ
Presentes

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. VICTOR MANUEL TABOADA URTUSUASTEGUI**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"EVALUACION DE LA SEGURIDAD SISMICA DE PRESAS DE TIERRA
CONSIDERANDO FUERZAS DE FLUJO"**

ANTECEDENTES

OBJETIVOS

- I. DESCRIPCION DE LAS PRESAS**
- II. DETERMINACION DE LOS MOVIMIENTOS SISMICOS EN CADA SITIO**
- III. DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS EN CADA PRESA**
- IV. ANALISIS DE RESPUESTA SISMICA**
- V. CALCULO DE ESTABILIDAD SISMICA CONSIDERANDO FUERZAS DE FLUJO**
- VI. CALCULO DE PERDIDA DE BORDO LIBRE**
- VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

REFERENCIAS

APENDICE 1

APENDICE 2

APENDICE 3

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

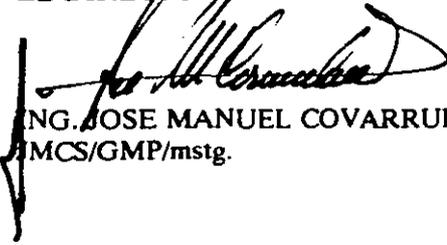
Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria a 7 de octubre de 1998

EL DIRECTOR


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
MCS/GMP/mstg.

AGRADECIMIENTOS

A nuestros padres y hermanos:
Por su apoyo incondicional

A nuestro director de tesis
Víctor Manuel Taboada Urtuzuastegui:
Por su apoyo, confianza y amistad

A la Universidad Nacional
Autónoma de México:
Por la oportunidad

A la Comisión Nacional del Agua:
Por permitirnos presentar este trabajo

INDICE

	Pag.
INTRODUCCIÓN	1
I. DESCRIPCIÓN DE LAS PRESAS	7
1.1 <i>Presidente Adolfo López Mateos (El Humaya), Sinaloa</i>	7
1.1.1. <i>Características de la cortina.....</i>	7
1.1.2 <i>Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina.....</i>	7
1.1.3 <i>Resultados de control de campo.....</i>	8
1.1.4 <i>Sismicidad</i>	8
1.1.5 <i>Capacidad de almacenamiento</i>	8
1.1.6 <i>Bordo libre</i>	9
1.2 <i>Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari), Sonora</i>	9
1.2.1. <i>Características de la cortina.....</i>	9
1.2.2 <i>Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina.....</i>	10
1.2.3 <i>Resultados de control de campo.....</i>	10
1.2.4 <i>Sismicidad</i>	10
1.2.5 <i>Capacidad de almacenamiento</i>	11
1.2.6 <i>Bordo libre</i>	11
1.3 <i>Madín, Estado de México</i>	11
1.3.1. <i>Características de la cortina.....</i>	11
1.3.2 <i>Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina.....</i>	11
1.3.3 <i>Capacidad de almacenamiento</i>	12
1.3.4 <i>Bordo libre</i>	12
1.4 <i>Miguel de la Madrid Hurtado (Cerro de Oro), Oaxaca.....</i>	12
1.4.1. <i>Características de la cortina.....</i>	12
1.4.2 <i>Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina.....</i>	12
1.4.3 <i>Sismicidad</i>	13
1.4.4 <i>Capacidad de almacenamiento</i>	13
1.4.5 <i>Bordo libre</i>	13
1.5 <i>Presidente Alemán (Temascal), Oaxaca.....</i>	13
1.5.1. <i>Características de la cortina.....</i>	13
1.5.2 <i>Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina.....</i>	14
1.5.3 <i>Resultados de control de campo.....</i>	15
1.5.4 <i>Sismicidad</i>	15
1.5.5 <i>Capacidad de almacenamiento</i>	15
1.5.6 <i>Bordo libre</i>	15
1.6 <i>La Purísima, Guanajuato</i>	16
1.6.1. <i>Características de la cortina.....</i>	16
1.6.2 <i>Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina.....</i>	16

1.6.3 Sismicidad	16
1.6.4 Capacidad de almacenamiento	16
1.6.5 Bordo libre	17
1.7 Solís, Guanajuato	17
1.7.1. Características de la cortina.....	17
1.7.2 Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina.....	18
1.7.3 Sismicidad	18
1.7.4 Capacidad de almacenamiento	18
1.7.5 Bordo libre	19
1.8 Criterios de seguridad adoptados	19
II. DETERMINACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS EN CADA SITIO.....	28
2.1 Espectros de respuesta de aceleraciones esperados para las presas estudiadas.....	28
III. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE CADA PRESA	29
3.1 Esfuerzos estáticos.....	29
3.1.1 Solución elástica utilizada para obtener los esfuerzos estáticos	29
3.1.2 Casos considerados para la obtención de los esfuerzos estáticos	29
3.2 Modelos de comportamiento dinámico de las presas.....	30
3.3 Propiedades dinámicas obtenidas.....	32
3.4 Variación del módulo de rigidez al cortante G_{max} y la relación de amortiguamiento λ , con la deformación al cortante γ	32
IV. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA.....	38
4.1 Método de análisis.....	38
4.2 Respuestas calculadas.....	38
4.2.1 Presa Presidente Adolfo López Mateos (El Humaya).....	39
4.2.2 Presa Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari)	39
4.2.3 Presa Madín	39
4.2.4 Presa Miguel de la Madrid Hurtado (Cerro de Oro).. ..	40
4.2.5 Presa Presidente Alemán (Temascal)	40
4.2.6 Presa La Purísima.....	40
4.2.7 Presa Solís.....	40
V. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD SÍSMICA CONSIDERANDO FUERZAS DE FLUJO	55
5.1 Método de análisis.....	55
5.2 Resultados.....	56
5.2.1 Presa Presidente Adolfo López Mateos (El Humaya).....	59

5.2.2 Presa Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari)	59
5.2.3 Presa Madín	59
5.2.4 Presa Miguel de la Madrid Hurtado (Cerro de Oro)..	59
5.2.5 Presa Presidente Alemán (Temascal)	60
5.2.6 Presa La Purísima.....	60
5.2.7 Presa Solís.....	60
VI. CÁLCULO DE PERDIDA DE BORDO LIBRE.....	75
6.1 Método de análisis.....	75
6.2 Resultados.....	78
6.2.1 Presa Presidente Adolfo López Mateos (El Humaya).....	78
6.2.2 Presa Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari)	78
6.2.3 Presa Madín	79
6.2.4 Presa Miguel de la Madrid Hurtado (Cerro de Oro)..	79
6.2.5 Presa Presidente Alemán (Temascal)	79
6.2.6 Presa La Purísima.....	79
6.2.7 Presa Solís.....	79
VII. CONCLUSIONES	87
REFERENCIAS.....	89
APENDICE 1. Evaluación de la respuesta de presas de tierra usando la teoría de la Viga Cortante	92
APENDICE 2. Espectros de aceleraciones en terreno firme para las presas de la CNA (L. Esteva, J. García, J. Alamilla y O. Díaz)	99
APENDICE 3. Determinación del momento motor producido por la fuerza de flujo.....	115

INTRODUCCION

México es un país donde los centros urbanos e industriales que requieren grandes cantidades de agua se han ido asentando poco a poco donde los recursos hidráulicos son escasos.

El país tiene un promedio de escurrimiento medio anual de aproximadamente $410,000\text{hm}^3$, esta cifra representa el total disponible como recurso renovable. El estudio de su distribución indica que en el norte sólo se tiene un escurrimiento de $12,000\text{hm}^3$, que representa el 3% del total en un área equivalente al 30% del país, mientras que en el sureste se tienen $205,000\text{hm}^3$, que representan el 50% de la disponibilidad total en un área no mayor al 20% del territorio nacional.

Es decir, la mayor disponibilidad de agua se encuentra por debajo de los 500msnm, al sur de los paralelos 28° y 24° , y en las fajas costeras del Pacífico y del Golfo de México, respectivamente; en tanto que las mayores necesidades se presentan arriba de esta altitud y al norte de los paralelos mencionados.

Comparando las zonas de disponibilidad del recurso con las de asentamientos humanos e industriales, existen situaciones contrastantes. Más del 85% del agua del país se encuentra en la zona baja, debajo de la cota de 500, por otro lado más del 70% de la población y 80% de la planta industrial se localizan en la zona alta; arriba de los 500msnm.

En efecto, hay zonas extensas en que el exceso del agua es una amenaza constante, y en el resto del territorio la escasez de este recurso es un continuo freno al progreso, ya que las lluvias ocurren en cortos períodos de tres a cinco meses y no se presentan en el resto del año.

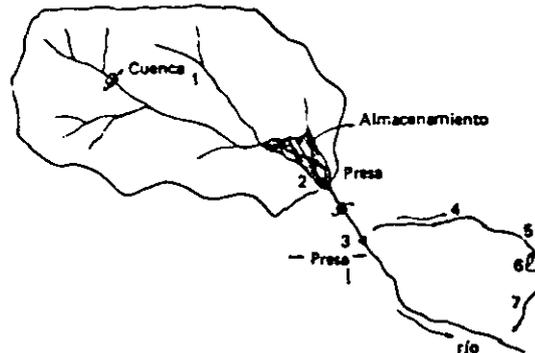
Esto hace a las presas obras sumamente importantes para el progreso del país, pues son estructuras que crean un lago artificial o derivan un río a una cota prefijada, con el objeto de almacenar o captar los escurrimientos y regar tierras o generar energía, o bien dotar de agua potable a poblaciones o centros industriales. También sirven para regularizar el flujo de una corriente que provoca inundaciones en predios o poblados.

Dichas estructuras no siempre responden a una sola finalidad, si no que se proyectan para funciones múltiples coordinando los servicios de riego, electricidad y regulación de avenidas con miras al desarrollo integral de una región.

Los componentes que conforman un aprovechamiento hidráulico superficial son los siguientes:

1. Área de captación o cuenca fluvial, está separada de las cuencas adyacentes por el parte aguas.
2. Almacenamiento, formado por una presa, en un lugar previamente escogido, que es donde se cambia el régimen natural del escurrimiento al régimen artificial de la demanda, de acuerdo con el fin o los fines a que se destine. El vaso, la cortina, la obra de desvío, la obra de toma y la obra de excedencias son elementos que forman a la presa.
3. Derivación, en donde, por medio de una presa, se deriva el escurrimiento del río hacia el sistema de conducción.
4. Sistema de conducción, puede estar formado por conductos cerrados o abiertos; a través del cual se conduce el agua desde el punto de derivación hasta la zona de aprovechamiento.
5. Sistema de distribución, el cual se constituye de acuerdo con el fin específico del aprovechamiento.

- 6 Utilización directa del agua, la cual se efectúa también mediante elementos específicos según el fin de que se trate.
- 7 Eliminación de volúmenes sobrantes, la cual se efectúa por medio de un conjunto de estructuras especialmente construidas para esto.

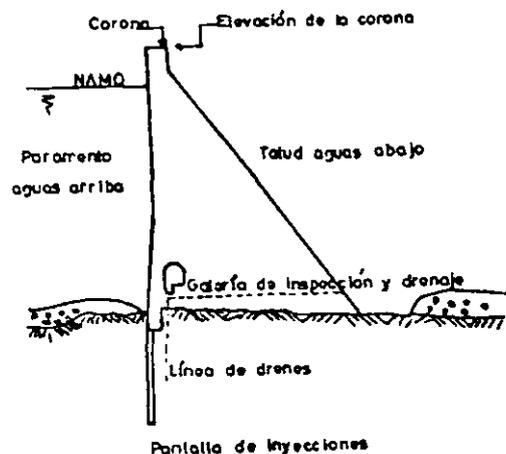


Por lo tanto, se concluye que una obra de tal importancia es el resultado de un estudio general, en el que intervienen las características del río, la geología de la región, la existencia de sitios apropiados para crear el embalse y cimentar la estructura, de tierras de labor o necesidad de energía en la región, o bien de poblaciones que proteger o dotar de agua.

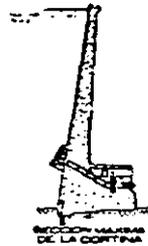
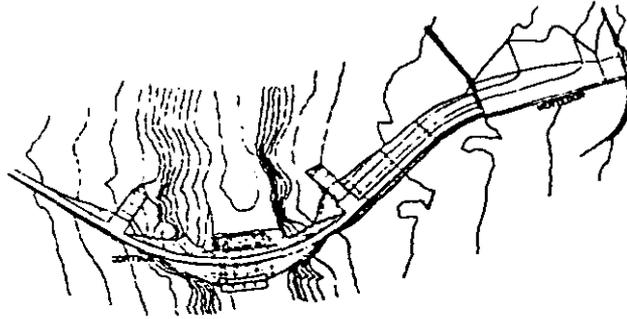
Como ya se mencionó la cortina forma parte de la presa, y es la estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río, con el fin de obstaculizar el flujo del mismo.

Se pueden clasificar atendiendo a su altura, a sus funciones o a otras características, sin embargo, la clasificación más común es de acuerdo al tipo de construcción y a sus materiales que la constituyen. Se pueden dividir en cortinas de materiales cementados (concreto y mampostería), y cortinas de materiales sueltos (tierra y roca); entre las de materiales cementados se encuentran las de gravedad, contrafuertes, arco y bóveda; entre las de materiales sueltos se encuentran las de tierra homogéneas, enrocamiento homogéneas y de materiales graduados.

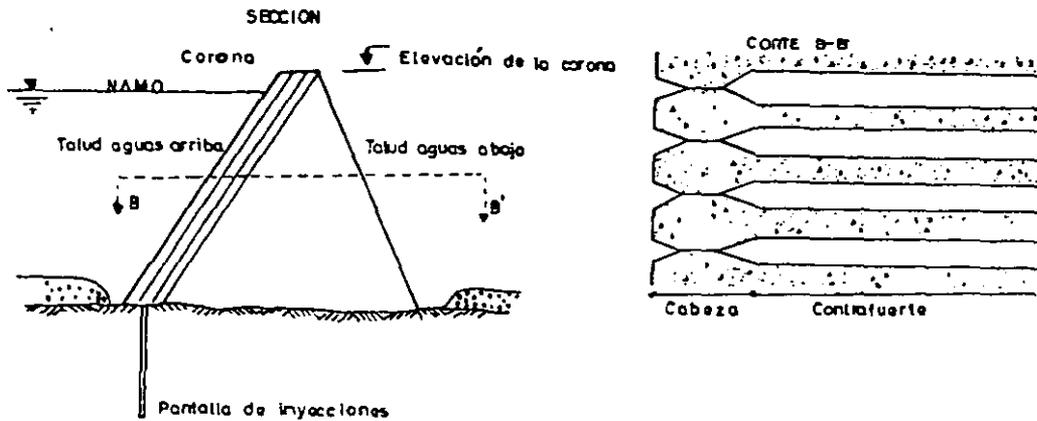
Las cortinas masivas de concreto o mampostería son llamadas de gravedad ya que su estabilidad frente a las fuerzas externas actuantes sobre ella, se debe fundamentalmente a la fuerza de su peso propio.



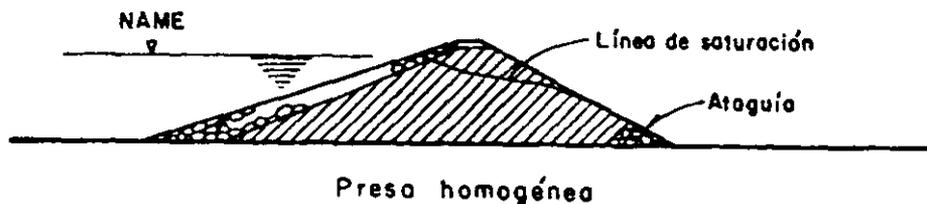
Las cortinas de arco son curvas en planta y absorben la mayoría de la carga del agua horizontalmente hacia las laderas por la acción del arco.



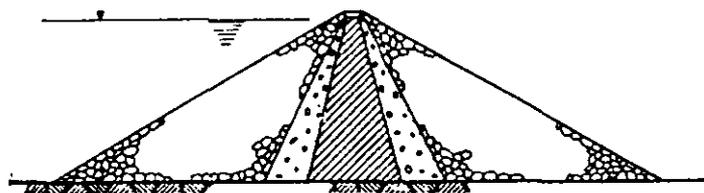
Las cortinas de contrafuertes comprenden una cubierta inclinada que soporta el empuje hidráulico y contrafuertes que soportan la cubierta y transmiten las cargas a la cimentación a lo largo de planos verticales.



Las cortinas homogéneas de tierra están protegidas en sus taludes y corona por una capa de enrocamiento. Los taludes son lo suficientemente tendidos, garantizando su estabilidad para las diferentes condiciones que se presenten.

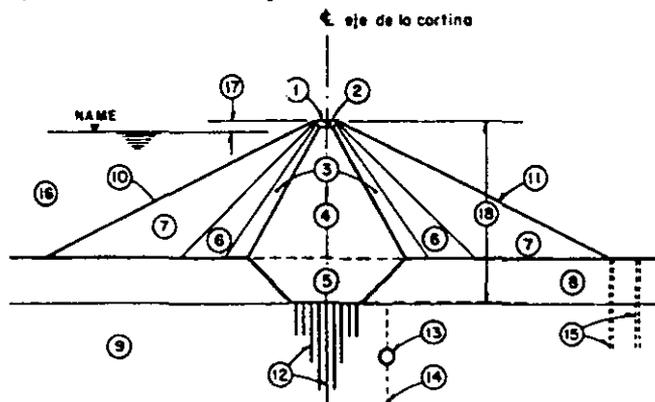


Las cortinas de enrocamiento están constituidas con material granular grueso, desde gravas y arenas hasta rocas grandes. Para evitar filtraciones se colocan losas de concreto en el paramento aguas arriba o se pone un núcleo de material impermeable.



Preso de enrocamiento, corazón vertical

Las cortinas de materiales graduados consisten en una zona central o corazón impermeable con zonas de permeabilidad creciente del centro hacia los taludes. Las cantidades de los diferentes materiales que se colocan en el cuerpo de la cortina dependen en gran parte de su disponibilidad en la zona, económicamente, y de las características mecánicas que tengan.



NOMENCLATURA

- | | |
|------------------------------|---------------------------|
| ① Cresta o corona | ⑩ Talud aguas arriba |
| ② Revestimiento de la corona | ⑪ Talud aguas abajo |
| ③ Filtros | ⑫ Pantalla de inyecciones |
| ④ Corazón impermeable | ⑬ Galería |
| ⑤ Trincherero | ⑭ Drenes |
| ⑥ Transiciones | ⑮ Pozos de alivio |
| ⑦ Enrocamientos | ⑯ Embalse |
| ⑧ Depósito aluvial | ⑰ Borde libre |
| ⑨ Cimentación | ⑱ Altura de la cortina |

La estabilidad de las cortinas de materiales sueltos está en función de la estabilidad de sus taludes, en las diversas condiciones de trabajo, en donde el flujo de agua a través del cuerpo de las mismas desempeña un papel sumamente importante.

La elección del tipo de cortina se hace analizando la topografía en la boquilla, las características de la roca de cimentación, disponibilidad de materiales de construcción y por supuesto la opción más económica atendiendo a lo antes mencionado.

Dada la importancia ya mencionada de las presas, se debe de hacer una evaluación de su seguridad periódicamente; que es el objetivo de este trabajo en presas de tierra y enrocamiento.

Las causas y modos de falla de presas de tierra y enrocamiento son variados, múltiples e interrelacionadas en muchas ocasiones. De hecho, a menudo la causa original podría no haber desembocado en la falla si la presa no hubiera tenido otras debilidades.

Entre las causas de incidentes en estas construcciones de tierra y enrocamiento, las más comunes son tubificación, deslizamiento, deformación, erosión de taludes, desbordamiento, inestabilidad sísmica y otras relacionadas con construcción defectuosa.

La inestabilidad que producen los sismos en las presas de tierra es básicamente debida a fallas de taludes, deformaciones de terraplén y licuación de los materiales saturados. En las presas que se estudiaron, la licuación no representa ningún problema debido a los materiales y procedimientos de construcción usados. Por consiguiente, los trabajos realizados se enfocaron a evaluar la estabilidad global de la sección máxima de las cortinas considerando fuerzas debido a sismo y al flujo a través del material impermeable y estimar las deformaciones potenciales inducidas en tales secciones por dos niveles de intensidad de los movimientos sísmicos definidos para cada uno de los sitios donde se localizan las presas.

La localización de las presas estudiadas se presentan en la fig. 1.1, en la que se incluyen la regionalización sísmica de la República.

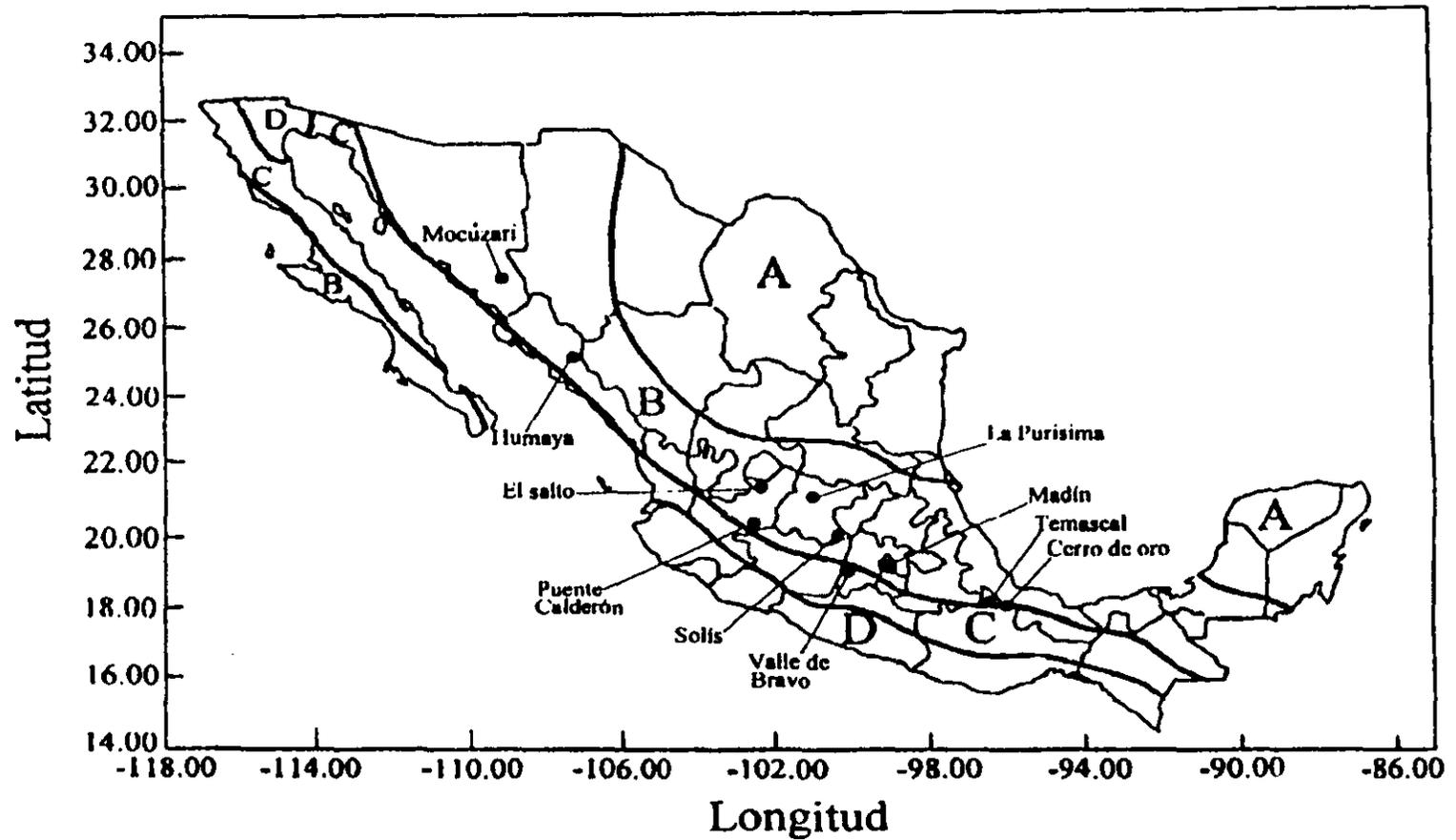


Fig 1.1 Localización de las presas de la CNA en el mapa de regionalización sísmica (modificada del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE)

I. DESCRIPCIÓN DE LAS PRESAS

En este capítulo se incluye la información disponible de cada presa estudiada, la cual fue proporcionada por el Consultivo Técnico de la Comisión Nacional del Agua.

1.1 *Presidente Adolfo López Mateos (El Humaya), Sinaloa.*

1.1.1 *Características de la Cortina*

El tipo de la cortina es de materiales graduados, con corazón impermeable central angosto y simétrico, protegido con materiales friccionantes formados por filtros de grava, arena y respaldos de roca, grava y arena; con chapas de enrocamiento para protección contra oleajes y erosión. En la sección máxima el corazón impermeable está desplantado en la roca basal y los respaldos en los acarrees del río.

La altura total es de 105.50m; sobre el lecho del río es de 97.50m; la longitud por la corona 765.00m; anchura de la corona 10.00m; anchura en la base 466.75m.

Las elevaciones: del desplante de la cimentación 81.00 m; del fondo del cauce 89.00m; de la corona 186.00m.

La cortina consta de 4 zonas:

Zona 1. Corazón impermeable formado con el producto de bancos localizados en ambas márgenes del río. Este material se compactó con 10 pasadas de rodillo pata de cabra, en capas de 0.20m de espesor, tiene taludes de 0.5:1 en ambos lados.

Zona 2. Filtros de grava y arena formados con el producto de las vegas del río localizadas en sitios próximos a la cortina. Este material se compactó con 4 pasadas de banda de tractor en capas de 0.30m de espesor está colocado en ambos lados del corazón impermeable con taludes de 1:1.

Zona 3. Respaldos permeables formados con el producto de la excavación de canteras y completado con grava y arena del río; colocado a volteo en capas de 1.5m de espesor y se colocó junto a los filtros, los taludes varían como se muestra en la figura 2.1.

Zona 4. Chapas de enrocamiento formadas con el producto de excavación de canteras, colocado a volteo y con espesor de 3m en el paramento exterior de aguas arriba y de 1.50m aguas abajo; la chapa de roca en el talud de aguas arriba se suspendió a la elevación 114.00m, siguiendo los taludes de la zona 3.

La figura 2.1 presenta la sección máxima de la cortina, en ésta se pueden observar las zonas antes mencionadas.

1.1.2 *Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina*

La sección del material impermeable está formada por suelos arcillosos poco compresibles; sus propiedades mecánicas medias son las siguientes:

Densidad de sólidos 2.69, límite líquido 45.1 por ciento, índice de plasticidad 26.3 por ciento, peso volumétrico seco 1720kg/m^3 , correspondiéndole humedad óptima de 20 por ciento, la resistencia al esfuerzo cortante se determinó con pruebas de compresión triaxial empleando especímenes saturados, obteniéndose un valor de $s = 0.55\text{kg/cm}^2$, para prueba no drenada rápida y $s = 0.45 + p \tan 16^\circ$ para prueba drenada rápida.

La sección de los filtros está formada por grava bien graduada; su densidad media es de 2.60, su peso volumétrico seco de 2000kg/m^3 , la resistencia al esfuerzo cortante se estimó en $s = p \tan 35^\circ$.

La sección permeable está formada por grava, arena y roca; su densidad media de sólidos es de 2.26, su peso volumétrico seco se estimó en 1500kg/m^3 . La resistencia al esfuerzo cortante se estimó en $s = p \tan 40^\circ$.

Las chapas de roca fueron de formación riolítica y basáltica; su densidad de sólidos media de 2.26, su peso volumétrico seco se estimó en 1500kg/m^3 y su resistencia al esfuerzo cortante es de $s = p \tan 45^\circ$. En la Tabla 2.1 se presenta un resumen de las propiedades mecánicas recopiladas.

Tabla 2.1 Propiedades Mecánicas

MATERIAL	S.U.C.S.	GRANULOMETRIA			LIMITES DE CONSISTENCIA			DENSIDAD DE SÓLIDOS S_s	PESOS VOLUMETRICOS			REL. VAC. e	ESF. CORT. τ Kg/cm ²
		MUESTRA TOTAL			(<MALLA N° 40)				γ_s	γ_t	γ_{sum}		
		G	A	FINOS	LL	LP	lp		kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³		
		%	%	%	%	%	%						
1	CL	5	27	68	45.1	18.7	26.3	2.69	1720	2064	1081	0.564	0.55
2	GC	7.	22	1				2.6	2000		1231	0.299	
3	ROCA, GRAVA / ARENA							2.26	1500		835		
4	ENROCAMIENTO							2.26	1500		835		

1.1.3 Resultados de control de campo

El material impermeable se controló por medio de calas, obteniéndose en gran promedio un peso volumétrico seco de 1740kg/m^3 , con humedad de 16.3 por ciento; se comparó con los resultados de la prueba Proctor que dieron en gran promedio un peso volumétrico seco de 1760kg/m^3 , y humedad óptima de 16.5 por ciento, correspondiendo una compactación de 98.8 por ciento.

Los filtros se controlaron por medio de calas obteniéndose un peso volumétrico seco de 2140kg/m^3 y se determinó su densidad relativa siendo en gran promedio ligeramente superior al 100 por ciento.

1.1.4 Sismicidad

La obra se encuentra en una zona penesísmica del país. Los epifocos más cercanos registrados se localizan a unos 200km hacia el NW y el SE, respectivamente, con magnitudes registradas del orden de 5 grados según la escala Richter.

1.1.5 Capacidad de almacenamiento

En la Tabla 2.2, se presentan las capacidades de almacenamiento y las elevaciones del NAMO y NAME.

Tabla 2.2 Capacidad de almacenamiento

Capacidad	Almacenamiento en hm ³	Elevación en m
Total del vaso	3160.00	176.00 NAMO
Útil	2365.00	
Azolves	135.00	
Superalmacenamiento	784.00	183.48 NAME

1.1.6 Bordo libre

El bordo libre para esta presa es de 3.02m.

1.2. Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari), Sonora.

1.2.1 Características de la Cortina

El tipo de cortina es de materiales graduados, con corazón impermeable central, angosto y simétrico, respaldos de materiales friccionantes formados por grava y arena con chapas de roca aguas arriba y aguas abajo, para protección contra oleaje y erosión. Tiene una altura total de 72m, altura sobre el lecho del río 64m; longitud por la corona 780m; anchura de la corona 10m; anchura de la base 427m.

Las elevaciones son las siguientes: del desplante de la cimentación 71.50m; del fondo del cauce 79.50m; de la corona 143.50m.

El corazón impermeable está apoyado en la roca basal (granito sano), mediante la excavación de una trinchera que tiene una profundidad máxima de 20 m y un ancho de 40m en el contacto con la roca; los respaldos friccionantes descansan en el lecho del río sobre los acarrees formados por grava y arena. La cortina está constituida por 4 zonas:

Zona 1: Corazón impermeable formado con el producto de dos bancos localizados aguas abajo en la margen izquierda; se compactó con seis pasadas de rodillo pata de cabra en capas de 0.20 m de espesor, tiene taludes de 0.5:1 en ambos lados, hasta el contacto con los acarrees del río, la trinchera se excavó con taludes de 1.5:1.

Zona 2: Filtro de grava y arena formado con el producto de excavaciones del cauce del río, aguas abajo y aguas arriba de la cortina; este material se compactó en capas de 0.50 m de espesor con el material con el paso de la banda de tractor y está colocado en ambos lados del material impermeable. Este material se colocó seguido del corazón impermeable en ambos lados y con taludes de 1:1.

Zona 3: Respaldo permeable formado con grava y arena producto de los bancos antes mencionados y completando con rezaga y roca obtenida de las excavaciones de los túneles y de la obra de excedencias. Este material se colocó en capas de 0.50m de espesor y se compactó con el paso de la banda de tractor. Los taludes se pueden observar en la figura 2.2.

Zona 4: Chapas de roca formadas con el producto de excavación para alojar la obra de excedencias del vertedor; tiene un espesor de 2m aguas arriba y se suspendió su colocación a la elevación 97.00m; aguas abajo tiene un espesor de 1m y protege únicamente de la corona a la elevación 91.00m.

La figura 2.2 presenta la sección máxima de la cortina, en ésta se pueden observar las zonas antes mencionadas.

1.2.2 Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina

La zona impermeable está formada por suelos arcillosos poco compresibles; sus propiedades mecánicas medias son: densidad de sólidos 2.673, límite líquido 33.8 por ciento, índice de plasticidad 13.2 por ciento, peso volumétrico seco 1789kg/m³, correspondiéndole humedad óptima de 16.1 por ciento; la resistencia al esfuerzo cortante se determinó en ensayos de compresión triaxial con especímenes saturados obteniéndose un valor de $s = 0.4\text{kg/cm}^2$ para prueba no drenada rápida y $s = 0.26 p \tan 12^\circ$ para prueba drenada rápida.

Las zonas de filtro y de respaldo permeable (permeables) se les consideraron las mismas propiedades mecánicas que son: densidad de sólidos 2.650, peso volumétrico seco 2000kg/m³ y la resistencia al esfuerzo cortante se estimó en $s = p \tan 35^\circ$. A las chapas de roca se les consideró una densidad de sólidos de 2.650, peso volumétrico seco de 1650kg/m³ y la resistencia al esfuerzo cortante se estimó en $s = p \tan 45^\circ$. En la Tabla 2.3, se presenta un resumen de las propiedades mecánicas de cada uno de los materiales de la presa.

Tabla 2.3 Propiedades Mecánicas.

MATERIAL	S.U.C.S.	GRANULOMETRIA			LIMITE DE CONSISTENCIA			DENSIDAD DE SÓLIDOS	PESOS VOLUMETRICOS			REL. VAC	ESF. CORT	
		MUESTRA TOTAL			(<MALLA Nº 40)				S _s	γ _s	γ _h			γ _{sum}
		G	A	FINOS	LL	LP	IP							
		%	%	%	%	%	%							
								kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	e	τ		
								kg/cm ²						
1	CL	4	45	51	33.8	20.6	13.2	2.673	1789	2075	1119	0.495	40	
2	GRAVAS Y ARENA							2.65	2000		1240	0.33		
3	GRAVA, ARENA Y ROCA DE EXCAVACIÓN							2.65	2000		1240	0.33		
4	ENROCAMIENTO							2.65	1650		1030			

1.2.3 Resultados de control de campo

El material impermeable se controló por medio de calas, obteniéndose en gran promedio un peso volumétrico seco de 1707kg/m³, con una humedad de 16.2 por ciento; se comparó con los resultados de las pruebas Proctor en las que se obtuvo un peso volumétrico seco de 1751kg/m³, con una humedad óptima de 17.3 por ciento, correspondiéndole una compactación de 97.50 por ciento.

La zona de filtros se controló por medio de calas, en las que se obtuvo en gran promedio un peso volumétrico seco de 2078kg/m³.

1.2.4 Sismicidad

La obra se localiza en la zona penesísmica del país, cerca del límite con la zona asísmica. El epifoco más cercano se encuentra a unos 360km al oriente de la boquilla, en el que se han registrado magnitudes del orden de 6.0 a 7.0 según la escala Richter.

1.2.5 Capacidad de almacenamiento

En la Tabla 2.4, se presentan las capacidades de almacenamiento y las elevaciones del NAMO y NAME.

Tabla 2.4 Capacidad de almacenamiento

Capacidad	Almacenamiento en hm ³	Elevación en m
Total del vaso	1014	135.00 NAMO
Útil	914	
Azolves	100	
Superalmacenamiento	362	140.00 NAME

1.2.6 Bordo libre

El bordo libre de esta presa es de 3.39m.

1.3. Madín, Estado de México.

1.3.1 Características de la cortina

Es de materiales graduados, con corazón de material impermeable con taludes 0.4:1 en ambos lados, posteriormente se colocó una zona de transición de material tarango con taludes 0.75:1 sobre este material permeable en ambos lados, se cubrió con enrocamiento, colocado a volteo y acomodado con tractor y acabado superficial.

La altura total es de 75.00m, la longitud por la corona es de 250.00m, el ancho de la corona es de 10m.

La figura 2.3 presenta la sección máxima de la cortina, en ésta se pueden observar las zonas antes mencionadas.

1.3.2 Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina

En la Tabla 2.5, se presenta un resumen de las propiedades mecánicas para los materiales de la presa Madín.

Tabla 2.5 Propiedades mecánicas

MATERIAL	S.U.C.S.	DENSIDAD DE SOLIDOS	REL. VAC.	ESF. CORT.	PESOS VOLUMETRICOS		
				τ	γ_s	γ_h	γ_{sum}
				e	kg/cm ²	kg/m ³	kg/m ³
1	Impermeable	2.625	.96	0.45	1420	1800	840
2	Tarango				1746	2037	1037
3	Enrocamiento				1550	1835	835

1.3.3 Capacidad de almacenamiento

La Tabla 2.6, presenta las capacidades de almacenamiento y las elevaciones del NAMO y NAME, para la presa Madín.

Tabla 2.6 Capacidad de almacenamiento

Capacidad	Almacenamiento en hm ³	Elevación en m
Azolves	6.00	2324.00
Útil	12.90	2336.25 NAMO
Superalmacenamiento	5.80	2346.06 NAME

1.3.4 Bordo libre

El bordo libre de esta presa es de 2.46m.

1.4 Miguel de la Madrid Hurtado (Cerro de Oro), Oaxaca.

1.4.1 Características de la cortina

Es de materiales graduados con secciones diferentes por quedar asentada la cortina parcialmente en el cauce del río, en las terrazas de Tierra Colorada del centro y en el extremo derecho sobre las calizas del arroyo Sal. En el cauce y sobre el arroyo, con una sección tipo con taludes exteriores 2:1 y corazón impermeable con taludes de 0.25:1, filtros de arena y respaldos de rezaga y roca; el tramo sobre las terrazas con la misma sección desde la corona con elevación 75.60m hasta el nivel 59.00m. ampliándose los respaldos con dos banquetas de 40.00m de ancho y taludes exteriores de 0.5:1 a partir de este último nivel.

La altura máxima es de 70.00m en la sección del cauce, su longitud medida sobre el eje de su corona es de 1670.00m, su ancho va desde 400.00m en la base, a 10.00m en la corona. La figura 2.4 presenta la sección máxima de la cortina.

1.4.2 Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina

En la Tabla 2.7, se incluyen las propiedades mecánicas e índice para los materiales que forman la presa Miguel de la Madrid Hurtado.

Tabla 2.7 Propiedades mecánicas

MATERIAL	DENSIDAD DE SÓLIDOS	REL. VAC.	ESF. CORT.	PESOS VOLUMETRICOS		
	Ss	e	τ	γ_s	γ_h	γ_{sum}
			Kg/cm ²	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
1 Impermeable	2.767	0.790	0.70	1616	2000	1032
2 Filtro	2.600	0.210		2152	2340	1340
3 Rezaga	2.712	0.488		1823	2087	1150
4 Enrocamiento				1660	1900	900

1.4.3 Sismicidad

De acuerdo con las cartas sísmicas del país, la zona en la que se localizan las obras, se clasifica como zona "B", de alta sismicidad por lo que para el diseño de la presa y basándose en investigaciones hechas con relación a este aspecto, se aplicó un coeficiente sísmico horizontal de 0.20g mayor que 0.15g recomendado.

1.4.4 Capacidad de almacenamiento

Las capacidades de almacenamiento y las elevaciones del NAMO y NAME, se presentan en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8 Capacidad de almacenamiento

Capacidad	Almacenamiento en hm ³	Elevación en m
Azolves	700.00	50.00
Útil	3700.00	72.80 NAME
Total	4400.00	

1.4.5 Bordo libre

El bordo libre de esta presa es de 2.80m.

1.5 Presidente Alemán (Temascal), Oaxaca.

1.5.1 Características de la cortina

El tipo de cortina es de roca con corazón impermeable central amplio y simétrico, protegido en ambos paramentos con filtros de grava, arena y a continuación respaldos de roca; en la zona del cauce del río el corazón impermeable está desplantado hasta la roca basal que es una caliza y los enrocamientos están apoyados sobre los acarrees de río que son de grava y arena.

La altura total es de 76.00m; la altura sobre el lecho del río es de 70.00m, la longitud por la corona es de 830.00m, el ancho de la corona es de 10.00m; en la base se tiene una anchura de 350.00m.

Las elevaciones son las siguientes: del desplante de la cimentación -4.00m, del fondo del cauce 1.20m, de la corona 72.00m, las banquetas aguas abajo 63.00 m, 54.00m, 30.00 m y 10.00m.

La cortina está constituida por tres zonas:

Zona 1. Corazón impermeable formado con el producto de varios bancos localizados aguas abajo del eje de la boquilla. Este material se explotó en su mayor parte empleando escrepas que efectuaban cortes con pendientes del 8 por ciento, y temporalmente se emplearon palas mecánicas. El material se compactó en capas de 0.20m de espesor y se dieron 6 a 12 pasadas de los rodillos, según las condiciones de humedad que presentaba el material; tiene taludes de 0.75:1 en ambos lados.

Zona 2. Filtro de grava y arena formado con el producto de explotación de los playones cercanos al sitio de la cortina; este material se compactó en capas de 0.50m de espesor con banda de tractor; se colocó después del corazón con taludes de 0.75:1 aguas arriba y de 0.795 en aguas abajo.

Zona 3. Respaldo permeable, formado con el producto de canteras localizadas en la margen derecha y en sitios próximos a la cortina, colocado a volteo en capas de 2.50m de espesor; con taludes de 2.5:1 en aguas arriba y variable en aguas abajo.

La figura 2.5 presenta la sección máxima de la cortina, en ésta se pueden observar las zonas antes mencionadas.

1.5.2 Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina

El material impermeable está formado por suelos arcillosos y limosos compresibles de alta plasticidad, predominando el primero de ellos; son suelos residuales compuestos por una mezcla de arcilla laterítica y gravas interperizadas; sus propiedades mecánicas medias son: densidad de sólidos 2.66, límite líquido 70 por ciento, índice de plasticidad 36 por ciento peso volumétrico seco 1560kg/m^3 , correspondiéndole una humedad óptima de 25 por ciento. Su resistencia al esfuerzo cortante se determinó con ensayos en muestras inalteradas obtenidas de un terraplén de prueba y se comprobaron durante la construcción de la cortina; los resultados en promedio son: $s = 0.8\text{kg/cm}^2$, para prueba no drenada rápida y $s = 0.4 + \tan 20^\circ$, para prueba drenada rápida.

Los filtros están formados por grava y arena con algo de finos, su densidad de sólidos es de 2.65, su peso volumétrico seco 1900kg/m^3 y su resistencia al esfuerzo cortante se estimó en $s = p \tan 40^\circ$.

Material permeable roca caliza contaminada con arcilla, tiene una densidad de sólidos de 2.60 y su peso volumétrico es de 1600kg/m^3 . Debido a la presencia de la arcilla en el enrocamiento, la resistencia al esfuerzo cortante se estimó en $s = p \tan 40^\circ$. Un resumen de las propiedades índice y mecánicas de los materiales de esta presa se presenta en la Tabla 2.9.

Tabla 2.9 Propiedades Mecánicas

MATERIAL	S.U.C.S.	GRANULOMETRIA			LIMITES DE CONSISTENCIA			DENSIDAD DE SÓLIDOS	PESOS VOLUMETRICOS			REL. VAC.	ESF. CORT						
		MUESTRA TOTAL			(<MALLA N° 40)				S _s	γ _s	γ _n			γ _{sum}	e	τ			
		G	A	FINOS	LL	LP	Ip										kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
		%	%	%	%	%	%												
1	CL	13	20	67	70	34	36	2.66	1560	1950	915	0.706	0.80						
2	Filtro de Grava y Arena							2.65	1900		1180	0.394							
3	Enrocamiento Calcareo							2.80	1800		985								

1.5.3 Resultados de control de campo

El material impermeable se controló por medio de calas, obteniéndose en el terraplén un peso volumétrico seco promedio de 1474kg/m³, con una humedad de colocación de 27.2 por ciento; se comparó con los resultados de la prueba Proctor que dieron en promedio un peso volumétrico seco de 1597kg/m³, con una humedad óptima de 22.2 por ciento, correspondiéndole una compactación de 92.3 por ciento.

1.5.4 Sismicidad

La obra se localiza en la zona sísmica del país; el epifoco más cercano observado se encuentra a unos 25km al SE de la boquilla, se han registrado magnitudes de 7 a 7.7 en la escala de Richter.

1.5.5 Capacidad de Almacenamiento

Las capacidades de almacenamiento y las elevaciones del NAMO y NAME, se incluyen en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10 Capacidad de almacenamiento

Capacidad	Almacenamiento en hm ³	Elevación en m
Total del vaso	8000.00	66.50 NAMO
Útil	6770.00	44.22 a 66.50
Azolves	62.00	
Superalmacenamiento	1000.00	183.48 NAME

1.5.6 Bordo libre

El bordo libre de esta presa es de 3.50m.

1.6. La Purísima, Guanajuato

1.6.1. Características de la cortina

Es de materiales graduados con sección trapezoidal, longitud 2237.00 m, incluye un tramo central de gravedad de concreto, longitud 180.00m, donde está alojada la obra de control y excedencias. La parte de materiales graduados se divide en dos tramos: el derecho 724.00m y el izquierdo 1333.00m, el eje de la cortina forma una deflexión derecha de 17.45°, cuyo vértice se encuentra a 1250.00m del extremo izquierdo de la cortina y forma un arco cuya cuerda se encuentra dentro del vaso, ancho de la corona 10.00m a la elevación de 1863.00, tiene una altura de 46.00m desde el fondo del río y de 52.00 m desde el desplante de la cimentación. La sección está formada por un corazón impermeable compactado, ancho en la parte superior 5.00m taludes 0.4:1 en ambos lados, cubiertos con respaldos de grava-arena, taludes 2:1, que están protegidos por rezaga y enrocamiento, espesor 2.50m en el lado de aguas arriba y 2.00m el de aguas abajo. La corona está cubierta con un material de revestimiento, espesor 0.25m. La figura 2.6 presenta la sección máxima de la cortina.

1.6.2 Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina

En la Tabla 2.11, se presenta un resumen de las propiedades relevantes de los materiales comprendidos en la presa.

1.6.3 Sismicidad

La región está situada en la zona penesísmica del país; sin embargo, 23km al noreste se encuentra el epifoco 356, considerado por el SSM como de magnitud entre 6 y 7 grados, con aceleración norte- sur 175cm/s².

Tabla 2.11 Propiedades mecánicas

MATERIAL	DENSIDAD DE SÓLIDOS	REL. VAC.	ESF. CORT	PESOS VOLUMETRICOS		
	Ss	e	τ	γs	γh	γsum
			Kg/cm ²	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
1 Impermeable	2.525	0.764	0.50	1300	1817	821
2 Gravas y Arena (filtro)						
3 Grava, Arena y roca de excavación Rezaga				1972	2203	1203
4 Enrocamiento				1550	1900	900

1.6.4 Capacidad de almacenamiento

Las capacidades de almacenamiento y elevaciones del NAMO y NAME, se presentan en la Tabla 2.12.

Tabla 2.12 Capacidad de almacenamiento

Capacidad	Almacenamiento en hm ³	Elevación en m
Azolves	25.00	1835.83
Útil	95.00	1852.00 NAMO
Superalmacenamiento	76.00	1860.70 NAME

1.6.5. Bordo libre

El bordo libre de esta presa es de 2.30m.

1.7. Presa Solís, Guanajuato

1.7.1 Características de la cortina

Es de tipo de tierra con corazón impermeable central, amplio y asimétrico y respaldos de roca, con lo que se protegen los paramentos exteriores contra el oleaje y erosión.

La altura total es de 51.70m, sobre el lecho del río es de 46.70m, la longitud por la corona es de 780.00m. El eje de la cortina es normal a la ladera izquierda hasta el centro del cauce, donde tiene una deflexión de 48° hacia aguas abajo, para adaptarse a la topografía de la margen derecha. Taludes aguas arriba 2.75:1. Aguas abajo 2.5:1, con banquetas de 10.00m a las elevaciones 1878.00m y 1859.00m.

La elevación del desplante de la cimentación es 1845.00m, el fondo del cauce tiene una elevación de 1850.00m, la corona 1896.70m.

La cortina está constituida por dos zonas:

Zona 1. Corazón impermeable formado por el producto de bancos localizados aguas arriba de la margen derecha y aguas abajo en la margen izquierda y en las partes altas de la cortina, con el producto de excavaciones para alojar la obra de excedencias. Este material se compactó con 12 pasadas de rodillo pata de cabra en capas de 0.15 m de espesor y en las partes altas con 4 pasadas de rodillo liso; tiene taludes de 1.75:1 aguas arriba y 1.5:1 aguas abajo.

Zona 2. Respaldos permeables formados con roca y rezaga, producto de las excavaciones de la obra de toma, vertedor de excedencias y canteras localizadas en la margen derecha aguas arriba en una distancia de 5km aproximadamente, colocada a volteo y acomodada con chiflones de agua. En contacto con el corazón impermeable se procuró dejar los tamaños más pequeños y hacia los paramentos exteriores los más grandes.

La figura 2.7 presenta la sección máxima de la cortina, en ésta se pueden observar las zonas antes mencionadas.

1.7.2 Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina

La zona impermeable está formada por suelo limoso poco compresible, sus propiedades mecánicas medias son: densidad de sólidos 2.610, límite líquido 45.2 por ciento, índice de plasticidad 6.1 por ciento, peso volumétrico seco 1541 kg/m³, correspondiéndole una humedad óptima de 22.8 por ciento; la resistencia al esfuerzo cortante se determinó con ensayos de compresión triaxial, empleando especímenes saturados, obteniéndose un valor de $s = 0.4 + p \tan 27^\circ$ en kg/cm², para prueba no drenada rápida.

Los materiales permeables (roca y rezaga) tienen una densidad de sólidos de 2.650, su peso volumétrico es de 1650.00kg/m³ y su resistencia al esfuerzo cortante se estimó en $s = p \tan 45^\circ$.

Un resumen de las propiedades de los materiales de la zona impermeable y permeable se incluye en la Tabla 2.13.

Tabla 2.13 Propiedades Mecánicas

MATERIAL	S.U.C.S.	GRANULOMETRÍA			LÍMITES DE CONSISTENCIA			DENSIDAD DE SÓLIDOS	PESOS VOLUMÉTRICOS			REL. VAC.	ESF. CORT.	
		MUESTRA TOTAL			(<MALLA Nº40)				S _s	γ _s	γ _h			γ _{sum}
		G	A	FINOS	LL	LP	Ip							
		%	%	%	%	%	%							
1	ML	0	39	61	45.2	39.1	6.1	2.61	1541	1892	950	0.694	60	
2	Enrocamiento							2.65	1650		1020			

1.7.3 Sismicidad

La obra se encuentra en la zona penesísmica de la República y dentro de la franja de influencia de la falla continental Zapopan Acambay-Oxochoacán. Los epifocos más cercanos son: el 327 a 45km al Norte y el 110 a 100km al Este. Las magnitudes máximas de los temblores registrados son, respectivamente, 5 y 7.8.

1.7.4 Capacidad de almacenamiento

Las capacidades de almacenamiento y elevaciones del NAMO y NAME, se presentan en la Tabla 2.14.

Tabla 2.14 Capacidad de almacenamiento

Capacidad	Almacenamiento en Hm ³	Elevación en m
Azolves	55.00	1795.30
Útil	745.00	1890.75 NAMO
Superalmacenamiento	180.00	1893.70 NAME

1.7.5 Bordo libre

El bordo libre de esta presa es de 3.00m.

1.8 Criterios de Seguridad Adoptados

En la actualidad existen diferentes criterios para definir el medio ambiente sísmico que debe utilizarse en el diseño o en la evaluación de la seguridad sísmica de presas. Organizaciones gubernamentales (principalmente en Estados Unidos de Norteamérica) y otras entidades usan una variedad de términos para definir la excitación sísmica, entre los más comunes se encuentran:

“Maximum Credible Earthquake (MCE)”. Este se entiende como el sismo que causaría el movimiento más severo del terreno en el sitio, con base en el conocimiento tectónico de la región. Alternativamente, es el sismo hipotético de una fuente específica que puede producir la vibración más severa del terreno en el sitio de la presa. Se acepta que este sismo induzca algún daño a la estructura con tal que no se genere fuga de agua del embalse.

“Operating Basis Earthquake (OBE)”. Se define como el nivel máximo del movimiento del terreno que se puede esperar en el sitio durante la vida útil del proyecto, la cual en el caso de presas se considera 100 años. Ante esta sollicitación, la operación de la presa no debe ser alterada, por lo que debe aceptarse daño mínimo a la estructura.

En este estudio, para evaluar la seguridad de las presas se consideraron dos niveles de severidad de los sismos. El MCE que se definió como el sismo máximo probable con un periodo de retorno de 200 años y el OBE que se asumió como el sismo máximo probable con periodo de retorno de 100 años.

Con base en lo arriba expuesto, las presas deben sufrir sólo daño ligero para el sismo de 100 años y no fallar o deformarse en tal magnitud que se pierda el bordo libre de diseño para el sismo de 200 años. Si ambas condiciones se cumplen, se considera que la presa es segura. Si no cumple con ninguna de las dos condiciones, entonces es importante que se proceda con investigaciones complementarias para definir las medidas de protección. Casos intermedios, se deben discutir con las autoridades de la Comisión Nacional del Agua para definir los niveles de riesgo que se deban adoptar en estos casos.

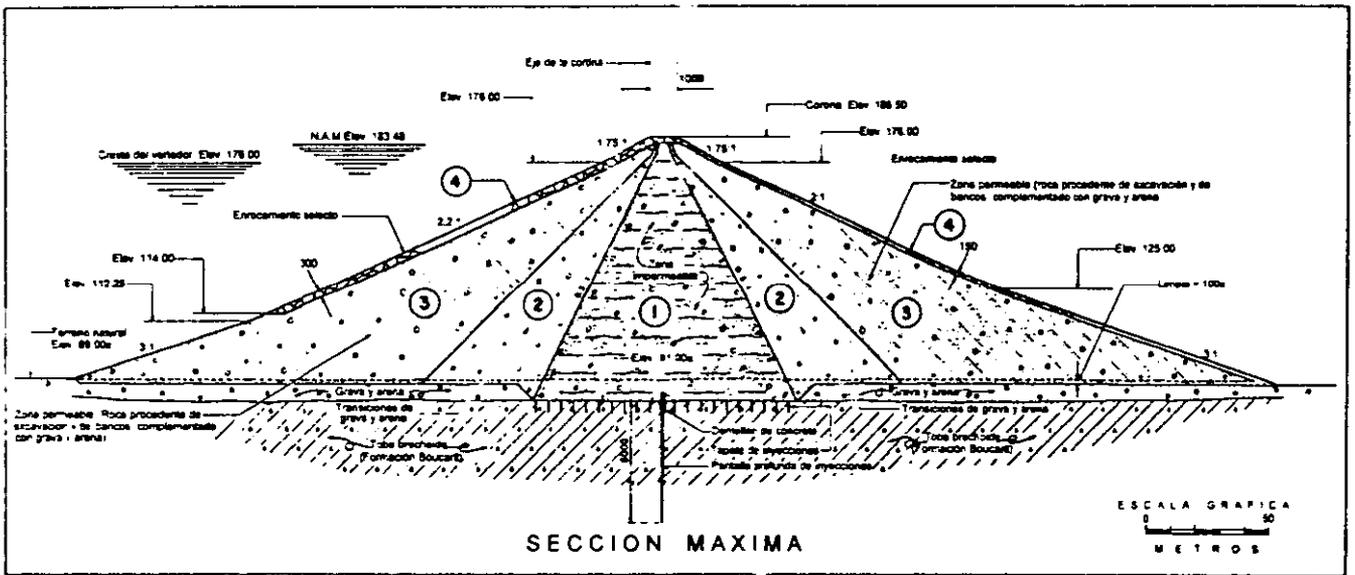


Fig 2.1 Sección máxima de la presa Presidente Adolfo López Mateos (El Humaya), Sinaloa.

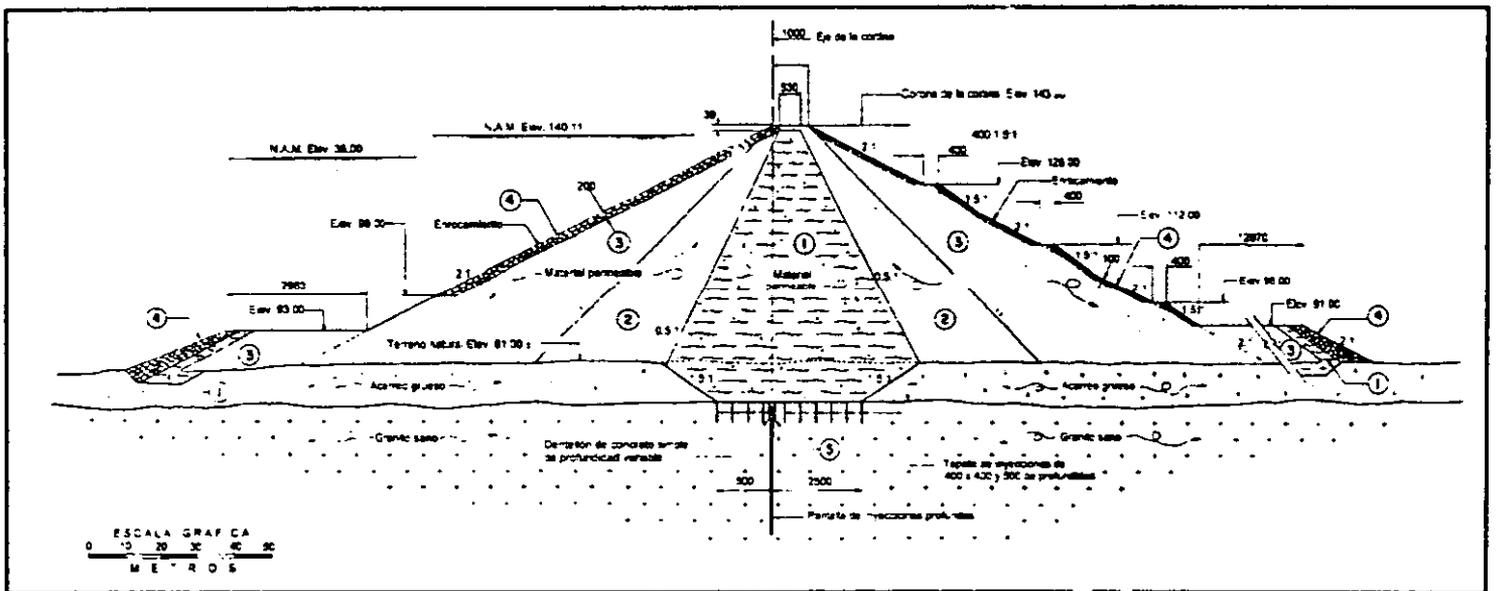


Fig 2.2 Sección máxima de la presa Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari), Sonora.

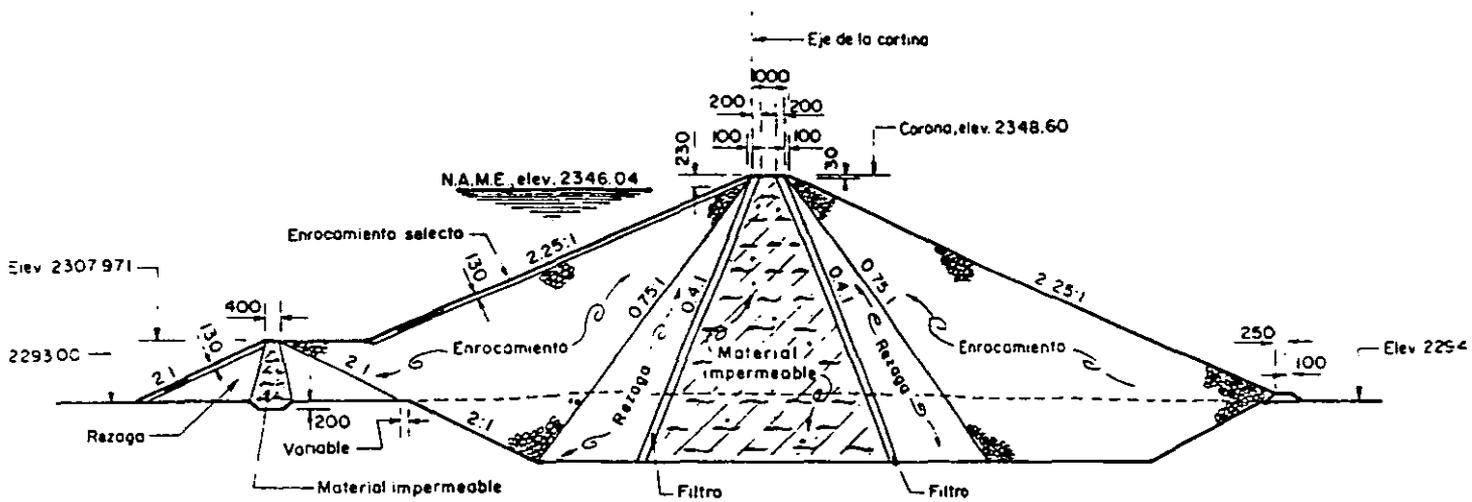


Fig 2.3 Sección máxima de la presa Madín, Estado de México.

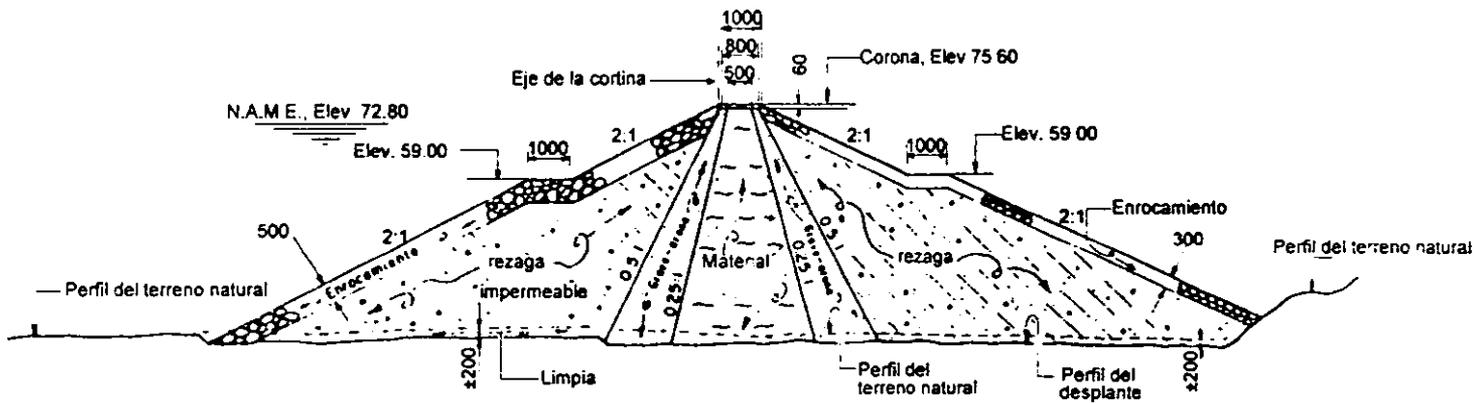


Fig 2.4 Sección máxima de la presa Miguel de la Madrid Hurtado (Cerro de Oro), Oaxaca.

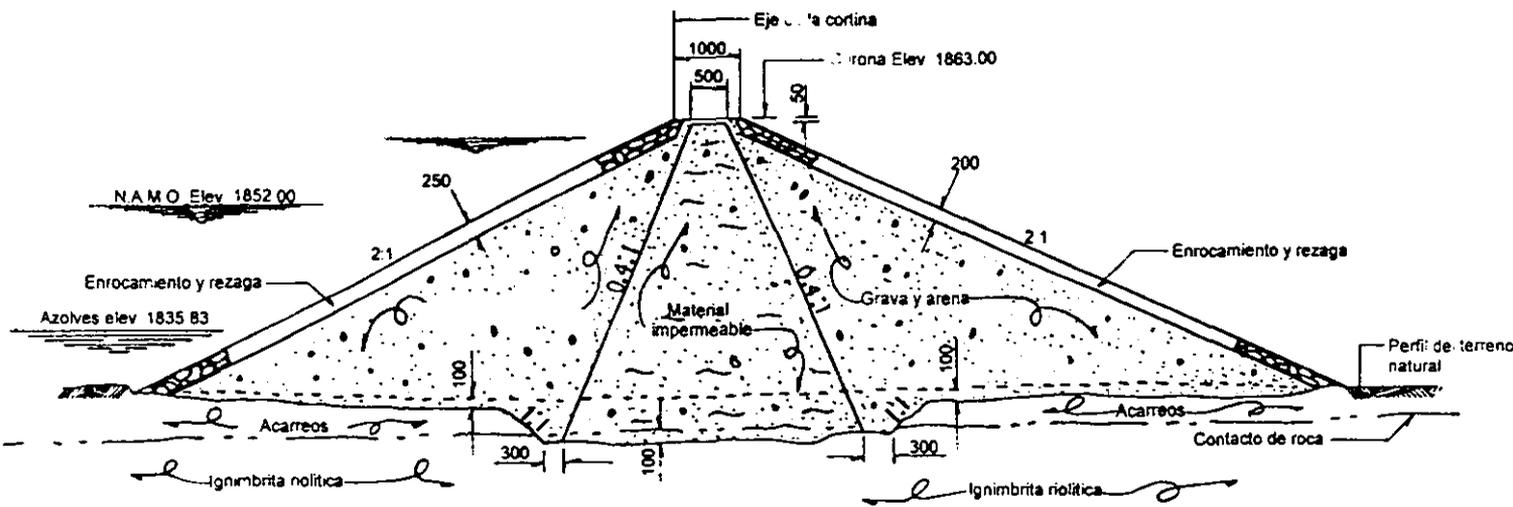


Fig 2.6 Sección máxima de la presa La Purísima, Guanajuato.

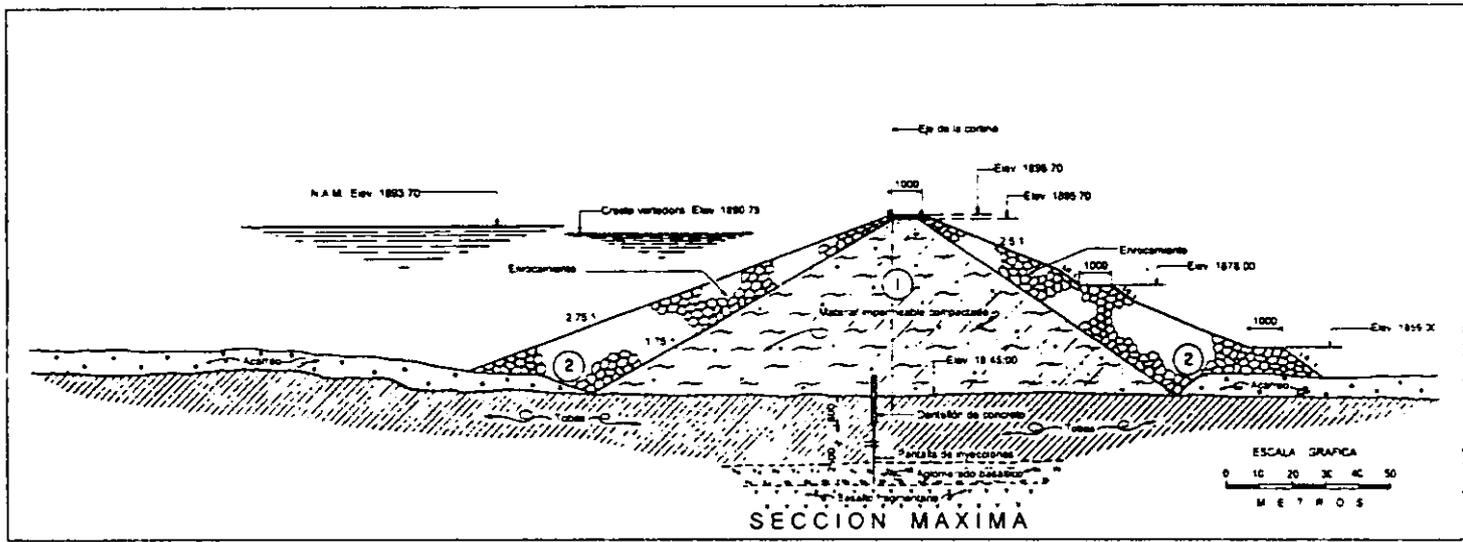


Fig 2.7 Sección máxima de la presa Solís, Guanajuato.

FALTA PAGINA

No.

27

II. DETERMINACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS EN CADA SITIO

2.1 *Espectros de respuesta de aceleraciones esperados para las presas estudiadas*

Los espectros de respuesta esperados en terreno firme correspondientes a cada una de las diez presas de la CNA descritas en el Capítulo 1 se presentan en el Apéndice 1 (Esteve et al., 1998). Estos espectros son de respuesta para pseudoaceleraciones, en terreno firme, para 5%, 10% y 15% de amortiguamiento y para periodos de 0.0, 0.15, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 y 3.0 segundos. Se consideraron periodos de recurrencia de 100 y 200 años como representativos de los sismos correspondientes al sismo de operación y al máximo posible, respectivamente.

Para la obtención de los espectros de respuesta de tasa de excedencia constante y para 5% de amortiguamiento, se empleó el programa conocido como Peligro Sísmico en México (PSM). Este programa utiliza tres modelos de atenuación. El primero de ellos es aplicable a los temblores costeros, es decir, aquéllos que se generan en las costas del Pacífico, de Jalisco a Chiapas, asociados al proceso de subducción de la placa de Cocos bajo la de Norteamérica. El segundo modelo es el obtenido con registros de temblores superficiales ocurridos en California. El tercer modelo, es el que considera la atenuación de los temblores de profundidad intermedia que ocurren en la placa de Cocos subducida bajo la Norteamericana.

Una vez conocidos los espectros para 5% de amortiguamiento, los correspondientes a 10% y 15% se calcularon siguiendo el procedimiento descrito por Newmark y Rosenblueth (1971). Este procedimiento se basa en que el cociente entre las ordenadas espectrales de un espectro para determinado amortiguamiento y el correspondiente al caso no amortiguado, para el caso elástico, varía aproximadamente de forma exponencial como $D(T, \zeta)/D(T, 0) = \zeta^{-0.4}$, en donde D representa la ordenada espectral en función del periodo T y el amortiguamiento ζ . De aquí que los factores de escalamiento que se aplican a los espectros para 5% de amortiguamiento sean 0.75 y 0.64 para obtener los de 10% y 15% respectivamente. Factores similares a los calculados con el procedimiento anterior se encontraron para los espectros con 10% de amortiguamiento realizando un estudio de riesgo sísmico para cada uno de los sitios que nos ocupan, empleando las leyes de atenuación dadas por McGuire (1974) para el cálculo de espectros de pseudovelocidades.

III. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE CADA PRESA

Debido a que el comportamiento dinámico de los materiales térreos depende de manera importante del estado de esfuerzos estático al que están sometidos antes de la acción de un sismo, es preciso evaluar tales esfuerzos en cada una de las presas. Existen procedimientos numéricos como el método de los elementos finitos que permiten calcular el estado de esfuerzos en una cortina, simulando el proceso constructivo y el llenado del embalse. Por otro lado, se han desarrollado soluciones analíticas elásticas con las que se puede calcular el estado de esfuerzos en secciones equivalentes a un terraplén homogéneo (Goodman y Brown, 1963). Los resultados que arrojan estas soluciones analíticas comparan adecuadamente con los obtenidos con el método de los elementos finitos para secciones homogéneas (Poulos y Davis, 1972). En vista de la escasa información de las propiedades elásticas de los materiales que componen las presas, se consideró suficiente para este estudio, usar las soluciones analíticas con una variación amplia de valores de las propiedades de los materiales con el fin de producir una gama significativa de resultados que permita detectar las condiciones más críticas, desde el punto de vista de la respuesta sísmica de cada cortina.

3.1 *Esfuerzos estáticos*

3.1.1 *Solución elástica utilizada para obtener los esfuerzos estáticos*

Para estimar los esfuerzos estáticos en los diferentes materiales de una presa se utilizó una solución elástica propuesta por Goodman y Brown (1963). Esta solución considera un talud infinito y homogéneo, con una superficie horizontal. Cada presa se consideró como una estructura homogénea, para ello se tomó un promedio pesado de los pesos volumétricos de los materiales que integran la presa. Se consideraron dos casos extremos como se indica en la siguiente sección. Para obtener los esfuerzos horizontales y verticales solo se requiere conocer las coordenadas (x,y,z) del punto, la pendiente del talud y el peso volumétrico del material. La solución que Goodman y Brown proponen se presenta en la fig. 4.1. La fig. 4.1a presenta la pendiente infinita con una superficie horizontal y la ubicación de los ejes coordenados. La fig. 4.1b muestra la solución gráfica para obtener los esfuerzos verticales en cualquier punto dentro de la pendiente y la superficie horizontal. La fig. 4.1c presenta la solución gráfica para los esfuerzos horizontales.

3.1.2 *Casos considerados para la obtención de los esfuerzos estáticos*

Para la obtención de los esfuerzos y por consiguiente el módulo de rigidez dinámico fue necesario analizar los dos casos siguientes:

CASO 1: en el cual se supuso que el material está 100 % saturado (en los análisis se refiere como el caso de mismo nivel aguas arriba y aguas abajo, NAMO), por lo que se utilizó el promedio pesado del peso volumétrico saturado de los materiales que integran la presa, el cual se presenta, para cada presa, en la tabla 4.1.

CASO 2: en este caso se consideró que la mitad de la presa está 100% saturada y la otra mitad está 100% seca, por lo que solo fue necesario, para este caso, calcular los esfuerzos con el promedio pesado del peso volumétrico seco de la parte seca (tabla 4.1),

ya que los esfuerzos para la parte saturada fueron los mismos que en el CASO 1 (en los análisis se consideró como NAMO aguas arriba y seco aguas abajo).

En esta primera etapa de evaluación de la seguridad de las presas se consideran secciones homogéneas equivalentes, como se comentó anteriormente. En congruencia con esta consideración, las respuestas sísmicas se evalúan para tales secciones, por lo que se deben calcular propiedades dinámicas equivalentes de éstas. Para esto, se consideró como esfuerzos representativos de la sección, de cada presa, los determinados a la profundidad 0.75H, donde H es la altura de la cortina. En la Tabla 4.1 se presenta la información utilizada en la evaluación de los esfuerzos estáticos requeridos para definir las propiedades dinámicas de los materiales.

Tabla 4.1 Datos necesarios para obtener los esfuerzos estáticos a una altura de 0.75H

PRESA	PENDIENTE DE ENROCAMIENTO	ALTURA DE LA PRESA	PESOS VOLUMÉTRICOS UTILIZADOS	
			CASO 1 γ_{sat} (kg/m ³)	CASO 2 γ_{sat} (kg/m ³)
ADOLFO LÓPEZ MATEOS	2.20	105.50	1988	1562
ADOLFO RUIZ CORTINES	2.00	81.50	2201	1986
MADÍN	2.25	75.00	2077	1524
MIGUEL DE LA MADRID HURTADO	2.00	70.00	2110	1813
PRESIDENTE ALEMÁN	2.50	76.00	1955	1587
LA PURÍSIMA	2.00	52.00	2091	1796
SOLIS	2.75	51.70	1970	1572

3.2 Modelos de comportamiento dinámico de las presas

Para estimar el módulo de rigidez dinámico a pequeñas deformaciones ($G_{m\acute{a}x}$) se utilizaron varias correlaciones semiempíricas ampliamente usadas a escala internacional, las cuales se presentan a continuación.

Para el material impermeable (arcilla y limo) se utilizaron las siguientes tres correlaciones:

a) Seed e Idriss (1970) encontraron la siguiente relación entre la resistencia no drenada y el módulo de rigidez máximo:

$$G_{m\acute{a}x} = 2200 S_u \quad (4.1)$$

Donde:

S_u resistencia no drenada

b) Hardin y Drnevich (1972a) propusieron la siguiente ecuación:

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{3230(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma')^{1/2} \quad (4.2)$$

Donde:

e relación de vacíos

σ' esfuerzo efectivo octaédrico

c) Romo y Ovando (1994) presentaron la siguiente expresión

$$G_{\max} = 122 p_a \left(\frac{1}{I_p - I_r} \right)^{(I_p - I_r)} \left(\frac{\sigma_c'}{p_a} \right)^{0.82} \quad (4.3)$$

Donde:

I_p índice de plasticidad
 I_r índice de consistencia relativa
 p_a presión de referencia
 σ_c' presión efectiva confinante

Para el filtro (arenas) se utilizaron dos correlaciones, la propuesta por Hardin y Dmievich (ec. 4.2) y la siguiente ecuación propuesta por Seed e Idriss (1970):

$$G_{\max} = 1000 K_{2(\max)} (\sigma_o')^{0.5} \quad (4.4)$$

Donde:

$K_{2(\max)}$ parámetro del suelo que varía con la densidad relativa
 σ_o' esfuerzo confinante efectivo

Para el caso del material permeable (gravas y enrocamiento) se utilizó la ec (4.4) pero con un valor de $K_{2(\max)}$ de 100 (Romo y Villarraga, 1989).

3.3 Propiedades dinámicas obtenidas

Las propiedades dinámicas se estimaron para los casos 1 y 2, mencionando que por las características del caso 2 se debió de realizar un promedio entre las rigideces obtenidas con esfuerzos efectivos (considerando pesos volumétricos saturados) y las obtenidas con esfuerzos totales (considerando pesos volumétricos secos), utilizando las correlaciones presentadas en la sección anterior para cada uno de los materiales. De los resultados arrojados por las diferentes correlaciones se obtuvieron estimaciones máximas y mínimas de la rigidez promedio de la presa. Esta rigidez promedio se encontró obteniendo un promedio pesado de los módulos de rigidez de cada uno de los materiales que integran la presa. De este modo se le asigna un valor único a la presa y se le considera homogénea. En la Tabla 4.2 se presentan los valores del promedio pesado del módulo de rigidez (G_{max}), para los casos 1 (mismo nivel aguas abajo y aguas arriba, NAMO) y 2 (NAMO aguas arriba y seco aguas abajo).

Tabla 4.2 Valores de G_{max} estimados para cada presa y para los casos 1 y 2.

PRESA	VALORES DE G_{max} ESTIMADOS KN/m ²			
	CASO 1		CASO 2	
	Mínimos	Máximos	Mínimos	Máximo
ADOLFO LOPEZ MATEOS	195,631	353,626	240,542	430,683
ADOLFO RUIZ CORTINES	152,961	226,724	217,757	307,461
MADIN	167,155	167,156	256,820	262,302
MIGUEL DE LA MADRID HURTADO	147,423	152,618	214,669	229,141
PRESIDENTE ALEMAN	187,128	247,918	233,382	300,126
LA PURISIMA	113,616	116,189	173,010	183,877
SOLIS	47,386	127,353	89,829	179,707

3.4 Variación del módulo de rigidez al cortante G_{max} , y la relación de amortiguamiento λ , con la deformación al cortante γ

Para tomar en cuenta la variación del módulo de rigidez y amortiguamiento con la deformación angular se tomaron las curvas de variación propuestas por Seed et al (1984), las cuales se presentan en la fig. 4.2 y 4.3. Para modelar el comportamiento no lineal de estas curvas se utilizó el modelo de Davidenkoy, Romo (1995). El ajuste numérico de las curvas de Seed et al., (1984) se presentan en las figs. 4.4 y 4.5, donde se muestran la curva promedio y las de variación máxima y mínima. Estas tres curvas se utilizan en los análisis de respuesta sísmica de la presa.

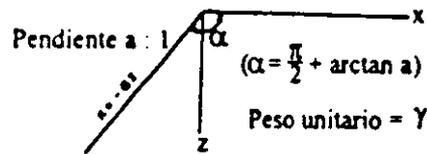


Fig 4.1 a Vista lateral de una pendiente infinita con una superficie horizontal (Goodman y Brown, 1963)

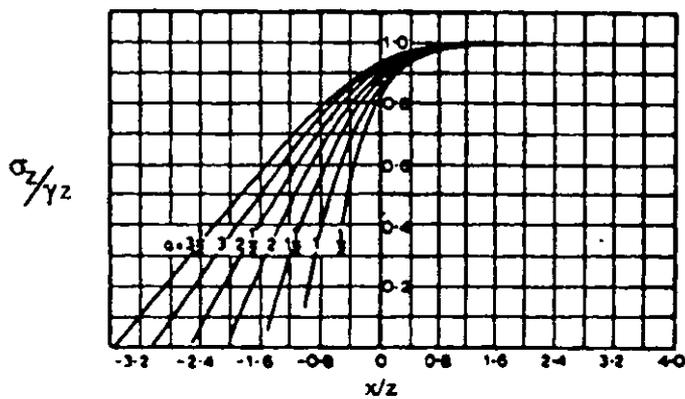


Fig 4.1 b Esfuerzos verticales en una pendiente infinita (Goodman y Brown, 1963)

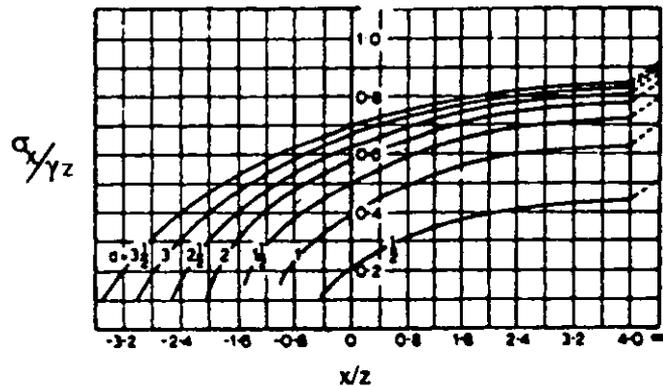


Fig 4.1 c Esfuerzos horizontales en una pendiente infinita (Goodman y Brown, 1963)

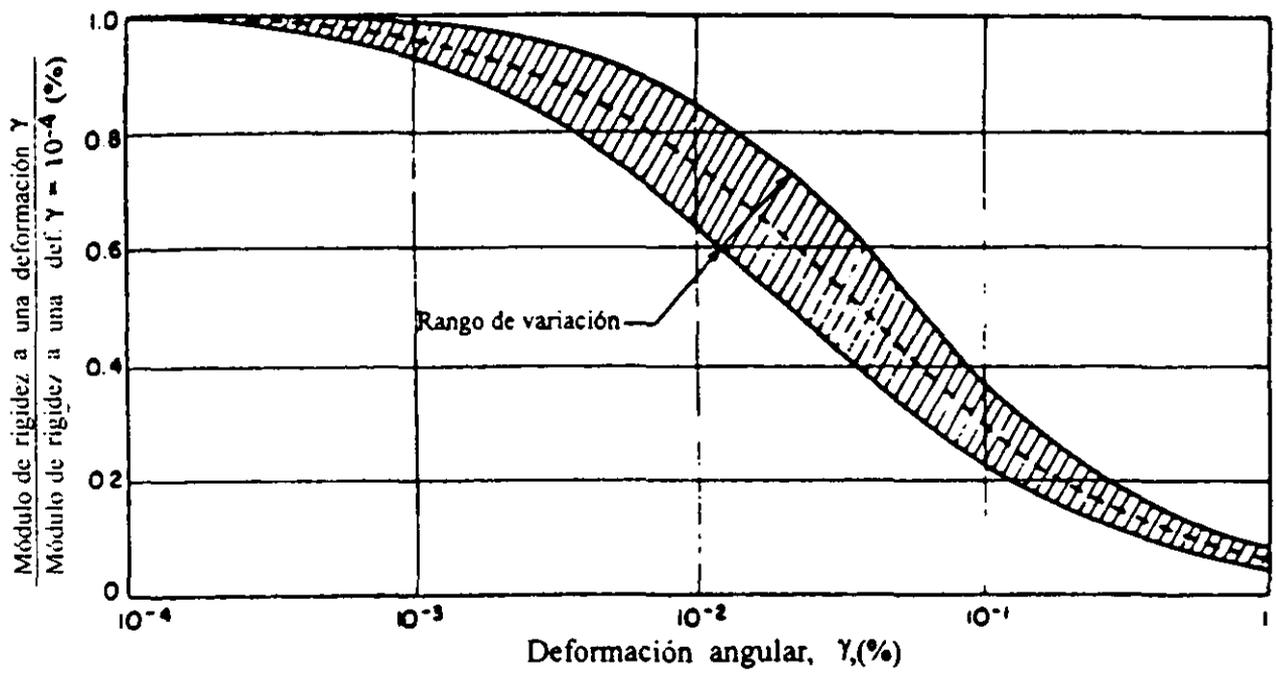


Fig 4.2 Variación del módulo de rigidez al cortante con la deformación angular para arenas (Seed et al, 1984)

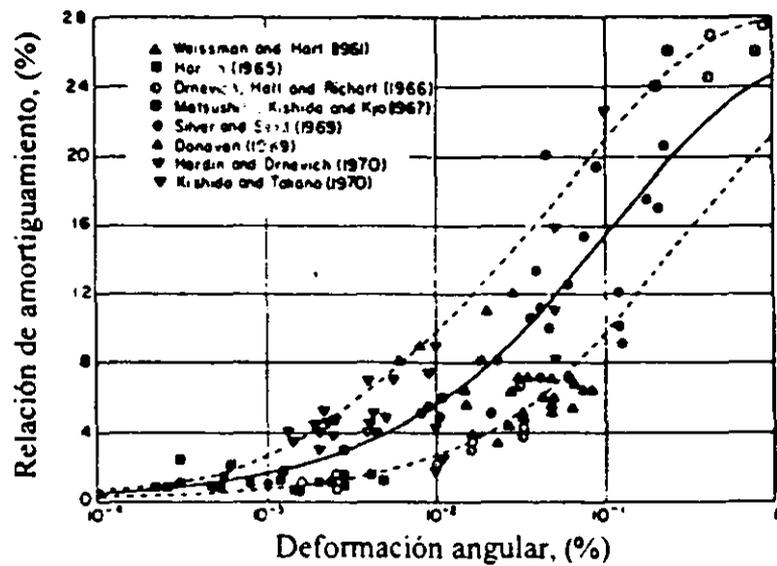


Fig 4.3 Relación de amortiguamiento para arenas (Seed et al, 1984)

CURVA G/Gmax - DEFORMACION ANGULAR PARA ARENAS

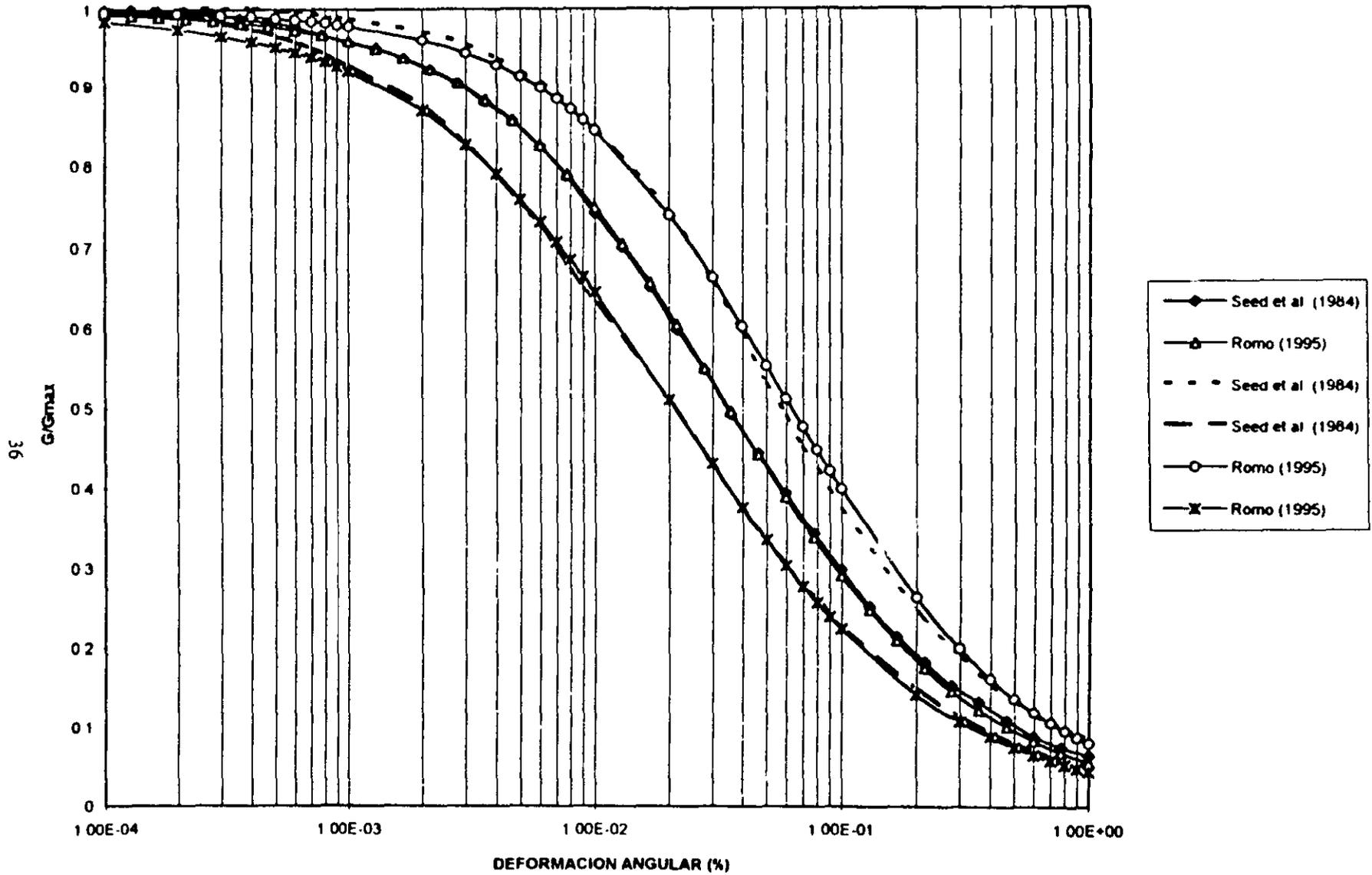


Fig.4.4 Modelación numérica (Romo, 1995) de las curvas presentadas por Seed et al., (1984).

CURVA AMORTIGUAMIENTO - DEFORMACION ANGULAR PARA ARENAS

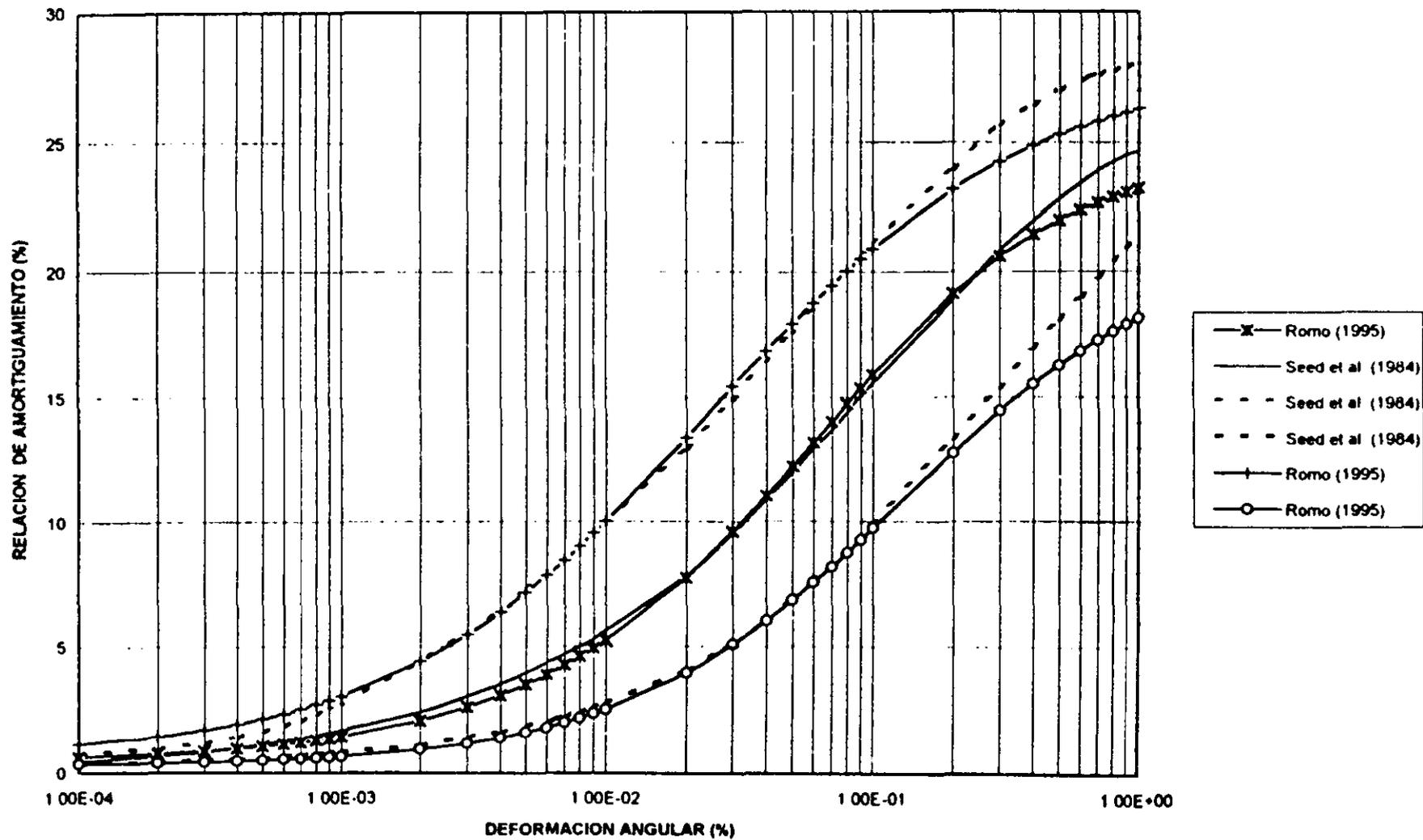


Fig.4.5 Modelación numérica (Romo, 1995) de las curvas presentadas por Seed et al., (1984).

IV. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA

4.1 *Método de Análisis*

La respuesta sísmica de una presa de tierra y enrocamiento se puede determinar por medio de un análisis de elementos finitos (p.e. Clough y Chopra, 1966; Idriss y Seed, 1967; Romo et al, 1980) o por medio de un análisis de viga de cortante (Ambreseys, 1960; Seed y Martin, 1966; Gazetas, 1987). Pero para el propósito del presente estudio, un procedimiento simplificado, basado en la viga de corte, provee evaluaciones de los parámetros requeridos para hacer la evaluación preliminar de la seguridad de las presas. Dicho procedimiento, el cual permite la determinación de la aceleración máxima en la cresta de la presa y del periodo natural de vibración de la misma debido a carga sísmica fue propuesto por Makdisi y Seed (1978), el cual se describe ampliamente en el Apéndice 1 de este trabajo. La influencia del comportamiento no lineal se toma en cuenta aplicando un criterio de linealización equivalente, en el cual el método deja de iterar cuando las deformaciones de la presa son compatibles con sus propiedades de rigidez y amortiguamiento. Debido a la incertidumbre en la obtención de las propiedades dinámicas se realizó un análisis paramétrico, el cual arrojó dos posibles valores de $G_{\text{máx}}$ y tres posibles curvas de variación de $G/G_{\text{máx}}$ y amortiguamiento con la deformación angular (curvas máxima, promedio y mínimas, como se muestra en las figs. 4.2 y 4.3). Todas las posibles combinaciones de $G_{\text{máx}}$ y curvas de variación de $G/G_{\text{máx}}$ y amortiguamiento arrojaron 36 diferentes condiciones las cuales fueron evaluadas para periodos de recurrencia de 100 y 200 años. Los espectros de aceleraciones en terreno firme que se obtuvieron del análisis de riesgo sísmico presentado en el Capítulo 2 y reportados en el Apéndice 2, se aplicaron al nivel de desplante de la cimentación de las presas, ya que a este nivel se tiene principalmente roca sana. De esta manera se están despreciando los efectos potenciales de interacción presa-cimentación en la intensidad de los movimientos sísmicos en el campo libre. Las ordenadas espectrales de la excitación fueron ajustadas de acuerdo a la variación del amortiguamiento con la deformación angular inducida en la cortina y se realizaron iteraciones hasta que el amortiguamiento del espectro coincidía con el nivel de deformaciones y el periodo fundamental de vibración. Una descripción detallada de los pasos que involucra el procedimiento simplificado de análisis de respuesta sísmica utilizado para obtener la aceleración máxima en la cresta y el periodo fundamental de las presas se presentan en el Apéndice 1 de este trabajo.

Los datos requeridos en este programa, correspondientes a pesos volumétricos, se obtuvieron como a continuación se indica; a) Caso 1: se utilizó el promedio pesado del peso volumétrico saturado, el cual se presenta en la tabla 4.1; b) Caso 2: se utilizó el peso volumétrico promedio entre el peso volumétrico saturado y el peso volumétrico seco.

4.2 *Respuestas Calculadas*

Para cada una de las presas se analizaron 36 casos diferentes, producto de las combinaciones anteriormente mencionadas y se obtuvo en cada uno de los casos la aceleración máxima en la cresta, la deformación angular equivalente en la cortina, la relación de amortiguamiento y el periodo fundamental. Todos ellos se presentan en tablas

para los periodos de retorno de 100 y 200 años. Los valores que se presentan en estas tablas corresponden a la última iteración, una vez que se encontró compatibilidad de propiedades con el nivel de deformación. En todos los casos la situación más crítica correspondió al caso 2 (en el cual se tiene el NAMO aguas arriba y seco aguas abajo), en combinación con la utilización de la curva máxima de variación de G/G_{\max} versus deformación angular y la curva mínima de variación del amortiguamiento versus deformación angular.

4.2.1 Presa Adolfo López Mateos (El Humaya)

Todos los resultados fueron obtenidos para un período de retorno de 100 y de 200 años respectivamente.

Las aceleraciones máximas en la base de la presa para $T_r = 100$ y 200 años, respectivamente, fueron de 0.3556m/s^2 y 0.4504m/s^2 . Los valores mayores de la aceleración máxima en la cresta correspondieron al caso 2 con 0.94m/s^2 y 1.33m/s^2 , con lo que los factores de amplificación resultaron de 2.643 y 2.953. Los resultados del análisis de respuesta sísmica como son: la aceleración máxima en la cresta, la deformación angular equivalente, la relación de amortiguamiento y el período fundamental, se reportan en las Tablas 5.1, 5.2, 5.3 y 5.4 para cada caso y período de retorno correspondiente.

4.2.2 Presa Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari)

Todos los resultados fueron obtenidos para un período de retorno de 100 y de 200 años, respectivamente. Las aceleraciones máximas en la base de la presa fueron de 0.2669m/s^2 y 0.4230m/s^2 ; y los valores mayores de la aceleración máxima en la cresta correspondieron al caso 2 con 0.70m/s^2 y 1.13m/s^2 , con lo que los factores de amplificación resultaron de 2.623 y 2.671, para periodos de retorno de 100 y 200 años. Los resultados del análisis de respuesta sísmica como son: la aceleración máxima en la cresta, la deformación angular equivalente, la relación de amortiguamiento y el período fundamental, se reportan en las Tablas 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8 para cada caso y período de retorno correspondiente.

4.2.3 Presa Madín

Las aceleraciones máximas de entrada en la base de la presa fueron de 0.533m/s^2 y 0.768m/s^2 ; y los valores mayores de la aceleración máxima en la cresta correspondieron al caso 2 con 2.63m/s^2 y 3.33m/s^2 , con lo que los factores de amplificación resultaron de 4.934 y 4.336, para $T_r = 100$ y 200 años, respectivamente. Los resultados del análisis de respuesta sísmica como son: la aceleración máxima en la cresta, la deformación angular equivalente, la relación de amortiguamiento y el periodo fundamental, se reportan en las Tablas 5.9, 5.10, 5.11 y 5.12 para cada caso y período de retorno correspondiente.

4.2.4 *Presa Miguel de la Madrid Hurtado (Cerro de Oro)*

La aceleración máxima en la base de la presa para $T_r = 100$ y 200 años fue de 0.846m/s^2 y 1.140m/s^2 , respectivamente. Los valores mayores de la aceleración máxima en la cresta correspondieron al caso 2 y fueron de 3.55m/s^2 y 4.32m/s^2 para $T_r = 100$ y 200 años, respectivamente. Esto corresponde a factores de amplificación de 4.196 y 3.789 . Los resultados del análisis de respuesta sísmica como son: la aceleración máxima en la cresta, la deformación angular equivalente, la relación de amortiguamiento y el período fundamental, se reportan en las Tablas 5.13, 5.14, 5.15 y 5.16 para cada caso y período de retorno correspondiente.

4.2.5 *Presa Presidente Alemán (Temascal)*

Las aceleraciones máximas en la base de la presa para los dos periodos de retorno considerados fueron de 0.828m/s^2 y 1.109m/s^2 . Con esta aceleración máxima en la base los valores mayores de la aceleración máxima en la cresta correspondieron al caso 2 con 3.95m/s^2 y 4.75m/s^2 , con lo que los factores de amplificación resultaron de 4.771 y 4.283 . Los resultados del análisis de respuesta sísmica como son: la aceleración máxima en la cresta, la deformación angular equivalente, la relación de amortiguamiento y el período fundamental, se reportan en las Tablas 5.17, 5.18, 5.19 y 5.20 para cada caso y período de retorno correspondiente.

4.2.6 *Presa La Purísima*

La aceleración máxima aplicada en la base de la presa fue de 0.125m/s^2 y 0.172m/s^2 ; para periodos de retorno de 100 y 200 años, respectivamente. Los valores mayores de la aceleración máxima en la cresta correspondieron al caso 2 con 0.88m/s^2 y 1.13m/s^2 , con lo que los factores de amplificación resultaron de 7.04 y 6.569 . Los resultados del análisis de respuesta sísmica como son: la aceleración máxima en la cresta, la deformación angular equivalente, la relación de amortiguamiento y el período fundamental, se reportan en las Tablas 5.21, 5.22, 5.23 y 5.24 para cada caso y período de retorno correspondiente.

4.2.7 *Presa Solis*

Todos los resultados fueron obtenidos para un período de retorno de 100 y de 200 años respectivamente.

Las aceleraciones máximas en la base de la presa fueron de 0.366m/s^2 y 0.559m/s^2 ; y los valores mayores de la aceleración máxima en la cresta correspondieron al caso 2 con 2.06m/s^2 y 2.61m/s^2 , con lo que los factores de amplificación resultaron de 5.636 y 4.664 . Los resultados del análisis de respuesta sísmica como son: la aceleración máxima en la cresta, la deformación angular equivalente, la relación de amortiguamiento y el período fundamental, se reportan en las Tablas 5.25, 5.26, 5.27 y 5.28 para cada caso y período de retorno correspondiente.

Tabla 5.1 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Adolfo López Mateos, Caso 1.

PRESA ADOLFO LÓPEZ MATEOS (EL HUMAYA)

T.R. = 100 AÑOS

$g_{max} = 0.3554 \text{ m/s}^2$

VALORES DE G_{max} UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE G / G_{max} UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
NIVEL NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTICOR)	CRESTA VERTICOR AGUAS ARRIBA Y DECO AGUAS ABAJO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
195,831 020								0.36	0.0019	4.36	0.896
195,831 020								0.48	0.0025	2.37	0.902
195,831 020								0.69	0.0032	1.78	0.908
195,831 020								0.35	0.0020	4.38	0.814
195,831 020								0.45	0.0025	2.38	0.922
195,831 020								0.57	0.0032	1.78	0.833
195,831 020								0.34	0.0020	4.41	0.845
195,831 020								0.43	0.0025	2.40	0.958
195,831 020								0.54	0.0033	1.27	0.975
353,825 870								0.49	0.0015	3.85	0.865
353,825 870								0.82	0.0020	2.09	0.868
353,825 870								0.80	0.0026	1.10	0.872
353,825 870								0.48	0.0016	3.88	0.875
353,825 870								0.61	0.0020	2.11	0.880
353,825 870								0.78	0.0026	1.12	0.887
353,825 870								0.46	0.0018	3.94	0.895
353,825 870								0.59	0.0021	2.15	0.704
353,825 870								0.75	0.0027	1.14	0.716

41

Tabla 5.2 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Adolfo López Mateos, Caso 2.

PRESA ADOLFO LÓPEZ MATEOS (EL HUMAYA)

T.R. = 100 AÑOS

$g_{max} = 0.3556 \text{ m/s}^2$

VALORES DE G_{max} UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE G / G_{max} UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
NIVEL NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTICOR)	CRESTA VERTICOR AGUAS ARRIBA Y DECO AGUAS ABAJO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
	240,541 840							0.3	0.0017	4.12	0.784
	240,541 840							0.54	0.0022	2.24	0.787
	240,541 840							0.70	0.0029	1.19	0.772
	240,541 840							0.42	0.0018	4.15	0.778
	240,541 840							0.53	0.0023	2.28	0.783
	240,541 840							0.68	0.0030	1.25	0.782
	240,541 840							0.41	0.0018	4.20	0.801
	240,541 840							0.51	0.0023	2.29	0.812
	240,541 840							0.65	0.0030	1.22	0.827
	430,882 810							0.57	0.0013	3.52	0.568
	430,882 810							0.73	0.0017	1.91	0.570
	430,882 810							0.94	0.0022	1.0	0.573
	430,882 810							0.56	0.0013	3.54	0.578
	430,882 810							0.72	0.0017	1.93	0.580
	430,882 810							0.92	0.0022	1.02	0.585
	430,882 810							0.55	0.0014	3.60	0.591
	430,882 810							0.70	0.0018	1.98	0.598
	430,882 810							0.89	0.0023	1.04	0.607

Tabla 5.3 Resultados de análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Adolfo López Mateos, Caso 1.

PRESA ADOLFO LÓPEZ MATEOS (EL HUMAYA)

T.R. = 200 AÑOS

$B_{max} = 0.4504 \text{ m/s}^2$

VALORES DE $G_{máx}$ UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE $G / G_{máx}$ UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTEDOR)	CRESTA VERTEDOR ARRIBA ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
185,631 020							0.66	0.0034	2.82	0.860	
185,631 020							0.87	0.0044	1.52	0.867	
185,631 020							0.53	0.0027	5.20	0.874	
185,631 020							0.66	0.0035	2.85	0.884	
185,631 020							0.84	0.0045	1.53	0.897	
185,631 020							0.50	0.0028	6.20	0.910	
185,631 020							0.83	0.0035	2.89	0.927	
185,631 020							0.78	0.0046	1.56	0.947	
185,631 020							0.69	0.0022	4.62	0.669	
353,625 070							0.88	0.0028	2.51	0.673	
353,625 070							1.12	0.0036	1.34	0.676	
353,625 070							0.88	0.0022	4.67	0.683	
353,625 070							0.85	0.0028	2.55	0.690	
353,625 070							1.06	0.0037	1.37	0.699	
353,625 070							0.65	0.0023	4.78	0.708	
353,625 070							0.82	0.0030	2.61	0.720	
353,625 070							1.03	0.0039	1.41	0.735	

42

Tabla 5.4 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Adolfo López Mateos, Caso 2.

PRESA ADOLFO LÓPEZ MATEOS (EL HUMAYA)

T.R. = 200 AÑOS

$B_{max} = 0.4804 \text{ m/s}^2$

VALORES DE $G_{máx}$ UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE $G / G_{máx}$ UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTEDOR)	CRESTA VERTEDOR ARRIBA ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
	240,541 940						0.76	0.0031	2.70	0.773	
	240,541 940						0.98	0.0041	1.45	0.780	
	240,541 940						0.59	0.0025	5.0	0.786	
	240,541 940						0.74	0.0032	2.74	0.795	
	240,541 940						0.84	0.0042	1.47	0.808	
	240,541 940						0.57	0.0029	5.08	0.817	
	240,541 940						0.71	0.0033	2.79	0.832	
	240,541 940						0.80	0.0043	1.51	0.850	
	430,682 010						0.82	0.0018	4.20	0.571	
	430,682 010						1.04	0.0023	2.28	0.574	
	430,682 010						1.33	0.0030	1.21	0.577	
	430,682 010						0.80	0.0018	4.25	0.581	
	430,682 010						1.02	0.0024	2.32	0.586	
	430,682 010						1.30	0.0031	1.23	0.593	
	430,682 010						0.78	0.0019	4.33	0.601	
	430,682 010						0.88	0.0025	2.37	0.609	
	430,682 010						1.24	0.0033	1.27	0.621	

Tabla 5.5 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Adolfo Ruiz Cortines, Caso 1.

PRESA ADOLFO RUÍZ CORTINES (MOCUZARI)

T.R. = 100 AÑOS

$a_{max} = 0.2669 \text{ m/s}^2$

VALORES DE $G_{máx}$ UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE G / $G_{máx}$ UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MIEMBRO NIVEL DE AGUA EN ARRIBAS LADOS (CRESTA VERTIBOR)	CRESTA VERTIBOR ARRIBAS ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
152,980 470								0.27	0.0012	3.45	0.820
152,980 470								0.35	0.0018	1.87	0.823
152,980 470								0.45	0.0021	0.99	0.826
152,980 470								0.27	0.0013	3.48	0.830
152,980 470								0.34	0.0018	1.88	0.835
152,980 470								0.44	0.0021	0.99	0.842
152,980 470								0.26	0.0013	3.49	0.851
152,980 470								0.33	0.0018	1.90	0.861
152,980 470								0.42	0.0021	1.0	0.872
226,723 400								0.34	0.0011	3.15	0.877
226,723 400								0.44	0.0013	1.71	0.874
226,723 400								0.58	0.0018	0.90	0.877
226,723 400								0.34	0.0011	3.17	0.879
226,723 400								0.43	0.0014	1.72	0.881
226,723 400								0.55	0.0018	0.91	0.888
226,723 400								0.33	0.0011	3.20	0.895
226,723 400								0.42	0.0014	1.74	0.702
226,723 400								0.53	0.0018	0.92	0.711

43

Tabla 5.6 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Adolfo Ruiz Cortines, Caso 2.

PRESA ADOLFO RUÍZ CORTINES (MOCUZARI)

T.R. = 100 AÑOS

$a_{max} = 0.2669 \text{ m/s}^2$

VALORES DE $G_{máx}$ UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE G / $G_{máx}$ UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MIEMBRO NIVEL DE AGUA EN ARRIBAS LADOS (CRESTA VERTIBOR)	CRESTA VERTIBOR ARRIBAS ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
	217,756 530							0.35	0.0010	3.14	0.669
	217,756 530							0.44	0.0013	1.71	0.671
	217,756 530							0.57	0.0017	0.90	0.673
	217,756 530							0.34	0.0011	3.16	0.676
	217,756 530							0.43	0.0014	1.72	0.680
	217,756 530							0.55	0.0018	0.90	0.685
	217,756 530							0.33	0.0011	3.20	0.692
	217,756 530							0.42	0.0014	1.74	0.698
	217,756 530							0.53	0.0018	0.92	0.707
	307,481 080							0.43	0.0009	2.84	0.562
	307,481 080							0.54	0.0011	1.55	0.563
	307,481 080							0.70	0.0014	0.91	0.565
	307,481 080							0.42	0.0009	2.86	0.567
	307,481 080							0.54	0.0011	1.56	0.570
	307,481 080							0.69	0.0015	0.82	0.573
	307,481 080							0.41	0.0009	2.89	0.579
	307,481 080							0.52	0.0012	1.58	0.583
	307,481 080							0.67	0.0015	0.83	0.590

Tabla 5.7 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Adolfo Ruiz Cortines, Caso 1.

PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES (MOCUZARI)

T.R. = 200 AÑOS

$S_{max} = 0.4230 \text{ m/s}^2$

VALORES DE $G_{máx}$ UTILIZADOS (KN / m^2)		CURVAS DE $G / G_{máx}$ UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTEBOR)	CRESTA VERTEBOR AGUAS ARRIBA Y SECO AGUAS ABAJO	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	(m / s^2)	(%)	(%)	(seg)
152.980 470								0.45	0.0018	4.22	0.824
152.980 470								0.57	0.0023	2.29	0.628
152.980 470								0.73	0.0030	1.21	0.633
152.980 470								0.44	0.0018	4.23	0.838
152.980 470								0.55	0.0023	2.29	0.848
152.980 470								0.70	0.0030	1.21	0.855
152.980 470								0.42	0.0018	4.23	0.865
152.980 470								0.53	0.0023	2.29	0.877
152.980 470								0.67	0.0030	1.21	0.891
226.723 400								0.56	0.0018	3.99	0.678
226.723 400								0.71	0.0021	2.17	0.679
226.723 400								0.91	0.0027	1.15	0.683
226.723 400								0.54	0.0017	4.02	0.687
226.723 400								0.69	0.0021	2.18	0.692
226.723 400								0.88	0.0028	1.18	0.699
226.723 400								0.53	0.0017	4.07	0.708
226.723 400								0.67	0.0022	2.21	0.717
226.723 400								0.84	0.0029	1.17	0.729

44

Tabla 5.8 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Adolfo Ruiz Cortines, Caso 2.

PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES (MOCUZARI)

T.R. = 200 AÑOS

$S_{max} = 0.4230 \text{ m/s}^2$

VALORES DE $G_{máx}$ UTILIZADOS (KN / m^2)		CURVAS DE $G / G_{máx}$ UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTEBOR)	CRESTA VERTEBOR AGUAS ARRIBA Y SECO AGUAS ABAJO	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	(m / s^2)	(%)	(%)	(seg)
	217.758 530							0.56	0.0018	3.99	0.673
	217.758 530							0.71	0.0021	2.16	0.676
	217.758 530							0.91	0.0027	1.14	0.680
	217.758 530							0.55	0.0017	4.01	0.683
	217.758 530							0.69	0.0021	2.18	0.689
	217.758 530							0.89	0.0028	1.15	0.696
	217.758 530							0.53	0.0017	4.06	0.704
	217.758 530							0.67	0.0022	2.21	0.714
	217.758 530							0.85	0.0028	1.17	0.725
	307.481 080							0.69	0.0014	3.67	0.565
	307.481 080							0.86	0.0018	1.99	0.567
	307.481 080							1.13	0.0023	1.05	0.570
	307.481 080							0.68	0.0014	3.89	0.573
	307.481 080							0.87	0.0018	2.01	0.577
	307.481 080							1.11	0.0024	1.08	0.582
	307.481 080							0.66	0.0015	3.75	0.589
	307.481 080							0.83	0.0019	2.04	0.596
	307.481 080							1.06	0.0025	1.08	0.605

Tabla 5.9 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Presa Madin, Caso 1.

MADIN
T.R. = 100 AÑOS
 $\theta_{m\acute{a}x} = 0.633 \text{ m / s}^2$

VALORES DE $G_{m\acute{a}x}$ UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE $G / G_{m\acute{a}x}$ UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS. (CRESTA VERTEDOR)	CRESTA VERTEDOR AGUAS ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
187154 33							1.71	0.0131	6.15	0.770	
187154 33							2.10	0.0168	3.57	0.789	
187154 33							1.34	0.0112	10.59	0.810	
187154 33							1.61	0.0142	6.45	0.835	
187154 33							1.95	0.0184	3.79	0.868	
187154 33							1.25	0.0123	11.03	0.890	
187154 33							1.48	0.0156	6.80	0.926	
187154 33							1.77	0.0202	4.02	0.971	
187155 82							1.41	0.0104	10.23	0.756	
187155 82							1.71	0.0131	6.15	0.770	
187155 82							2.10	0.0168	3.57	0.789	
187155 82							1.34	0.0112	10.59	0.810	
187155 82							1.61	0.0142	6.45	0.835	
187155 82							1.95	0.0184	3.79	0.868	
187155 82							1.25	0.0123	11.03	0.890	
187155 82							1.48	0.0156	6.80	0.926	
187155 82							1.77	0.0202	4.02	0.971	

45

Tabla 5.10 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Presa Madin, Caso 2.

MADIN
T.R. = 100 AÑOS
 $\theta_{m\acute{a}x} = 0.633 \text{ m / s}^2$

VALORES DE $G_{m\acute{a}x}$ UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE $G / G_{m\acute{a}x}$ UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS. (CRESTA VERTEDOR)	CRESTA VERTEDOR AGUAS ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
250010 0							2.10	0.0092	5.03	0.571	
250010 0							2.81	0.0119	2.86	0.582	
250010 0							1.65	0.0078	8.93	0.594	
250010 0							2.01	0.010	5.27	0.610	
250010 0							2.48	0.0130	3.04	0.630	
250010 0							1.57	0.0086	9.38	0.644	
250010 0							1.89	0.0111	5.62	0.668	
250010 0							2.30	0.0147	3.29	0.699	
262301 4							1.71	0.0071	8.97	0.558	
262301 4							2.12	0.0091	4.98	0.565	
262301 4							2.63	0.0117	2.83	0.578	
262301 4							1.66	0.0076	8.87	0.587	
262301 4							2.03	0.0096	5.22	0.602	
262301 4							2.50	0.0128	3.01	0.622	
262301 4							1.68	0.0085	8.31	0.638	
262301 4							1.81	0.0110	5.87	0.662	
262301 4							2.32	0.0145	3.28	0.690	

Tabla 5.11 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Presa Madin, Caso 1.

MADIN
T.R. = 200 AÑOS
 $g_{max} = 0.788 \text{ m/s}^2$

VALORES DE $G_{m\acute{a}x}$ UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE G / $G_{m\acute{a}x}$ UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS. (CRESTA VERTEDOR)	CRESTA VERTEDOR AGUAS ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
187154 33							2.16	0.0173	7.21	0.792	
187154 33							2.62	0.0222	4.27	0.815	
187154 33							1.70	0.0153	12.06	0.844	
187154 33							2.0	0.0192	7.61	0.873	
187154 33							2.39	0.0247	4.56	0.913	
187154 33							1.56	0.0170	12.59	0.940	
187154 33							1.81	0.0213	8.05	0.981	
187154 33							2.12	0.0281	4.93	1.041	
187154 33							1.80	0.0139	11.60	0.774	
187154 33							2.16	0.0173	7.21	0.792	
187154 33							2.62	0.0222	4.27	0.815	
187154 33							1.70	0.0153	12.06	0.844	
187154 33							2.0	0.0192	7.61	0.873	
187154 33							2.39	0.0247	4.56	0.913	
187154 33							1.56	0.0170	12.59	0.940	
187154 33							1.81	0.0213	8.05	0.981	
187154 33							2.12	0.0281	4.93	1.041	
187155 02							1.80	0.0139	11.60	0.774	
187155 02							2.16	0.0173	7.21	0.792	
187155 02							2.62	0.0222	4.27	0.815	
187155 02							1.70	0.0153	12.06	0.844	
187155 02							2.0	0.0192	7.61	0.873	
187155 02							2.39	0.0247	4.56	0.913	
187155 02							1.56	0.0170	12.59	0.940	
187155 02							1.81	0.0213	8.05	0.981	
187155 02							2.12	0.0281	4.93	1.041	

46

Tabla 5.12 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Presa Madin, Caso 2.

MADIN
T.R. = 200 AÑOS
 $g_{max} = 0.788 \text{ m/s}^2$

VALORES DE $G_{m\acute{a}x}$ UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE G / $G_{m\acute{a}x}$ UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS. (CRESTA VERTEDOR)	CRESTA VERTEDOR AGUAS ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
250019 0							2.68	0.0121	5.88	0.583	
250019 0							3.30	0.0156	3.41	0.597	
250019 0							2.10	0.0104	10.25	0.813	
250019 0							2.54	0.0133	6.22	0.831	
250019 0							3.09	0.0175	3.87	0.856	
250019 0							1.98	0.0118	10.81	0.874	
250019 0							2.36	0.0152	6.89	0.702	
250019 0							2.83	0.020	4.0	0.739	
262201 4							2.21	0.0084	9.77	0.566	
262201 4							2.70	0.0119	5.83	0.576	
262201 4							3.33	0.0153	3.36	0.590	
262201 4							2.12	0.0103	10.17	0.805	
262201 4							2.56	0.0131	6.17	0.824	
262201 4							3.12	0.0172	3.83	0.848	
262201 4							2.0	0.0118	10.73	0.865	
262201 4							2.38	0.0149	6.83	0.693	
262201 4							2.86	0.0187	3.98	0.729	

Tabla 6.13 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Presa Cerro de Oro, Caso 1.

CERRO DE ORO
T.R. = 100 AÑOS
máx = 0.848 m / s²

VALORES DE G máx UTILIZADOS (KN / m ²) MAYOR NIVEL DE AGUA EN ANCHOS LABIOS (CORONA VENTRISÓN)	CURVAS DE G / G máx UTILIZADAS		CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS		ACCELERACION MÁXIMA EN LA CRESTA (m / s ²)	DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%)	RELACION DE AMORTIGUA- MIENTO FINAL (%)	PERIODO FUNDAMENTAL (seg.)
	MÁXIMA	MINIMA	MÁXIMA	MINIMA				
147422 87					2.0	0.073	17.68	0.793
147422 87					2.36	0.0715	8.08	0.813
147422 87					2.84	0.0774	4.86	0.840
147422 87					1.66	0.093	13.70	0.976
147422 87					2.16	0.0739	8.56	0.909
147422 87					2.65	0.0306	5.20	0.953
147422 87					1.69	0.0714	13.74	0.945
147422 87					1.93	0.0710	8.13	1.034
147422 87					2.23	0.083	5.75	1.107
152 817 810					2.03	0.0790	12.57	0.778
152 817 810					2.40	0.0210	7.99	0.797
152 817 810					2.89	0.0769	4.80	0.874
152 817 810					1.89	0.0189	13.10	0.836
152 817 810					2.20	0.0234	6.47	0.890
152 817 810					2.80	0.0501	5.15	0.934
152 817 810					1.72	0.0711	13.85	0.964
152 817 810					1.97	0.0767	8.98	1.009
152 817 810					2.28	0.0331	5.64	1.079

Tabla 6.14 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Presa Cerro de Oro, Caso 2.

PRESA CERRO DE ORO
T.R. = 100 AÑOS
máx = 0.848 m / s²

VALORES DE G máx UTILIZADOS (KN / m ²) MAYOR NIVEL DE AGUA EN ANCHOS LABIOS (CORONA VENTRISÓN)	CURVAS DE G / G máx UTILIZADAS		CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS		ACCELERACION MÁXIMA EN LA CRESTA (m / s ²)	DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%)	RELACION DE AMORTIGUA- MIENTO FINAL (%)	PERIODO FUNDAMENTAL (seg.)
	MÁXIMA	MINIMA	MÁXIMA	MINIMA				
214 868 860					2.35	0.0129	11.22	0.670
214 868 860					2.83	0.0181	6.92	0.634
214 868 860					3.45	0.0207	4.69	0.852
214 868 860					2.23	0.0142	11.72	0.874
214 868 860					2.64	0.0181	7.36	0.864
214 868 860					3.17	0.0236	4.43	0.750
214 868 860					2.07	0.0163	12.38	0.752
214 868 860					2.42	0.0207	7.94	0.767
214 868 860					2.86	0.0271	4.83	0.833
229 143 14					2.41	0.0172	10.98	0.968
229 143 14					2.90	0.0154	6.74	0.810
229 143 14					3.55	0.0196	3.97	0.828
229 143 14					2.79	0.0136	11.49	0.648
229 143 14					2.72	0.0173	7.19	0.871
229 143 14					3.27	0.0248	4.31	0.701
229 143 14					2.13	0.0156	12.14	0.722
229 143 14					2.50	0.0196	7.74	0.756
229 143 14					2.66	0.0260	4.71	0.789

Tabla 6.15 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Presa Cerro de Oro, Caso 1.

CERRO DE ORO
 T.R = 200 AÑOS
 $g_{max} = 1.14 m/s^2$

VALORES DE G_{max} UTILIZADOS (KN/m ²)		CURVAS DE G / G_{max} UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTECOR)	CRESTA VERTECOR AGUAS ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	G / G _{max} UTILIZADAS			AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			(m/s ²)	(%)	(%)	(seg)
		MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA				
147422 07								2.50	0.0234	14.18	0.822
147422 07								2.90	0.0286	9.39	0.846
147422 07								3.45	0.0365	5.76	0.880
147422 07								2.29	0.0265	14.61	0.927
147422 07								2.61	0.0324	10.0	0.952
147422 07								3.04	0.0420	6.25	1.021
147422 07								2.05	0.0313	15.82	1.069
147422 07								2.28	0.0394	10.88	1.130
147422 07								2.62	0.0528	7.10	1.219
152.817 810								2.53	0.0228	14.06	0.806
152.817 810								2.85	0.0280	9.29	0.829
152.817 810								3.51	0.0357	5.69	0.862
152.817 810								2.33	0.0260	14.71	0.907
152.817 810								2.66	0.0318	9.9	0.944
152.817 810								3.10	0.0497	6.15	0.997
152.817 810								2.09	0.0302	15.49	1.042
152.817 810								2.34	0.0381	10.81	1.101
152.817 810								2.67	0.0511	8.98	1.187

Tabla 6.16 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Presa Cerro de Oro, Caso 2.

PRESA CERRO DE ORO
 T.R = 200 AÑOS
 $g_{max} = 1.14 m/s^2$

VALORES DE G_{max} UTILIZADOS (KN/m ²)		CURVAS DE G / G_{max} UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTECOR)	CRESTA VERTECOR AGUAS ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	G / G _{max} UTILIZADAS			AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			(m/s ²)	(%)	(%)	(seg)
		MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA	MAXIMA	PROMEDIO	MINIMA				
	214.868 880							2.94	0.0171	12.61	0.638
	214.868 880							3.45	0.0212	8.05	0.654
	214.868 880							4.20	0.0274	4.86	0.677
	214.868 880							2.78	0.0195	13.28	0.706
	214.868 880							3.22	0.0244	8.67	0.735
	214.868 880							3.81	0.0319	5.33	0.774
	214.868 880							2.54	0.0227	14.03	0.802
	214.868 880							2.91	0.0284	9.37	0.842
	214.868 880							3.40	0.0371	5.82	0.886
	229141 18							3.0	0.0182	12.28	0.814
	229141 18							3.57	0.0292	7.84	0.829
	229141 18							4.32	0.0281	4.72	0.850
	229141 18							2.83	0.0185	13.0	0.878
	229141 18							3.31	0.0233	8.42	0.792
	229141 18							3.93	0.0309	6.18	0.742
	229141 18							2.82	0.0216	13.78	0.784
	229141 18							3.01	0.0272	9.15	0.806
	229.141 18							3.52	0.0354	5.68	0.858

Tabla 5.17 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Presidente Alemán, Caso 1.

PRESA PRESIDENTE ALEMÁN (TEMASCAL)

T.R. = 100 AÑOS

$g_{max} = 0.828 \text{ m/s}^2$

VALORES DE G_{max} UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE G / G_{max} UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERÍODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTEBOR)	CRESTA VERTEBOR AGUAS ARRIBA Y SECO AGUAS ABAJO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
187,125 500								2.14	0.0144	11.75	0.722
187,125 500								2.66	0.0179	7.33	0.738
187,125 500								3.10	0.0230	4.36	0.761
187,125 500								2.02	0.0160	12.27	0.789
187,125 500								2.37	0.0201	7.80	0.818
187,125 500								2.83	0.0280	4.71	0.850
187,125 500								1.86	0.0181	12.88	0.883
187,125 500								2.15	0.0227	8.33	0.924
187,125 500								2.52	0.0294	5.07	0.977
187,125 500								2.38	0.0117	10.79	0.818
247,917 410								2.87	0.0147	6.58	0.829
247,917 410								3.51	0.0190	3.87	0.848
247,917 410								2.26	0.0130	11.27	0.868
247,917 410								2.89	0.0185	7.01	0.889
247,917 410								3.24	0.0218	4.18	0.719
247,917 410								2.10	0.0148	11.90	0.740
247,917 410								2.47	0.0189	7.54	0.774
247,917 410								2.93	0.0246	4.58	0.818

49

Tabla 5.18 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Presidente Alemán, Caso 2.

PRESA PRESIDENTE ALEMÁN (TEMASCAL)

T.R. = 100 AÑOS

$g_{max} = 0.828 \text{ m/s}^2$

VALORES DE G_{max} UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE G / G_{max} UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERÍODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTEBOR)	CRESTA VERTEBOR AGUAS ARRIBA Y SECO AGUAS ABAJO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
	233,381 820							2.41	0.0114	19.85	0.803
	233,381 820							2.91	0.0143	8.48	0.815
	233,381 820							3.57	0.0185	3.80	0.832
	233,381 820							2.29	0.0126	11.13	0.851
	233,381 820							2.73	0.0160	6.80	0.873
	233,381 820							3.30	0.0210	4.12	0.702
	233,381 820							2.14	0.0144	11.78	0.723
	233,381 820							2.52	0.0184	7.44	0.755
	233,381 820							2.99	0.0242	4.50	0.798
	300,125 450							2.60	0.0084	9.78	0.524
	300,125 450							3.19	0.0118	5.84	0.534
	300,125 450							3.95	0.0184	3.39	0.546
	300,125 450							2.52	0.0103	10.20	0.560
	300,125 450							3.04	0.0132	6.20	0.578
	300,125 450							3.70	0.0174	3.88	0.601
	300,125 450							2.37	0.0117	10.79	0.617
	300,125 450							2.82	0.0152	6.89	0.643
	300,125 450							3.38	0.0201	4.01	0.678

Tabla 5.19 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Presidente Alemán, Caso 1.

PRESA PRESIDENTE ALEMÁN (TEMASCAL)

T.R. = 200 AÑOS

$g_{max} = 1.109 \text{ m/s}^2$

VALORES DE $G_{máx}$ UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE $G / G_{máx}$ UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERÍODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTEDOR)	CRESTA VERTEDOR AGUAS ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	(m / s ²)	%	%	(seg)
187,125 500							3.11	0.0234	6.47	0.763	
187,125 500							3.73	0.030	5.13	0.790	
187,125 500							2.48	0.0214	13.74	0.827	
187,125 500							2.84	0.0266	9.05	0.860	
187,125 500							3.35	0.0343	8.58	0.905	
187,125 500							2.24	0.0244	14.39	0.938	
187,125 500							2.55	0.030	9.82	0.982	
187,125 500							2.94	0.0368	6.08	1.050	
247,917 410							2.92	0.0155	12.12	0.632	
247,917 410							3.48	0.0193	7.84	0.647	
247,917 410							4.22	0.0248	4.58	0.666	
247,917 410							2.75	0.0175	12.72	0.695	
247,917 410							3.23	0.0220	8.19	0.722	
247,917 410							3.85	0.0287	5.0	0.758	
247,917 410							2.55	0.0202	13.44	0.784	
247,917 410							2.94	0.0254	8.84	0.822	
247,917 410							3.45	0.0332	5.45	0.873	

50

Tabla 5.20 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Presidente Alemán, Caso 2.

PRESA PRESIDENTE ALEMÁN (TEMASCAL)

T.R. = 200 AÑOS

$g_{max} = 1.109 \text{ m/s}^2$

VALORES DE $G_{máx}$ UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE $G / G_{máx}$ UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO FINAL	PERÍODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTEDOR)	CRESTA VERTEDOR AGUAS ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	MÁXIMA	PROMEDIO	MÍNIMA	(m / s ²)	%	%	(seg)
233,381 620							3.54	0.0188	7.52	0.633	
233,381 620							4.29	0.0242	4.50	0.653	
233,381 620							2.80	0.0170	12.57	0.678	
233,381 620							3.28	0.0214	8.07	0.704	
233,381 620							3.92	0.0279	4.92	0.740	
233,381 620							2.59	0.0188	13.30	0.765	
233,381 620							3.0	0.0247	6.72	0.802	
233,381 620							3.52	0.0324	5.37	0.852	
300,125 450							3.21	0.0124	11.04	0.535	
300,125 450							3.89	0.0158	6.79	0.547	
300,125 450							4.75	0.0201	4.01	0.562	
300,125 450							3.07	0.0139	11.58	0.581	
300,125 450							3.65	0.0176	7.27	0.602	
300,125 450							4.40	0.0231	4.38	0.630	
300,125 450							2.87	0.0180	12.29	0.650	
300,125 450							3.36	0.0205	7.86	0.680	
300,125 450							3.99	0.0271	4.83	0.721	

Tabla 5.21 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Presa Purisima, Caso 1.

PURISIMA
T.R. = 100 AÑOS
g máx = 0.125 m / s²

VALORES DE Gmáx UTILIZADOS (KN / m ²) LADO DE ARRIBA DE LA CRESTA LADO DE ARRIBA DE LA CRESTA	CURVAS DE G / Gmáx UTILIZADAS		CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS		ACCELERACION MAXIMA EN LA CRESTA (m / s ²)	DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%)	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL (%)	PERIODO FUNDAMENTAL (seg)
	MAXIMA	MINIMA	MAXIMA	MINIMA				
	PREMIUNDO	TERMINA	PREMIUNDO	TERMINA				
113,815 800					0.49	0.0041	6.50	0.507
113,815 800					0.61	0.0053	3.64	0.513
113,815 800					0.78	0.0068	2.0	0.521
113,815 800					0.48	0.0043	5.66	0.528
113,815 800					0.50	0.0056	3.76	0.540
113,815 800					0.78	0.0075	2.09	0.554
113,815 800					0.47	0.0047	6.84	0.566
113,815 800					0.56	0.0061	3.96	0.584
113,815 800					0.73	0.0081	2.23	0.707
118,188 840					0.49	0.0040	6.45	0.80
118,188 840					0.51	0.0052	3.60	0.606
118,188 840					0.78	0.0087	1.86	0.813
118,188 840					0.48	0.0042	6.81	0.821
118,188 840					0.81	0.0055	3.72	0.937
118,188 840					0.78	0.0072	2.07	0.846
118,188 840					0.47	0.0046	6.88	0.657
118,188 840					0.59	0.0060	3.92	0.675
118,188 840					0.73	0.0079	2.21	0.698

Tabla 5.22 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Presa Purisima, Caso 2.

PURISIMA
T.R. = 100 AÑOS
g máx = 0.125 m / s²

VALORES DE Gmáx UTILIZADOS (KN / m ²) LADO DE ARRIBA DE LA CRESTA LADO DE ARRIBA DE LA CRESTA	CURVAS DE G / Gmáx UTILIZADAS		CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS		ACCELERACION MAXIMA EN LA CRESTA (m / s ²)	DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%)	RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL (%)	PERIODO FUNDAMENTAL (seg)
	MAXIMA	MINIMA	MAXIMA	MINIMA				
	PREMIUNDO	TERMINA	PREMIUNDO	TERMINA				
173,008 370					0.54	0.0029	5.43	0.473
173,008 370					0.68	0.0038	2.99	0.476
173,008 370					0.87	0.0049	1.62	0.481
173,008 370					0.53	0.0030	5.52	0.485
173,008 370					0.67	0.0039	3.05	0.492
173,008 370					0.85	0.0051	1.66	0.50
173,008 370					0.52	0.0032	5.70	0.508
173,008 370					0.65	0.0042	3.18	0.519
173,008 370					0.83	0.0056	1.78	0.533
173,008 370					0.54	0.0028	5.32	0.458
173,008 370					0.69	0.0036	2.83	0.462
173,008 370					0.88	0.0047	1.59	0.466
173,008 370					0.54	0.0029	5.41	0.470
173,008 370					0.64	0.0037	2.89	0.478
173,008 370					0.87	0.0049	1.62	0.484
173,008 370					0.53	0.0031	5.57	0.491
173,008 370					0.67	0.0040	3.09	0.501
173,008 370					0.84	0.0053	1.70	0.515

Tabla 5.23 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Presa Purisima, Caso 1.

PURISIMA
T.R = 200 AÑOS
g máx = 0.172 m / s²

VALORES DE G _{máx} UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE G / G _{máx} UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUA-MIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS. (CRESTA VERTEDOR)	CRESTA VERTEDOR AGUAS ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	MÁXIMA	PROMEDIO	MINIMA	MÁXIMA	PROMEDIO	MINIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
113,815 880								0.63	0.0054	7.49	0.614
113,815 880								0.79	0.0069	4.26	0.621
113,815 880								0.99	0.0090	2.38	0.631
113,815 880								0.62	0.0057	7.72	0.641
113,815 880								0.77	0.0074	4.44	0.655
113,815 880								0.96	0.0097	2.52	0.673
113,815 880								0.60	0.0063	8.08	0.687
113,815 880								0.74	0.0082	4.72	0.709
113,815 880								0.91	0.0109	2.72	0.737
116,188 840								0.63	0.0053	7.42	0.606
116,188 840								0.79	0.0068	4.22	0.614
116,188 840								1.0	0.0088	2.36	0.623
116,188 840								0.62	0.0056	7.65	0.633
116,188 840								0.77	0.0073	4.40	0.646
116,188 840								0.97	0.0096	2.49	0.664
116,188 840								0.60	0.0062	8.01	0.678
116,188 840								0.74	0.0081	4.67	0.699
116,188 840								0.92	0.0108	2.69	0.727

52

Tabla 5.24 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Presa Purisima, Caso 2.

PURISIMA
T.R = 200 AÑOS
g máx = 0.172 m / s²

VALORES DE G _{máx} UTILIZADOS (KN / m ²)		CURVAS DE G / G _{máx} UTILIZADAS			CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS			ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE	RELACION DE AMORTIGUA-MIENTO FINAL	PERIODO FUNDAMENTAL
MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS. (CRESTA VERTEDOR)	CRESTA VERTEDOR AGUAS ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO	MÁXIMA	PROMEDIO	MINIMA	MÁXIMA	PROMEDIO	MINIMA	(m / s ²)	(%)	(%)	(seg)
	173,008 370							0.70	0.0036	6.26	0.477
	173,008 370							0.88	0.0049	3.48	0.481
	173,008 370							1.12	0.0083	1.91	0.487
	173,008 370							0.89	0.0040	6.39	0.492
	173,008 370							0.86	0.0051	3.58	0.50
	173,008 370							1.09	0.0067	1.98	0.511
	173,008 370							0.87	0.0043	6.64	0.520
	173,008 370							0.85	0.0058	3.77	0.534
	173,008 370							1.06	0.0075	2.12	0.551
	183,876 880							0.71	0.0037	6.13	0.462
	183,876 880							0.89	0.0047	3.41	0.486
	183,876 880							1.13	0.0081	1.86	0.471
	183,876 880							0.70	0.0038	6.26	0.477
	183,876 880							0.88	0.0049	3.50	0.484
	183,876 880							1.11	0.0064	1.93	0.494
	183,876 880							0.88	0.0041	6.47	0.502
	183,876 880							0.86	0.0053	3.88	0.515
	183,876 880							1.08	0.0071	2.05	0.531

Tabla 5.25 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Solís, Caso 1.

PRESA SOLÍS
T.R. = 100 AÑOS
g max = 0.3685 m / s²

VALORES DE G _{MAX} UTILIZADOS (KN/m ²) MAYOR VALOR DE AGUA EN AMBOS LADOS (CUESTA VENTERO) CUESTA VENTERO AGUA ARREBA Y BICO AGUA ARREBA	CURVAS DE G / G _{MAX} UTILIZADAS		CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS		ACCELERACION MAXIMA EN LA CRESTA (m/s ²)	DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%)	RELACION DE AMORTIGUA- MIENTO FINAL (%)	PERIODO FUNDAMENTAL (seg)
	MAXIMA	PROMEDIO	MAXIMA	PROMEDIO				
47.386 330					0.02	0.0135	11.44	0.870
47.386 330					1.11	0.0166	7.07	0.869
47.386 330					1.35	0.0214	4.17	0.914
47.386 330					0.87	0.0146	11.65	0.945
47.386 330					1.03	0.0163	7.42	0.977
47.386 330					1.23	0.0238	4.48	1.021
47.386 330					0.80	0.0167	12.49	1.055
47.386 330					0.93	0.0215	8.10	1.106
47.386 330					1.10	0.0269	5.02	1.180
125.352 750					1.25	0.0069	8.42	0.510
125.352 750					1.55	0.0087	4.88	0.517
125.352 750					1.94	0.0113	2.77	0.527
125.352 750					1.23	0.0074	8.72	0.537
125.352 750					1.51	0.0085	5.12	0.551
125.352 750					1.87	0.0125	2.85	0.566
125.352 750					1.18	0.0082	8.18	0.582
125.352 750					1.43	0.0107	5.49	0.603
125.352 750					1.75	0.0142	3.21	0.631

Tabla 5.26 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Solís, Caso 2.

PRESA SOLÍS
T.R. = 100 AÑOS
g max = 0.3685 m / s²

VALORES DE G _{MAX} UTILIZADOS (KN/m ²) MAYOR VALOR DE AGUA EN AMBOS LADOS (CUESTA VENTERO) CUESTA VENTERO AGUA ARREBA Y BICO AGUA ARREBA	CURVAS DE G / G _{MAX} UTILIZADAS		CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS		ACCELERACION MAXIMA EN LA CRESTA (m/s ²)	DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%)	RELACION DE AMORTIGUA- MIENTO FINAL (%)	PERIODO FUNDAMENTAL (seg)
	MAXIMA	PROMEDIO	MAXIMA	PROMEDIO				
86.829 100					1.11	0.0099	8.84	0.652
86.829 100					1.35	0.0121	5.88	0.642
86.829 100					1.67	0.0156	3.41	0.680
86.829 100					1.07	0.0104	10.33	0.697
86.829 100					1.26	0.0133	6.21	0.718
86.829 100					1.57	0.0173	3.65	0.746
86.829 100					1.01	0.0117	10.78	0.768
86.829 100					1.20	0.0150	6.84	0.786
86.829 100					1.44	0.0197	3.95	0.819
178.708 780					1.32	0.0080	7.89	0.440
178.708 780					1.64	0.0076	4.51	0.454
178.708 780					2.05	0.0098	2.83	0.482
178.708 780					1.29	0.0063	8.07	0.470
178.708 780					1.60	0.0080	4.65	0.480
178.708 780					1.94	0.0104	2.83	0.493
178.708 780					1.28	0.0067	6.36	0.503
178.708 780					1.55	0.0088	4.80	0.520
178.708 780					1.82	0.0117	2.84	0.542

Tabla 5.27 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Solís, Caso 1.

PRESA SOLÍS
T.R. = 200 AÑOS
 $\sigma_{red} = 0.0599 \text{ m/s}^2$

VALORES DE G _{max} UTILIZADOS [KN/m ²] MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTEDERO)	CURVAS DE G / G _{max} UTILIZADAS		CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS		ACCELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA (m/s ²)	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE (%)	RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO FINAL (%)	PERIODO FUNDAMENTAL (seg)
	Máxima	Predefinido	Máxima	Predefinido				
47,300 330					1.19	0.0190	13.14	0.901
47,300 330					1.40	0.0234	8.48	0.975
47,300 330					1.66	0.0298	5.11	0.957
47,300 330					1.11	0.0210	13.65	0.900
47,300 330					1.76	0.0295	9.04	1.042
47,300 330					1.51	0.0350	5.83	1.102
47,300 330					1.01	0.0254	14.90	1.147
47,300 330					1.15	0.0321	12.08	1.208
47,300 330					1.34	0.0426	6.30	1.295
125,352 750					1.81	0.0095	9.81	0.520
125,352 750					1.98	0.0120	5.86	0.529
125,352 750					2.45	0.0155	3.40	0.542
125,352 750					57	0.0104	10.74	0.556
125,352 750					1.90	0.0134	6.23	0.574
125,352 750					2.32	0.0178	3.98	0.598
125,352 750					1.49	0.0119	10.85	0.613
125,352 750					1.78	0.0154	6.74	0.636
125,352 750					2.15	0.0204	4.05	0.674

Tabla 5.28 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Solís, Caso 2.

PRESA SOLÍS
T.R. = 200 AÑOS
 $\sigma_{red} = 0.0599 \text{ m/s}^2$

VALORES DE G _{max} UTILIZADOS [KN/m ²] MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTEDERO)	CURVAS DE G / G _{max} UTILIZADAS		CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS		ACCELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA (m/s ²)	DEFORMACIÓN ANGULAR EQUIVALENTE (%)	RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO FINAL (%)	PERIODO FUNDAMENTAL (seg)
	Máxima	Predefinido	Máxima	Predefinido				
60,829 100					1.42	0.0134	11.41	0.670
60,829 100					1.71	0.0167	7.07	0.685
60,829 100					2.09	0.0215	4.19	0.705
60,829 100					1.36	0.0149	11.93	0.730
60,829 100					1.81	0.0188	7.64	0.756
60,829 100					1.93	0.0246	4.65	0.782
60,829 100					1.27	0.0171	12.80	0.817
60,829 100					1.48	0.0216	8.11	0.855
60,829 100					1.76	0.0282	4.86	0.903
179,108 780					1.70	0.0081	9.12	0.456
179,108 780					2.10	0.0103	5.35	0.483
179,108 780					2.81	0.0132	3.06	0.473
179,108 780					1.66	0.0087	9.40	0.483
179,108 780					2.03	0.0110	5.56	0.496
179,108 780					2.51	0.0145	3.25	0.514
179,108 780					1.80	0.0097	9.86	0.527
179,108 780					1.95	0.0126	6.02	0.548
179,108 780					2.37	0.0168	3.57	0.576

V. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD SÍSMICA CONSIDERANDO FUERZAS DE FLUJO

5.1 Método de Análisis

Para el análisis de estabilidad sísmica de las presas se utilizó un método llamado pseudoestático. De acuerdo con este método se supone una superficie de falla circular ABC, como se muestra en la fig. 6.1a. ABC es un arco de círculo con centro en O. Considerando una sección de longitud unitaria perpendicular al plano del dibujo, las fuerzas actuando en la superficie de falla son las siguientes:

- Peso de la rebanada de suelo confinado por la pendiente y el arco del círculo, W.
- Fuerza de inercia del peso de la rebanada, $K_h W$, el cual toma en cuenta el efecto del sismo actuando sobre la rebanada. El factor K_h es un promedio del coeficiente horizontal sísmico actuando en la rebanada.
- Fuerza resistente por unidad de área, la cual es la resistencia del suelo actuando a lo largo de la superficie de falla, ABC.

El factor de seguridad con respecto a la resistencia sin considerar la fuerza de flujo, F_s , es calculado como:

$$F_s = \frac{\text{momento resistente con respecto a } O}{\text{momento actuante con respecto a } O} = \frac{S(\text{arco}(ABC))R}{WL_1 + k_h WL_2} \quad (6.1)$$

Donde:

- R radio del círculo
- L longitud del arco del círculo
- S fuerza resistente a lo largo de L

En el cálculo del factor de seguridad anterior se está despreciando el efecto del flujo de agua a través del corazón de arcilla. En el presente análisis de estabilidad se consideró la fuerza de flujo, F_F como se indica en la Fig. 6.1b.

$$F_F = \gamma_w i A \quad (1)$$

Donde:

- γ_w peso volumétrico del agua
- i gradiente hidráulico
- A área por debajo de la línea superior de flujo y el círculo de falla

La fuerza de flujo, F_F , actúa en el centroide de la masa de suelo por debajo de la línea superior de flujo y el círculo de falla. El momento actuante que produce esta fuerza

de flujo esta dado por $F_F \times B_M$ (ver fig. 6.1b). Por tanto, el factor de seguridad considerando la fuerza de flujo, F_{SF} , está dada por:

$$F_{SF} = \frac{\text{momento resistente con respecto a } O}{\text{momento actuante con respecto a } O} = \frac{S(\text{arco}(ABC))R}{WL_1 + k_h WL_2 + F_F B_M} \quad (6.2)$$

En el Apéndice 2, se presenta de una forma detallada los cálculos necesarios para obtener la fuerza de flujo, F_F , y su brazo de palanca, B_M , y por consiguiente con el producto de ambos se obtiene el momento actuante producido por la fuerza de flujo. Se desarrolló un programa de computadora para realizar todos los cálculos necesarios para obtener el factor de seguridad considerando la fuerza de flujo.

Se asume que si el factor de seguridad F_{SF} es mayor o igual a 1, la superficie de falla es estable.

Para cada presa se analizaron 10 diferentes círculos de falla, todos ellos parten del extremo izquierdo de la corona (aguas arriba) y son tangentes a las elevaciones 0.1H a 1.0H, como se muestran en la fig. 6.2. El material idealizado como homogéneo que constituye la presa se consideró que tenía un comportamiento puramente friccionante. Es decir, $S = \sigma \tan \phi$. Como se tiene incertidumbre en los valores del ángulo de fricción ϕ , se analizó la estabilidad de las presas considerando ángulos de fricción variando entre 20° y 60°.

El coeficiente sísmico que se consideró en cada círculo se obtuvo a partir del valor más alto de la aceleración máxima en la cresta de los 18 o más análisis realizados para cada presa. Para asignar el coeficiente sísmico a cada círculo de falla, se consideró una variación lineal entre la aceleración máxima en la base de la presa (S_{a1}) y la aceleración máxima en la cresta (S_{a2}), a partir de esta suposición se obtuvo la aceleración promedio entre (S_{a2}) y la aceleración que se tiene en el punto tangente a la base del círculo y la horizontal (S_{a1}), como se muestra en la fig 6.3. Esta aceleración promedio ($S_{a_{prom}}$) se aplica en el centroide de la rebanada formada por el arco de círculo, la pendiente y la corona de la presa, como se indica en la fig 6.3.

5.2 Resultados

Los resultados del análisis de estabilidad de las diez presas de tierra y enrocamiento se presentan en las figs. 6.4 a 6.43. En estas gráficas se tienen dos análisis diferentes. En el primero, se supuso un ángulo de fricción, $\phi = 35^\circ$ independiente de los esfuerzos confinantes y se analizaron diez círculos de falla ubicados a $Y/H = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9$ y 1, donde Y, parte de la corona de la presa y se incrementa hacia su cimentación (ver fig. 6.2). Un círculo con $Y/H = 1$, indica que es tangente a la base de la presa, con esta información se graficó la variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad de la presa (Y/H), como se indica en la gráfica 6.5. En esta figura se presentan dos curvas de variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad, la curva con línea continua corresponde al factor de seguridad pseudoestático sin considerar la fuerza de flujo (F_S) y con línea discontinua el factor de

seguridad pseudoestático considerando la fuerza de flujo (F_{SF}). En el segundo análisis, primeramente, basándose en la información de la gráfica anterior se obtuvieron los factores de seguridad pertenecientes a los tres niveles de análisis más desfavorables de la presa o los que por su representación gráfica necesitaban un análisis más profundo (estos tres círculos se utilizaron para el cálculo de la pérdida de bordo libre), a continuación, se procedió a analizar para diferentes ángulos de fricción (20° , 25° , 30° , 35° , 40° , 45° , 50° , 55° y 60°) estos tres valores de Y/H y uno más perteneciente al nivel de análisis resultante de dividir el bordo libre de diseño entre la altura de la presa ($B.L./H$). Los resultados de este segundo análisis se presentan gráficamente en la figura 6.4, además, en ella se muestra una línea horizontal denominada como F.S. mínimo, esto indica que es el factor de seguridad pseudoestático mínimo aceptable con los procedimientos de análisis usados en esta etapa de evaluación de la seguridad de las presas. Este F.S. mínimo depende de la pendiente del talud y su relación con el factor de seguridad proveniente de los resultados de un análisis de elementos finitos que se presenta en la fig. 7.2. Los F.S. mínimos para pendientes de 2:1, 2.5:1 y 3:1 son 0.906, 0.92, 0.96, respectivamente. Los valores graficados en las figuras, por ejemplo, 6.4 y 6.5, se presentan en forma tabular en la parte superior de las mismas.

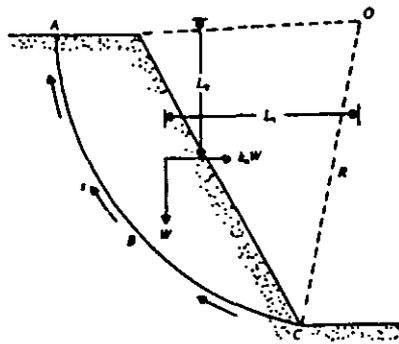


Fig. 6.1a Análisis de estabilidad pseudoestático (Das, 1993)

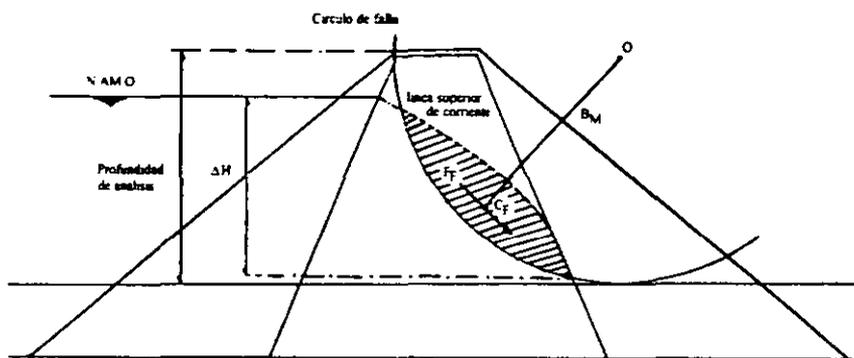


Fig. 6.1b Análisis de estabilidad pseudoestático considerando fuerza de flujo

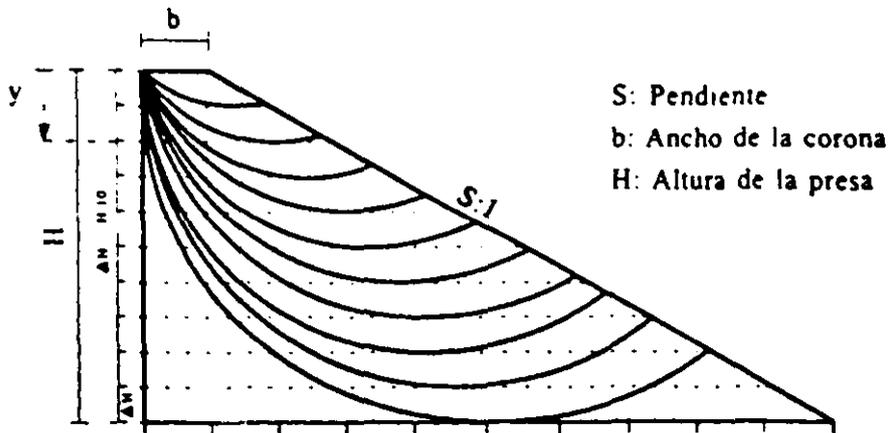


Fig 6.2 Modelo utilizado para realizar el análisis de estabilidad pseudoestático

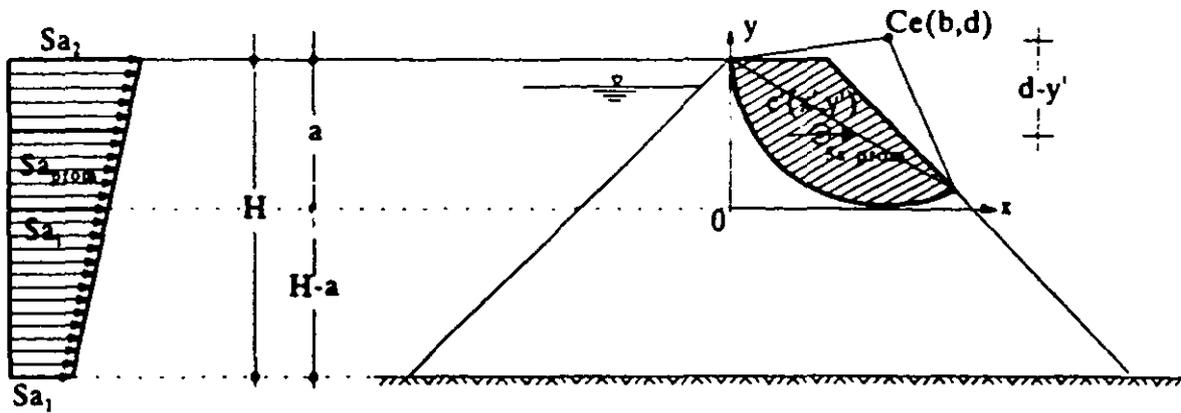


Fig 6.3 Obtención del coeficiente sísmico promedio aplicado al centro de gravedad de la rebanada analizada

A continuación se reportan los resultados del análisis de estabilidad pseudoestático para cada una de las diez presas.

5.2.1 Presa Presidente Adolfo López Mateos (El Humaya)

La estabilidad de esta presa está asegurada para un ángulo de fricción de $\phi = 35^\circ$, para $Tr = 100$ y 200 años. Los factores de seguridad mínimos calculados para esta condición en la cual ϕ tiene un valor único y constante de 35° , fueron de 1.55 y 1.50, para $Tr = 100$ y 200 años, los cuales se reportan en las figs. 6.5 y 6.7, respectivamente. Los ángulos de fricción mínimos para que la presa sea estable son de $\phi = 22^\circ$ y $\phi = 24^\circ$, para periodos de retorno de 100 y 200 años, como se muestra en las figs. 6.4 y 6.6, respectivamente. Estos últimos valores de ϕ se obtuvieron de la intersección de la línea horizontal correspondiente al F.S. mínimo y la curva correspondiente al nivel de análisis que presentaba el valor más alto del ángulo de fricción al cortar dicha línea.

5.2.2 Presa Adolfo Ruíz Cortines (Mocúzari)

La estabilidad de esta presa está asegurada para un ángulo de fricción de $\phi = 35^\circ$, para $Tr = 100$ y 200 años. Los factores de seguridad mínimos calculados para esta condición en la cual ϕ tiene un valor único y constante de 35° , fueron de 1.59 y 1.52, para $Tr = 100$ y 200 años, los cuales se reportan en las figs. 6.9 y 6.11, respectivamente. Los ángulos de fricción mínimos para que la presa sea estable son de $\phi = 23^\circ$ y $\phi = 24^\circ$, para periodos de retorno de 100 y 200 años, como se muestra en las figs. 6.8 y 6.10, respectivamente.

5.2.3 Presa Madín

La estabilidad de esta presa está asegurada para un ángulo de fricción de $\phi = 35^\circ$, para $Tr = 100$ y 200 años. Los factores de seguridad mínimos calculados para esta condición en la cual ϕ tiene un valor único y constante de 35° , fueron de 1.36 y 1.25, para $Tr = 100$ y 200 años, los cuales se reportan en las figs. 6.13 y 6.15, respectivamente. Los ángulos de fricción mínimos para que la presa sea estable son de $\phi = 25^\circ$ y $\phi = 27^\circ$, para periodos de retorno de 100 y 200 años, como se muestra en las figs. 6.12 y 6.14, respectivamente.

5.2.4 Presa Miguel de la Madrid Hurtado (Cerro de Oro)

La estabilidad de esta presa está asegurada para un ángulo de fricción de $\phi = 35^\circ$, para $Tr = 100$ y 200 años. Los factores de seguridad mínimos calculados para esta condición en la cual ϕ tiene un valor único y constante de 35° , fueron de 1.20 y 1.10, para $Tr = 100$ y 200 años, los cuales se reportan en las figs. 6.17 y 6.19, respectivamente. Los ángulos de fricción mínimos para que la presa sea estable son de $\phi = 28^\circ$ y $\phi = 30^\circ$, para

periodos de retorno de 100 y 200 años. como se muestra en las figs. 6.16 y 6.18, respectivamente.

5.2.5 Presa Presidente Alemán (Temascal)

La estabilidad de esta presa está asegurada para un ángulo de fricción de $\phi = 35^\circ$, para $Tr = 100$ y 200 años. Los factores de seguridad mínimos calculados para esta condición en la cual ϕ tiene un valor único y constante de 35° , fueron de 1.01 y 0.96, para $Tr = 100$ y 200 años, los cuales se reportan en las figs. 6.21 y 6.23, respectivamente. Los ángulos de fricción mínimos para que la presa sea estable son de $\phi = 32.5^\circ$ y $\phi = 34^\circ$, para periodos de retorno de 100 y 200 años, como se muestra en las figs. 6.20 y 6.22, respectivamente.

5.2.6 Presa La Purisima

La estabilidad de esta presa está asegurada para un ángulo de fricción de $\phi = 35^\circ$, para $Tr = 100$ y 200 años. Los factores de seguridad mínimos calculados para esta condición en la cual ϕ tiene un valor único y constante de 35° , fueron de 1.72 y 1.68, para $Tr = 100$ y 200 años, los cuales se reportan en las figs. 6.25 y 6.27, respectivamente. Los ángulos de fricción mínimos para que la presa sea estable son de $\phi = 21^\circ$ y $\phi = 22^\circ$, para periodos de retorno de 100 y 200 años, como se muestra en las figs. 6.24 y 6.26, respectivamente.

5.2.7 Presa Solís

La estabilidad de esta presa está asegurada para un ángulo de fricción de $\phi = 35^\circ$, para $Tr = 100$ y 200 años. Los factores de seguridad mínimos calculados para esta condición en la cual ϕ tiene un valor único y constante de 35° , fueron de 1.29 y 1.22, para $Tr = 100$ y 200 años, los cuales se reportan en las figs. 6.29 y 6.31, respectivamente. Los ángulos de fricción mínimos para que la presa sea estable son de $\phi = 26^\circ$ y $\phi = 28^\circ$, para periodos de retorno de 100 y 200 años, como se muestra en las figs. 6.28 y 6.30, respectivamente.

PRESA HUMAYA

TR = 100 AÑOS

CASO 2

ANGULO DE FRICCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H 0.20	Y/H 0.70	Y/H 1.0	B.L/H 0.029
20.0	0.938	0.838	0.808	1.440
25.0	1.202	1.073	1.036	1.845
30.0	1.488	1.329	1.282	2.285
35.0	1.805	1.612	1.555	2.771
40.0	2.163	1.931	1.864	3.321
45.0	2.577	2.301	2.221	3.958
50.0	3.072	2.743	2.647	4.717
55.0	3.681	3.287	3.172	5.652
60.0	4.464	3.986	3.847	6.855

PRESA EL HUMAYA

Y/H	FS	FS1
0.029	2.771	2.771
0.100	1.912	1.912
0.200	1.805	1.805
0.300	1.806	1.806
0.400	1.822	1.815
0.500	1.841	1.703
0.600	1.859	1.647
0.700	1.876	1.612
0.800	1.893	1.587
0.900	1.908	1.569
1.000	1.923	1.555

TR = 100 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

61

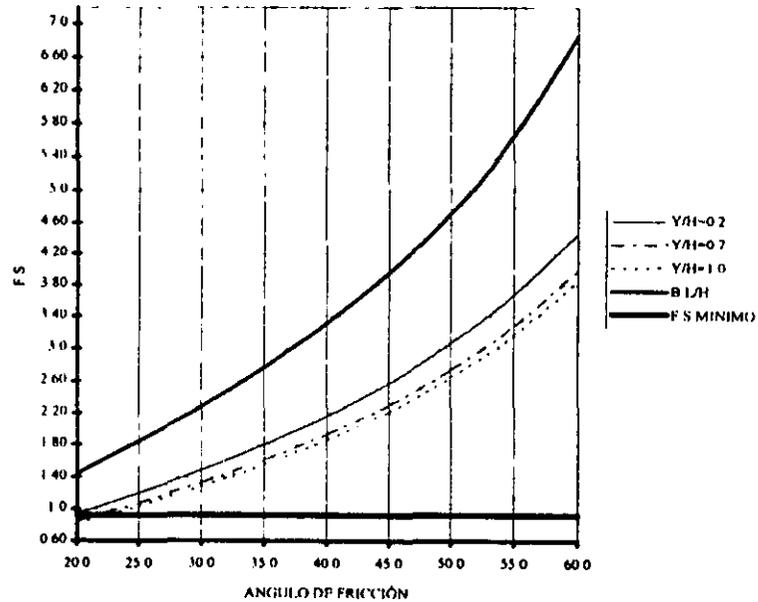


Fig. 6.4 Variación del factor de seguridad seudoestático con el ángulo de fricción para $Y/H = 0.2, 0.9, 1.0$ y $B.L/H$. Presa Humaya, periodo de retorno de 100 años considerando fuerzas de flujo.

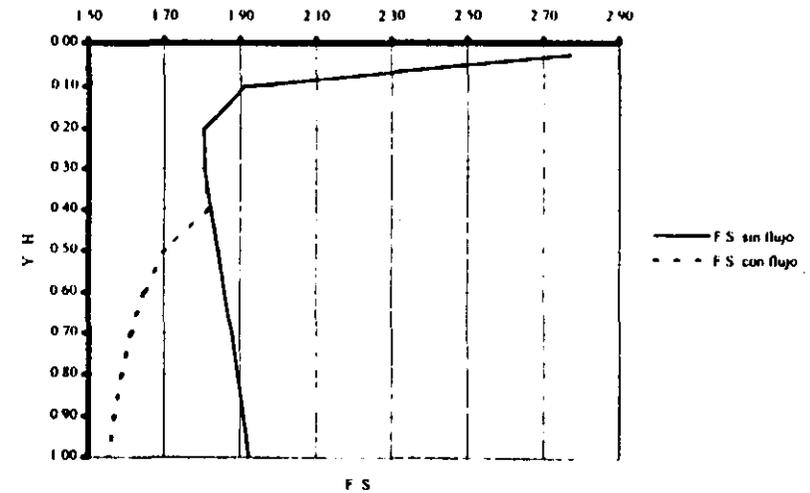


Fig. 6.5 Variación del factor de seguridad seudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y periodo de retorno de 100 años. Presa Temascal.

PRESA HUMAYA

TR = 200 AÑOS

CASO 2

ÁNGULO DE FRICCION	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H 0.20	Y/H 0.70	Y/H 1.0	B1/H 0.029
20.0	0.888	0.830	0.814	1.262
25.0	1.137	1.064	1.042	1.617
30.0	1.408	1.317	1.291	2.001
35.0	1.708	1.597	1.565	2.427
40.0	2.047	1.914	1.876	2.909
45.0	2.439	2.281	2.236	3.467
50.0	2.907	2.718	2.664	4.131
55.0	3.483	3.257	3.193	4.951
60.0	4.225	3.950	3.872	6.004

PRESA EL HUMAYA

Y/H	F.S.	F.S1
0.029	2.427	2.427
0.100	1.782	1.782
0.200	1.708	1.708
0.300	1.718	1.718
0.400	1.739	1.739
0.500	1.761	1.664
0.600	1.783	1.622
0.700	1.805	1.597
0.800	1.825	1.582
0.900	1.845	1.572
1.000	1.864	1.565

TR = 200 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

62

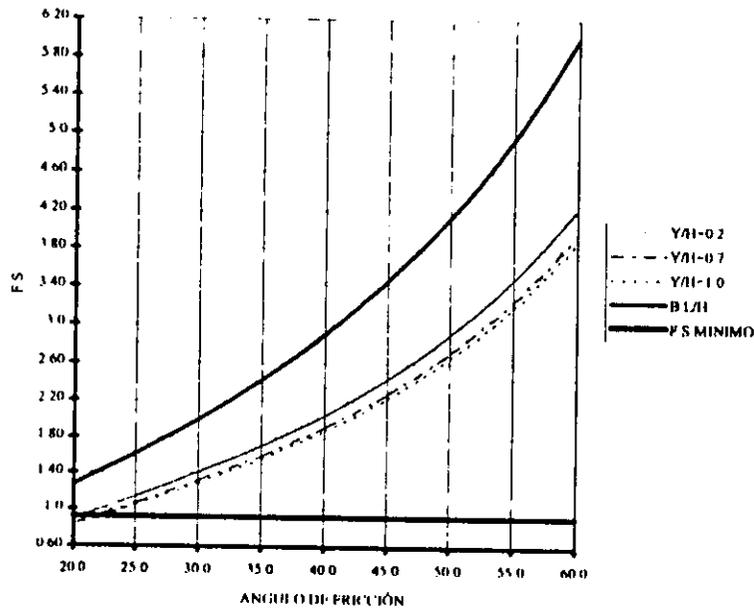


Fig. 6.6 Variación del factor de seguridad pseudoestático con el ángulo de fricción para $Y/H = 0.2, 0.7, 1.0$ y $B1/H$. Presa El Humaya, periodo de retorno de 200 años considerando fuerzas de flujo.

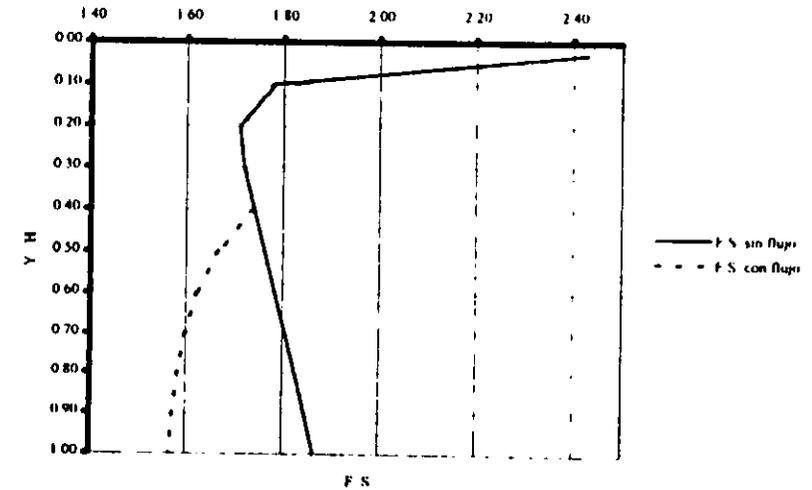


Fig. 6.7 Variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y periodo de retorno de 200 años. Presa Temascal.

PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES

TR = 100 AÑOS

CASO 2

ÁNGULO DE FRICCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H 0.20	Y/H 0.70	Y/H 1.0	B.L/H 0.042
20.0	0.980	0.857	0.827	1.494
25.0	1.255	1.098	1.060	1.913
30.0	1.554	1.360	1.312	2.369
35.0	1.885	1.649	1.591	2.873
40.0	2.258	1.976	1.907	3.443
45.0	2.691	2.355	2.272	4.101
50.0	3.208	2.807	2.708	4.890
55.0	3.844	3.364	3.245	5.860
60.0	4.662	4.080	3.936	7.107

PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES

Y/H	FS	FS F
0.042	2.873	2.873
0.100	2.101	2.101
0.200	1.885	1.885
0.300	1.855	1.855
0.400	1.859	1.859
0.500	1.871	1.743
0.600	1.885	1.685
0.700	1.900	1.649
0.800	1.914	1.624
0.900	1.927	1.606
1.000	1.940	1.591

TR = 100 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

63

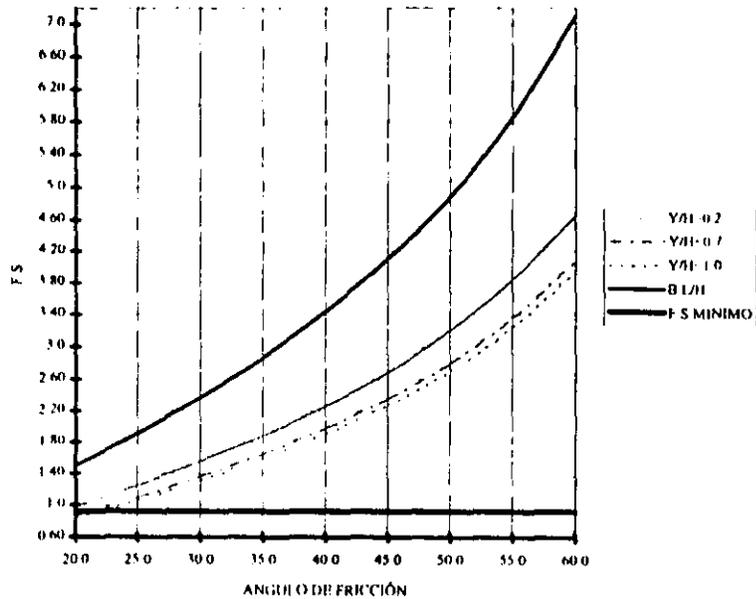


Fig. 6.8 Variación del factor de seguridad pseudoestático con el ángulo de fricción para $Y/H = 0.2, 0.7, 1.0$ y $B.L/H$. Presa Adolfo Ruiz Cortines, periodo de retorno de 100 años, considerando fuerzas de flujo.

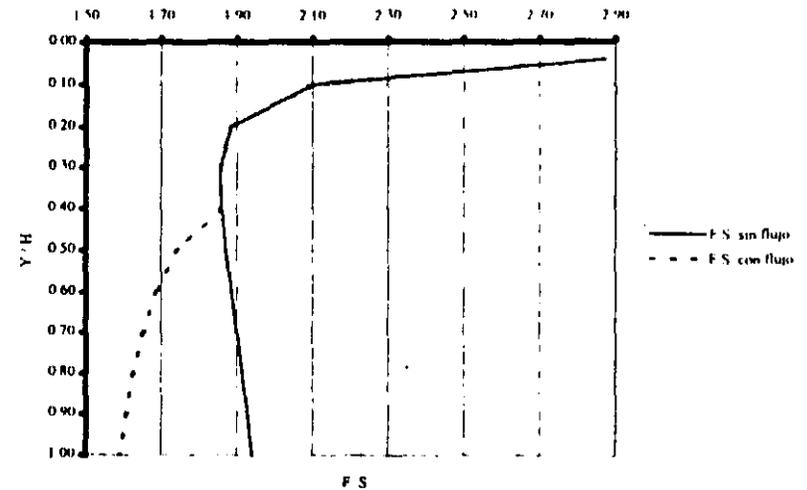


Fig. 6.9 Variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y periodo de retorno de 100 años. Presa Adolfo Ruiz Cortines

PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES

TR = 200 AÑOS

CASO 2

ANGULO DE FRICCION	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H 0.20	Y/H 0.70	Y/H 1.0	B.L/H
20.0	0.902	0.813	0.791	1.278
25.0	1.156	1.042	1.014	1.637
30.0	1.431	1.290	1.255	2.027
35.0	1.735	1.564	1.522	2.459
40.0	2.079	1.874	1.824	2.947
45.0	2.478	2.234	2.174	3.512
50.0	2.953	2.662	2.591	4.185
55.0	3.539	3.190	3.105	5.015
60.0	4.292	3.869	3.766	6.082

PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES

Y/H	F.S.	F.S.I
0.042	2.459	2.459
0.100	1.893	1.893
0.200	1.735	1.735
0.300	1.721	1.721
0.400	1.733	1.733
0.500	1.750	1.639
0.600	1.769	1.592
0.700	1.787	1.564
0.800	1.805	1.545
0.900	1.822	1.532
1.000	1.839	1.522

TR = 200 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

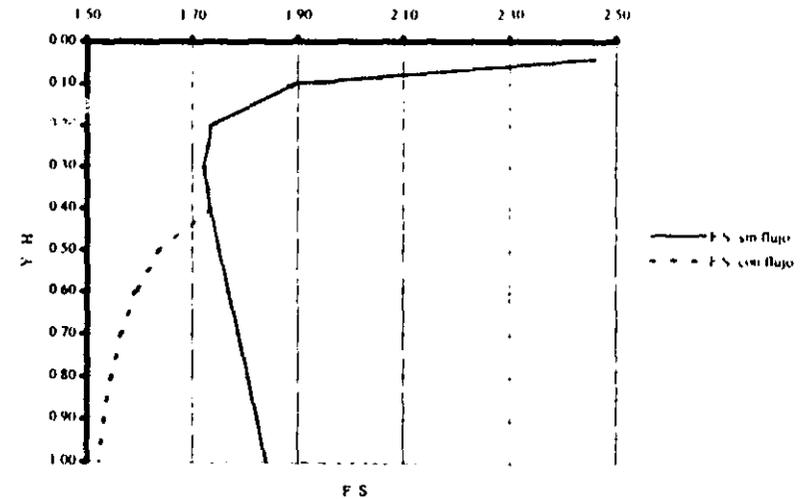
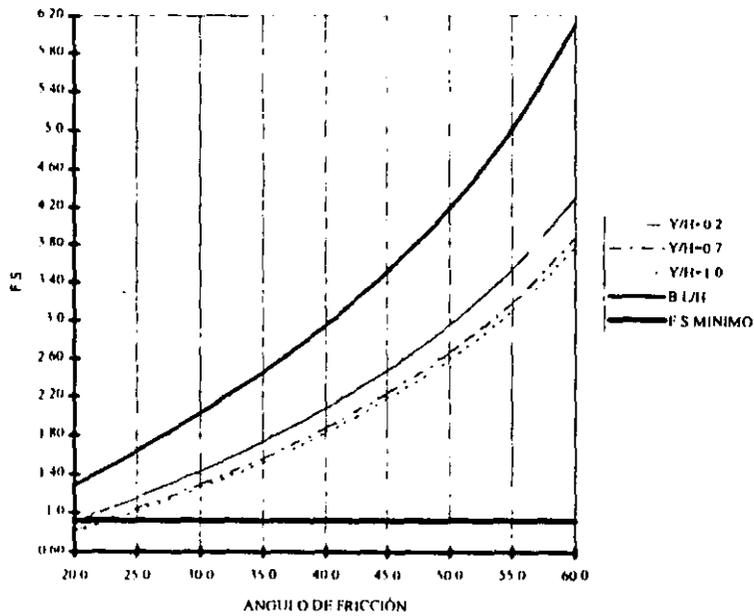


Fig. 6.10 Variación del factor de seguridad seudoestático con el ángulo de fricción para $Y/H = 0.2, 0.7, 1.0$ y $B.L/H$. Presa Adolfo Ruiz Cortines, periodo de retorno de 200 años, considerando fuerzas de flujo.

Fig. 6.11 Variación del factor de seguridad seudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y periodo de retorno de 200 años. Presa Adolfo Ruiz Cortines.

PRESA MADÍN

FR = 100 AÑOS

CASO 2

ÁNGULO DE FRICCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H 0.20	Y/H 0.50	Y/H 1.0	B.L/H
20.0	0.730	0.707	0.746	0.915
25.0	0.936	0.906	0.956	1.172
30.0	1.159	1.122	1.184	1.451
35.0	1.405	1.360	1.436	1.760
40.0	1.684	1.630	1.721	2.109
45.0	2.007	1.943	2.051	2.514
50.0	2.392	2.315	2.444	2.996
55.0	2.866	2.775	2.928	3.590
60.0	3.476	3.365	3.552	4.354

PRESA MADÍN

Y/H	F.S.	F.S.I
0.014	1.760	1.760
0.100	1.458	1.458
0.200	1.405	1.405
0.300	1.422	1.422
0.400	1.450	1.372
0.500	1.482	1.360
0.600	1.514	1.366
0.700	1.546	1.379
0.800	1.579	1.396
0.900	1.611	1.415
1.000	1.644	1.436

TR = 100 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

65

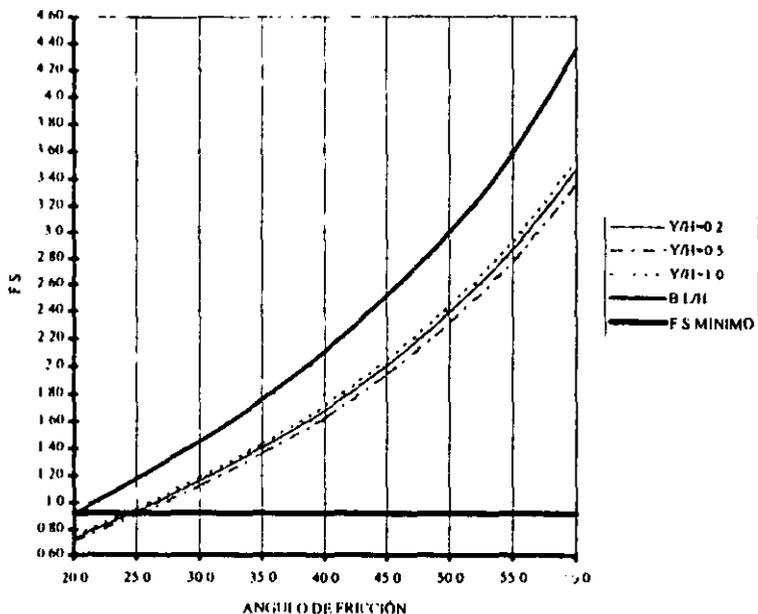


Fig. 6.12 Variación del factor de seguridad pseudoestático con el ángulo de fricción para $Y/H = 0.2, 0.5, 1.0$ y $B.L/H$. Presa Madín, periodo de retorno de 100 años considerando fuerzas de flujo.

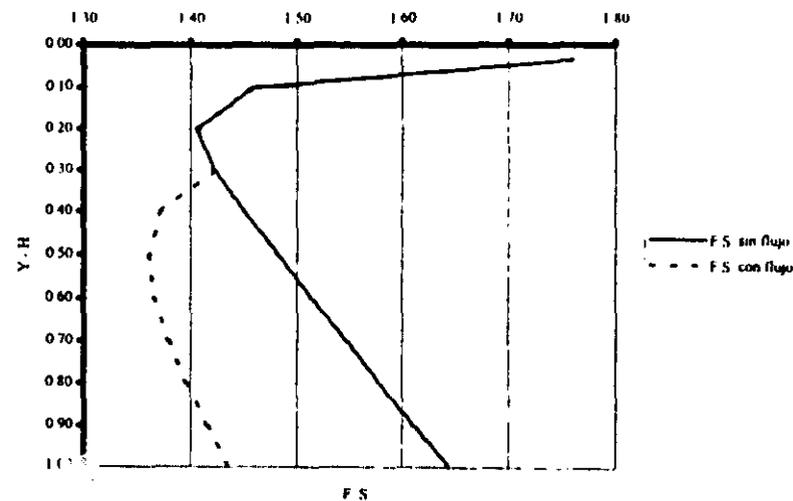


Fig. 6.13 Variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y periodo de retorno de 100 años. Presa Madín.

PRESA MADÍN

TR 200 AÑOS

CASO 2

ÁNGULO DE FRICCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H 0.20	Y/H 0.50	Y/H 1.0	BL/H
20.0	0.659	0.651	0.698	0.781
25.0	0.844	0.834	0.894	1.0
30.0	1.045	1.033	1.107	1.239
35.0	1.267	1.253	1.343	1.502
40.0	1.519	1.502	1.609	1.80
45.0	1.810	1.790	1.917	2.146
50.0	2.157	2.133	2.285	2.557
55.0	2.585	2.556	2.738	3.064
60.0	3.135	3.10	3.321	3.716

PRESA MADÍN

Y/H	F.S.	F.S.F.
0.034	1.502	1.502
0.100	1.293	1.293
0.200	1.267	1.267
0.300	1.291	1.291
0.400	1.323	1.257
0.500	1.356	1.253
0.600	1.389	1.263
0.700	1.422	1.279
0.800	1.455	1.298
0.900	1.489	1.320
1.000	1.523	1.343

TR = 200 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

99

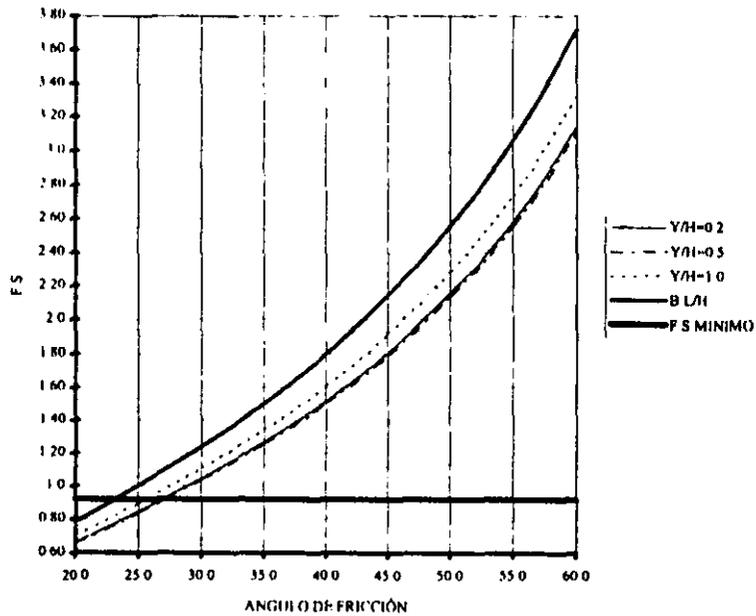


Fig. 6.14 Variación del factor de seguridad seudoestático con el ángulo de fricción para Y/H = 0.2, 0.5, 1.0 y BL/H. Presa Madín, periodo de retorno de 200 años considerando fuerzas de flujo.

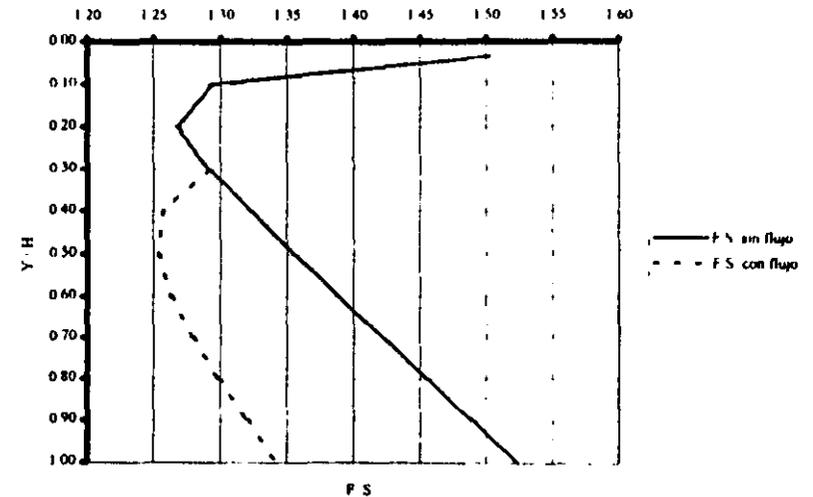


Fig. 6.15 Variación del factor de seguridad seudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y periodo de retorno de 200 años. Presa Madín

PRESA CERRO DE ORO

TR = 100 AÑOS

CASO 2

ANGULO DE FRICCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H 0.20	Y/H 0.60	Y/H 1.0	B.L/H
20.0	0.629	0.670	0.712	0.731
25.0	0.805	0.858	0.912	0.936
30.0	0.997	1.062	1.129	1.159
35.0	1.209	1.288	1.370	1.406
40.0	1.449	1.544	1.641	1.685
45.0	1.727	1.806	1.956	2.008
50.0	2.058	2.193	2.331	2.393
55.0	2.466	2.628	2.793	2.867
60.0	2.991	3.187	3.388	3.478

PRESA CERRO DE ORO

Y/H	F.S.	F.S.F
0.040	1.406	1.406
0.100	1.238	1.238
0.200	1.209	1.209
0.300	1.233	1.233
0.400	1.264	1.264
0.500	1.297	1.280
0.600	1.330	1.288
0.700	1.365	1.304
0.800	1.395	1.321
0.900	1.427	1.345
1.000	1.460	1.370

TR = 100 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

67

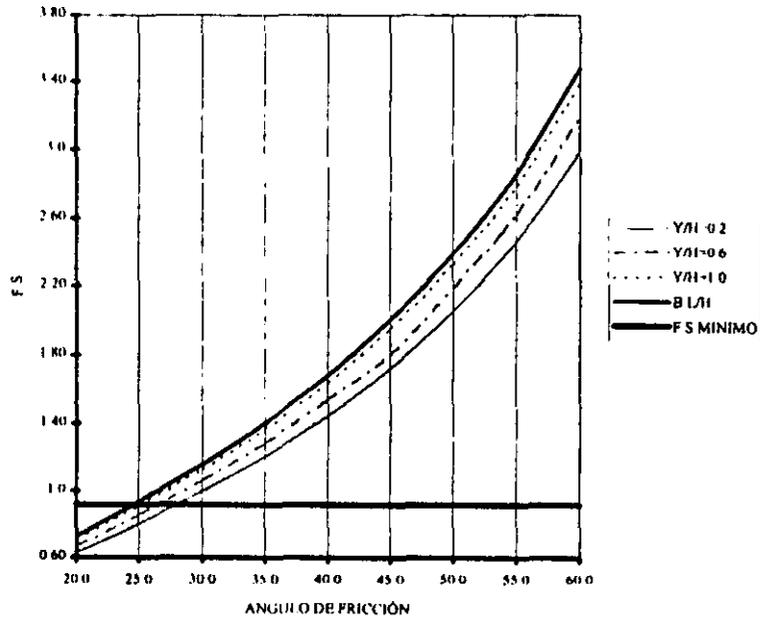


Fig. 6.16 Variación del factor de seguridad pseudoestático con el ángulo de fricción para $Y/H = 0.2, 0.6, 1.0$ y $B.L/H$. Presa Cerro de Oro, periodo de retorno de 100 años considerando fuerzas de flujo.

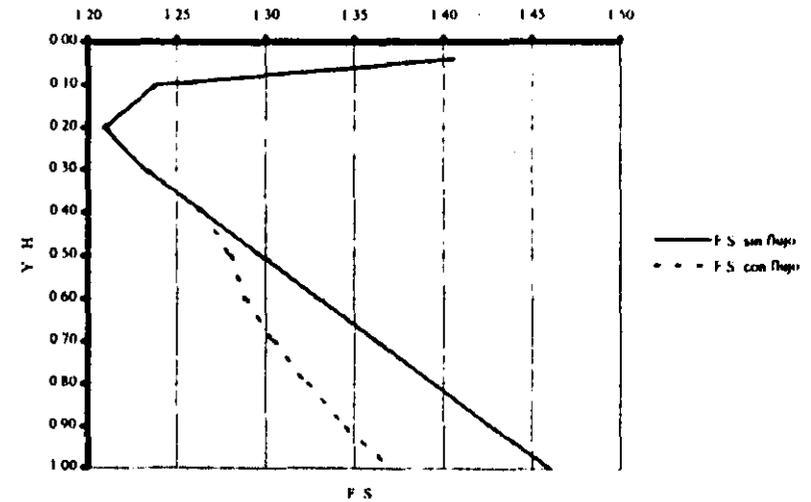


Fig. 6.17 Variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y periodo de retorno de 100 años. Presa Cerro de Oro.

PRESA CERRO DE ORO

TR = 200 AÑOS

CASO 2

ÁNGULO DE FRICCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H = 0.20	Y/H = 0.60	Y/H = 1.0	B.L/H
20.0	0.571	0.619	0.665	0.636
25.0	0.731	0.793	0.851	0.814
30.0	0.905	0.982	1.054	1.008
35.0	1.098	1.191	1.279	1.223
40.0	1.316	1.427	1.532	1.465
45.0	1.568	1.656	1.826	1.746
50.0	1.869	2.027	2.176	2.081
55.0	2.239	2.429	2.608	2.494
60.0	2.716	2.945	3.163	3.025

PRESA CERRO DE ORO

Y/H	F S	F S F
0.040	1.221	1.221
0.100	1.107	1.107
0.200	1.098	1.098
0.300	1.126	1.126
0.400	1.160	1.160
0.500	1.193	1.179
0.600	1.226	1.191
0.700	1.259	1.209
0.800	1.291	1.230
0.900	1.324	1.253
1.000	1.357	1.279

TR = 200 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

89

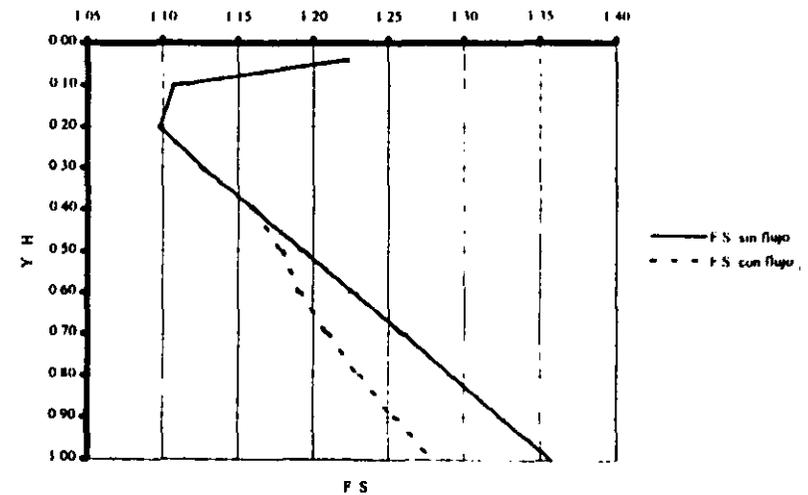
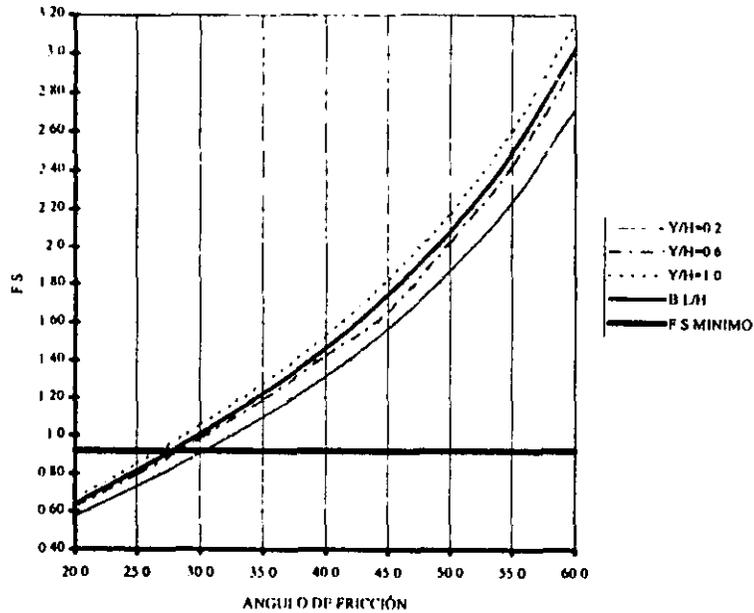


Fig. 6.18 Variación del factor de seguridad pseudoestático con el ángulo de fricción para $Y/H = 0.2, 0.6, 1.0$ y BL/H . Presa Cerro de Oro, periodo de retorno de 200 años considerando fuerzas de flujo.

Fig. 6.19 Variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y periodo de retorno de 200 años. Presa Cerro de Oro.

PRESA TEMASCAL

TR = 100 AÑOS

CASO 2

ANGULO DE FRICCION	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H 0.10	Y/H 0.70	Y/H 1.0	B.L/H 0.046
20.0	0.598	0.532	0.527	0.656
25.0	0.766	0.682	0.676	0.840
30.0	0.949	0.844	0.836	1.040
35.0	1.151	1.024	1.014	1.262
40.0	1.379	1.227	1.216	1.512
45.0	1.643	1.462	1.449	1.802
50.0	1.959	1.743	1.727	2.147
55.0	2.347	2.089	2.069	2.573
60.0	2.847	2.533	2.509	3.121

PRESA TEMASCAL

Y/H	F.S	F.S.F
0.046	1.262	1.262
0.100	1.159	1.159
0.200	1.151	1.151
0.300	1.181	1.181
0.400	1.217	1.079
0.500	1.252	1.048
0.600	1.287	1.033
0.700	1.321	1.024
0.800	1.355	1.019
0.900	1.390	1.016
1.000	1.425	1.014

TR = 100 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

69

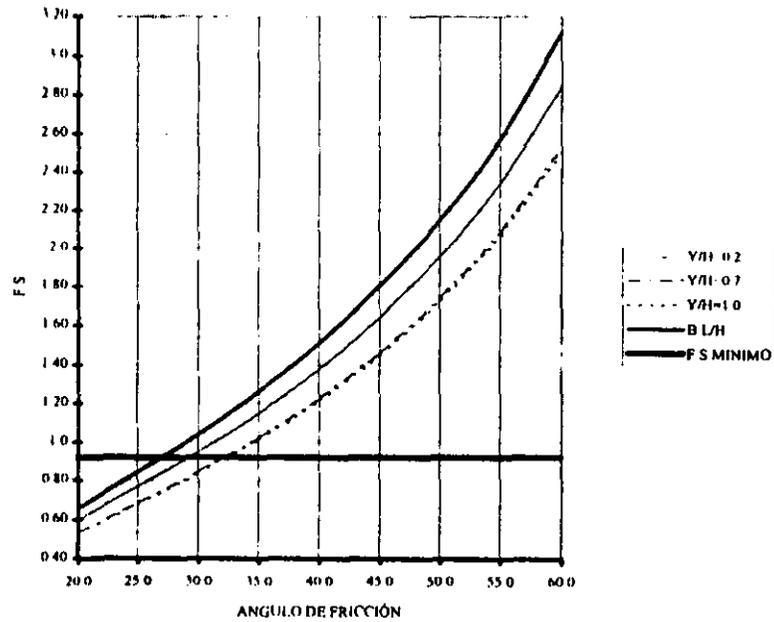


Fig. 6.20 Variación del factor de seguridad seudoestático con el ángulo de fricción para $Y/H = 0.2, 0.7, 1.0$ y BL/H . Presa Temascal, período de retorno de 100 años considerando fuerzas de flujo.

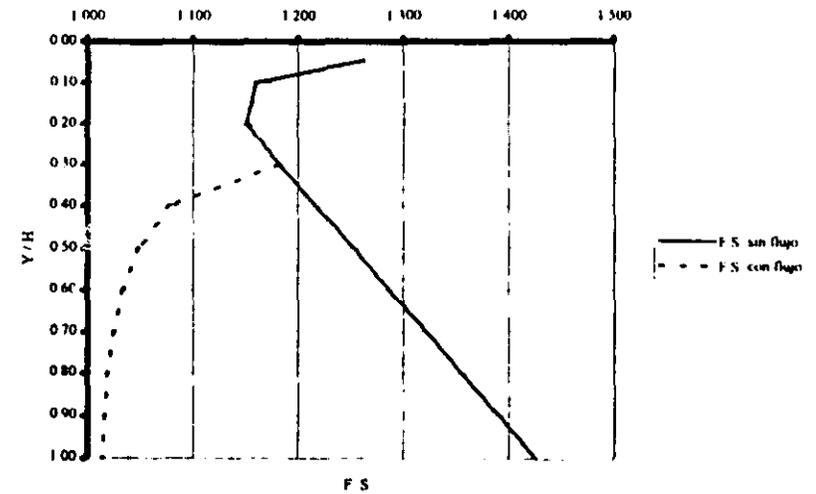


Fig. 6.21 Variación del factor de seguridad seudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y período de retorno de 100 años. Presa Temascal.

PRESA TEMASCAL

TR = 200 AÑOS

CASO 2

ANGULO DE FRICCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H 0.10	Y/H 0.70	Y/H 1.0	B.L/H 0.046
20.0	0.541	0.501	0.501	0.577
25.0	0.693	0.642	0.641	0.739
30.0	0.858	0.794	0.794	0.915
35.0	1.040	0.963	0.963	1.110
40.0	1.247	1.154	1.154	1.330
45.0	1.486	1.376	1.375	1.585
50.0	1.771	1.640	1.639	1.888
55.0	2.122	1.965	1.964	2.263
60.0	2.574	2.383	2.382	2.745

PRESA TEMASCAL

Y/H	FS	F.S.F
0.046	1.110	1.110
0.100	1.040	1.040
0.200	1.047	1.047
0.300	1.081	1.081
0.400	1.118	1.000
0.500	1.153	0.978
0.600	1.188	0.968
0.700	1.222	0.963
0.800	1.256	0.961
0.900	1.291	0.961
1.000	1.326	0.961

TR = 200 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

70

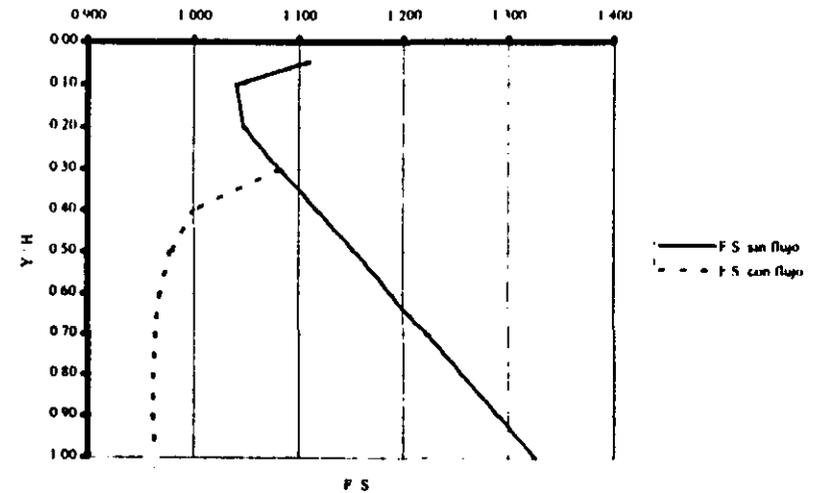
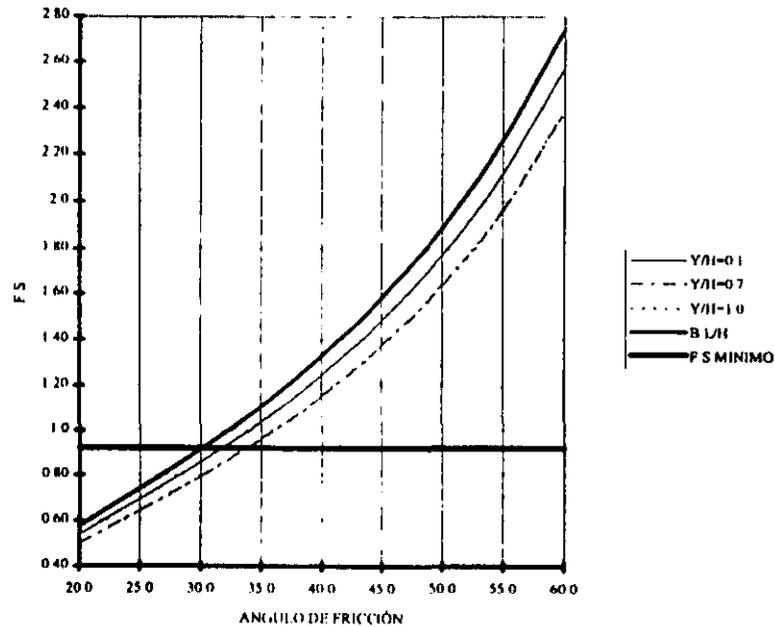


Fig. 6.22 Variación del factor de seguridad seudoestático con el ángulo de fricción para $Y/H = 0.1, 0.7, 1.0$ y BL/H . Presa Temascal, periodo de retorno de 200 años considerando fuerzas de flujo.

Fig. 6.23 Variación del factor de seguridad seudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y periodo de retorno de 200 años. Presa Temascal.

PRESA PURISIMA

TR = 100 AÑOS

CASO 2

ANGULO DE FRICCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H 0.40	Y/H 0.70	Y/H 1.0	BL/H
20.0	0.951	0.932	0.897	1.653
25.0	1.218	1.194	1.149	2.118
30.0	1.508	1.478	1.423	2.622
35.0	1.829	1.793	1.725	3.180
40.0	2.192	2.149	2.068	3.811
45.0	2.612	2.561	2.464	4.541
50.0	3.113	3.052	2.937	5.412
55.0	3.731	3.657	3.519	6.486
60.0	4.525	4.435	4.268	7.866

PRESA PURISIMA

Y/H	F.S.	F.S.I
0.044	3.180	3.180
0.100	2.297	2.297
0.200	1.932	1.932
0.300	1.848	1.848
0.400	1.829	1.829
0.500	1.832	1.832
0.600	1.844	1.844
0.700	1.859	1.793
0.800	1.876	1.759
0.900	1.894	1.738
1.000	1.912	1.725

TR = 100 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

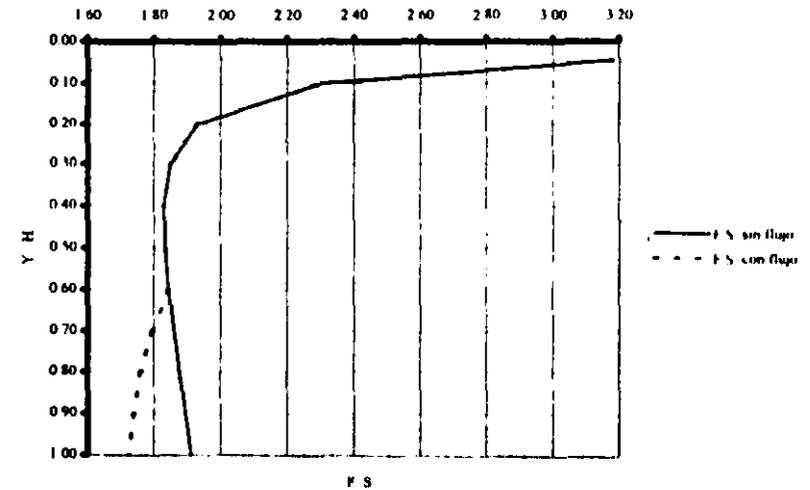
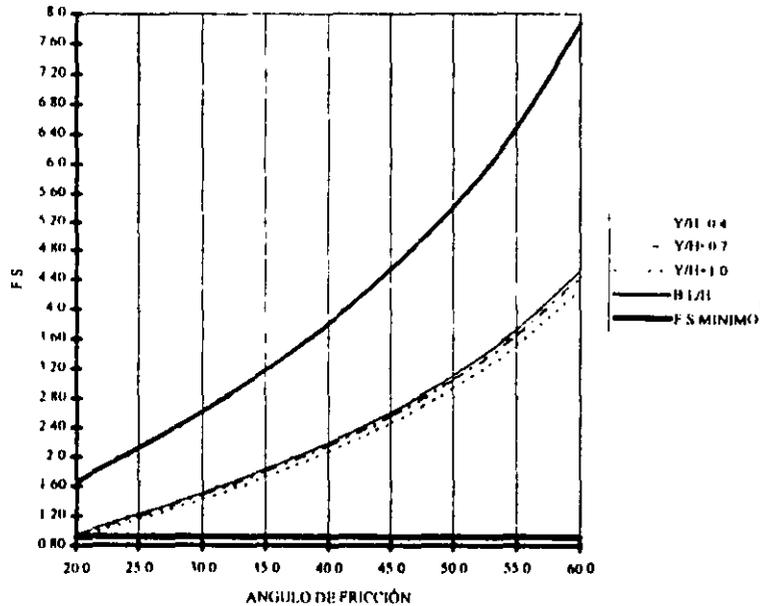


Fig. 6.24 Variación del factor de seguridad pseudoestático con el ángulo de fricción para $Y/H = 0.4, 0.7, 1.0$ y BL/H . Presa Purisima, período de retorno de 100 años considerando fuerzas de flujo.

Fig. 6.25 Variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y período de retorno de 100 años. Presa Purisima.

PRESA PURISIMA

TR = 200 AÑOS

CASO 2

ANGULO DE FRICCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H	Y/H	Y/H	B.L/H
	0.40	0.70	1.0	0.044
20.0	0.913	0.902	0.875	1.489
25.0	1.169	1.156	1.120	1.907
30.0	1.448	1.431	1.387	2.361
35.0	1.756	1.736	1.682	2.864
40.0	2.104	2.080	2.016	3.432
45.0	2.507	2.479	2.403	4.090
50.0	2.988	2.954	2.864	4.874
55.0	3.581	3.540	3.432	5.841
60.0	4.343	4.294	4.162	7.084

PRESA PURISIMA

Y/H	F.S.	F.S.F.
0.044	2.864	2.864
0.100	2.140	2.140
0.200	1.833	1.833
0.300	1.766	1.766
0.400	1.756	1.756
0.500	1.764	1.764
0.600	1.779	1.779
0.700	1.798	1.736
0.800	1.818	1.708
0.900	1.839	1.692
1.000	1.859	1.682

TR = 200 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

72

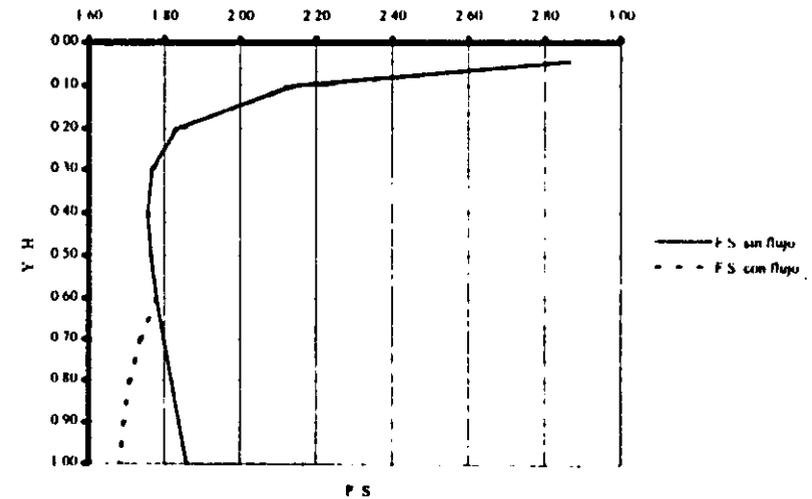
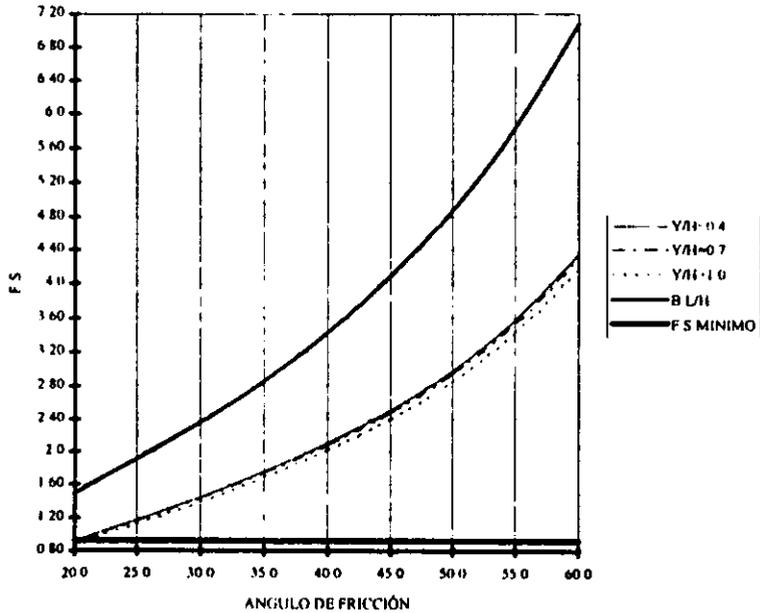


Fig. 6.26 Variación del factor de seguridad seudoestático con el ángulo de fricción para $Y/H = 0.4, 0.7, 1.0$ y BL/H . Presa Purisima, periodo de retorno de 200 años considerando fuerzas de flujo.

Fig. 6.27 Variación del factor de seguridad seudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y periodo de retorno de 200 años. Presa Purisima.

PRESA SOLIS

TR 100 AÑOS

CASO 2

ANGULO DE FRICCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H 0.20	Y/H 0.70	Y/H 1.0	B.L/H 0.058
20.0	0.856	0.696	0.670	1.044
25.0	1.096	0.892	0.859	1.337
30.0	1.357	1.104	1.063	1.655
35.0	1.646	1.339	1.290	2.008
40.0	1.973	1.605	1.545	2.406
45.0	2.351	1.912	1.842	2.867
50.0	2.802	2.279	2.195	3.417
55.0	3.358	2.731	2.630	4.095
60.0	4.072	3.312	3.190	4.966

Y/H	F.S	F.S.F
0.058	2.008	2.008
0.100	1.792	1.792
0.200	1.646	1.646
0.300	1.628	1.628
0.400	1.640	1.640
0.500	1.664	1.429
0.600	1.692	1.372
0.700	1.722	1.339
0.800	1.754	1.317
0.900	1.787	1.301
1.000	1.821	1.290

TR = 100 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

73

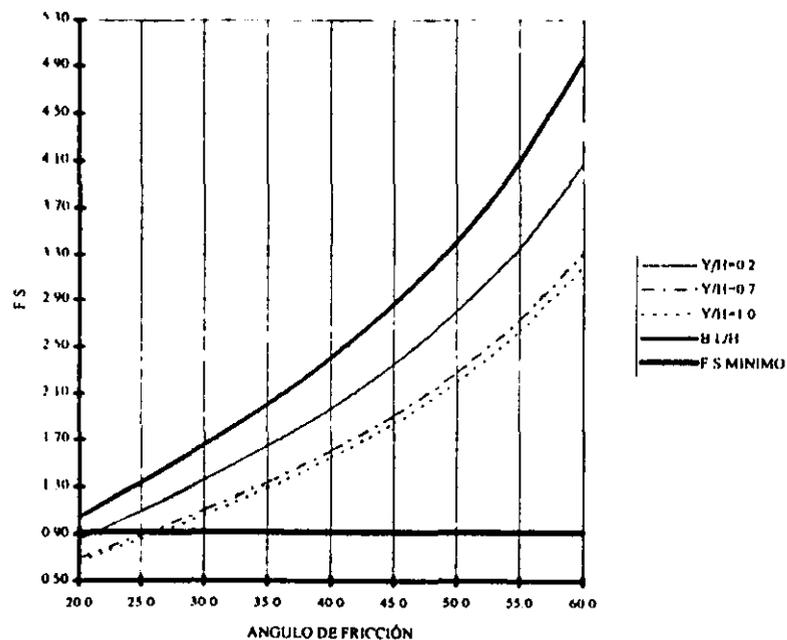


Fig. 6.28 Variación del factor de seguridad seudoestático con el ángulo de fricción para $Y/H = 0.2, 0.7, 1.0$ y BL/H . Presa Solis, periodo de retorno de 100 años considerando fuerzas de flujo.

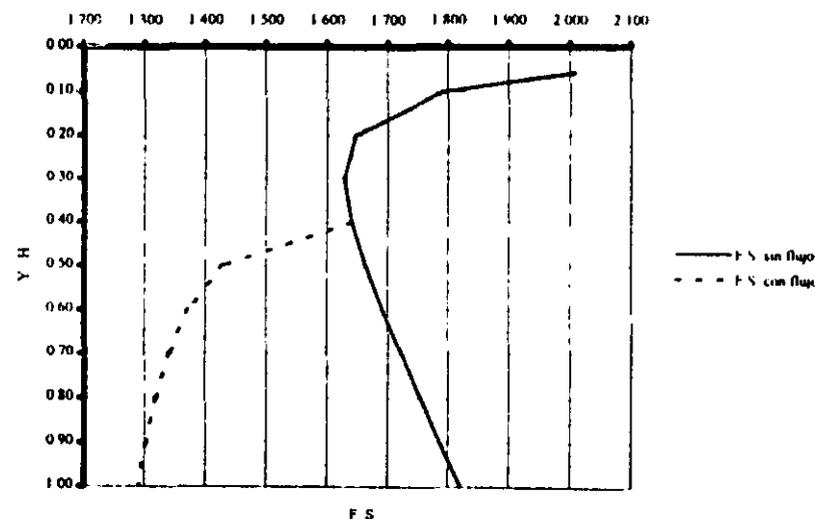


Fig. 6.29 Variación del factor de seguridad seudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y periodo de retorno de 100 años. Presa Solis.

PRESA SOLIS

TR = 200 AÑOS

CASO 2

ANGULO DE FRICCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD CON FLUJO			
	Y/H 0.20	Y/H 0.70	Y/H 1.0	B.L/H 0.058
20.0	0.773	0.653	0.636	0.906
25.0	0.990	0.837	0.815	1.161
30.0	1.226	1.037	1.009	1.437
35.0	1.486	1.257	1.224	1.743
40.0	1.781	1.507	1.467	2.089
45.0	2.123	1.795	1.748	2.489
50.0	2.530	2.140	2.083	2.966
55.0	3.032	2.564	2.496	3.555
60.0	3.677	3.110	3.027	4.311

PRESA SOLIS

Y/H	F.S.	F.S.
0.058	1.743	1.743
0.100	1.587	1.587
0.200	1.486	1.486
0.300	1.481	1.481
0.400	1.500	1.500
0.500	1.527	1.327
0.600	1.557	1.282
0.700	1.589	1.257
0.800	1.622	1.242
0.900	1.657	1.231
1.000	1.692	1.224

TR = 200 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

74

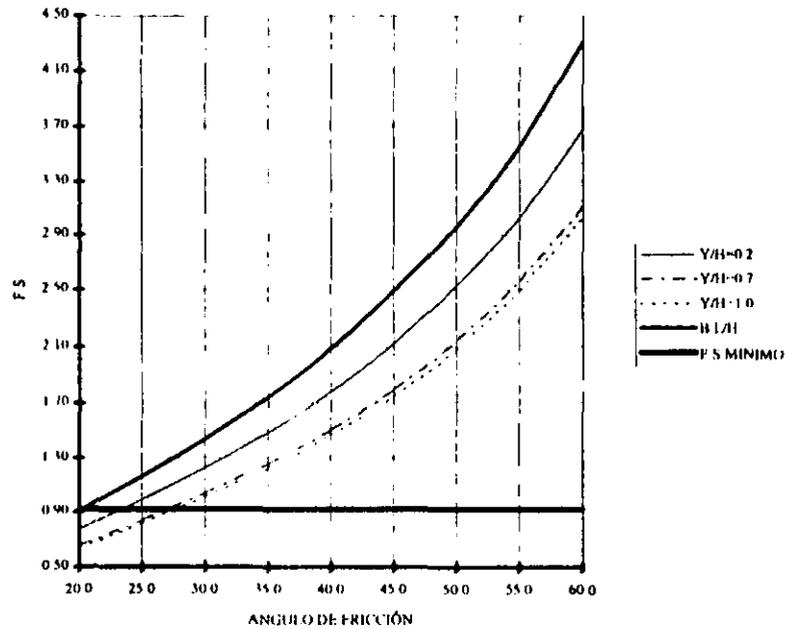


Fig. 6.30 Variación del factor de seguridad seudoestático con el ángulo de fricción para $Y/H = 0.2, 0.7, 1.0$ y $B.L/H$. Presa Solis, periodo de retorno de 200 años considerando fuerzas de flujo.

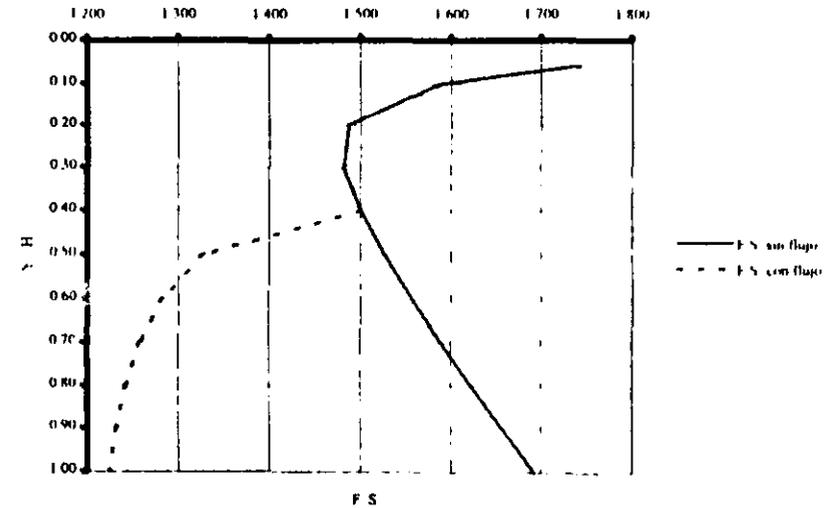


Fig. 6.31 Variación del factor de seguridad seudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de 35° y periodo de retorno de 200 años. Presa Solis.

VI. CÁLCULO DE PERDIDA DE BORDO LIBRE

6.1 Método de análisis

La mayoría de los procedimientos simplificados que se emplean para estimar deformaciones permanentes (entre ellas la pérdida de bordo libre) se basan en el modelo propuesto por Newmark (1965), donde la masa de suelo deslizante se supone que se comporta como un cuerpo rígido que se mueve a lo largo de una superficie de falla definida. Las deformaciones permanentes resultantes se calculan a partir de la historia de aceleraciones en la base. Cuando la aceleración en la base excede la aceleración de fluencia (una aceleración para la cual la superficie potencial de falla tiene un factor de seguridad igual a la unidad), el deslizamiento ocurre a lo largo del plano de falla y la magnitud de los desplazamientos (del bloque rígido) se calculan por doble integración de la historia de aceleraciones. Estos métodos como los de Makdisi y Seed (1978), Ambraseys y Sarma (1967) y Sarma (1975) adolecen de la simplificación de que los deslizamientos ocurren a lo largo de una superficie de falla bien definida. Sin embargo, en la mayoría de los casos (principalmente en las presas de tierra y enrocamiento construidas con técnicas modernas) el desplazamiento total es el resultado de incrementos de deformaciones pequeñas que ocurren en todo el terraplén. Por tanto, es importante considerar este aspecto en los métodos de análisis de deformaciones permanentes.

Reséndiz y Romo (1972) propusieron un procedimiento simplificado para el cálculo de deformaciones permanentes en terraplenes bajo peso propio. Posteriormente, este método fue extendido al caso de carga sísmica en el cual se toman en cuenta las deformaciones locales y se integran en el cálculo de la pérdida de bordo libre por la acción dinámica de los sismos. La siguiente ecuación para calcular el asentamiento de la corona de una presa se derivó suponiendo que tanto el volumen del terraplén como el ancho de su cresta permanecen constantes durante el proceso de deformación (fig. 7.1).

$$\frac{L}{H^2} = \frac{1}{(B+b)} \left[\left\{ \frac{\delta_{\max}}{H} \right\}_u + \left\{ \frac{\delta_{\max}}{H} \right\}_d \right] \quad (7.1)$$

Donde H es la altura del terraplén, B es el ancho de la base del terraplén, b es el ancho de la corona del terraplén, los subíndices u y d denotan aguas arriba y aguas abajo, respectivamente y los valores de (δ_{\max}/H) se calculan con la siguiente ecuación

$$\frac{\delta_{\max}}{H} = \frac{1}{93(F-1)} - \frac{1}{535(F-1)^2} + \frac{1}{9310(F-1)^3} \quad (7.2)$$

Donde F es el factor de seguridad obtenido con el método del elemento finito, el cual está relacionado con factores de seguridad calculados con el método pseudoestático a través de la relación mostrada en la fig 7.2.

A la luz de estos comentarios y tomando en cuenta que la capacidad predictiva de este método no es satisfactoria para algunas condiciones de flexibilidad de las cortinas, se

consideró conveniente modificar este procedimiento para mejorar el proceso de integración de los desplazamientos del suelo que ocurren en el cuerpo del terraplén. Una forma sencilla de lograr esto, se presenta a continuación:

- a) El terraplén se divide en rebanadas horizontales como se indica en la fig 7.3. En general, es suficiente con tres o cuatro divisiones.
- b) Se calcula el factor de seguridad pseudoestático para las superficies de falla tangentes a cada plano horizontal seleccionado, como se indica en la fig 7.3. Con estos factores de seguridad pseudoestáticos (convencional) y el talud de la presa se encuentra el factor de seguridad corregido a través de la relación mostrada en la fig. 7.2. Con este factor de seguridad corregido y la ec (7.2) se evalúa δ_{\max}/H para cada superficie de falla. Los valores δ_{\max} se calculan considerando como altura correspondiente, la distancia entre la corona del terraplén y el plano horizontal respectivo.
- c) La pérdida de bordo libre, L , se calcula sumando los efectos de cada rebanada horizontal con la siguiente expresión:

$$L = \sum_{i=1}^n L_i$$

$$L_i = \frac{H_i}{B_i + b_i} \left\{ \left[\delta_{\max}^i \right]_u + \left[\delta_{\max}^i \right]_d \right\} \quad (7.3)$$

donde

- L_i es la pérdida de bordo libre causada por los movimientos en la rebanada i
- H_i es la altura de la rebanada i
- B_i es el ancho de la corona de la rebanada i
- b_i es el ancho de la base de la rebanada i
- δ_{\max}^i es el valor de δ_{\max} para la rebanada i
- n es el número de rebanadas en las que se dividió el terraplén

Existe un gran volumen de evidencia experimental que demuestra que las envolventes de falla de Mohr para suelos granulares son en general curvas y que al aumentarse la presión de confinamiento, σ_3 , aumenta su curvatura (Marsal, 1967; Leps, 1970; Marachi et al, 1972). Este hecho dificulta la selección de un valor único de ϕ que sea representativo del intervalo completo de presiones confinantes existentes en la cortina. Por ejemplo, cerca de los taludes y en la corona la presión confinante es apreciablemente menor que en la parte central del cuerpo de la cortina. Debido a que ϕ disminuye al incrementarse σ_3 , si ϕ se elige usando el valor de σ_3 para la zona central de la cortina, el ángulo de fricción se subestimará en el material cercano a las fronteras geométricas de la cortina. Lo opuesto ocurrirá si ϕ se selecciona de acuerdo con las condiciones de esfuerzos cerca de los taludes de la cortina.

Una forma de solventar esta dificultad es utilizar un ángulo de fricción dependiente de la presión de confinamiento. Una ecuación que reproduce adecuadamente este efecto es (Romo, 1991):

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log \left[\frac{\sigma_3}{P_s} \right] \quad (7.4)$$

Donde ϕ_0 , es el ángulo de fricción para la presión de referencia P_s (1 kg/cm^2) y $\Delta\phi$ es un parámetro que se define para cada material. El efecto de σ_3 y ϕ se muestra en la fig. 7.4 para las diferentes mezclas de la grava-arena, para el caso de la Presa Aguamilpa y en la fig. 7.5 para el enrocamiento de las presas El Infiernillo y Malpaso .

En este trabajo se usaron las ecs (7.2 y 7.3) para calcular la pérdida de bordo libre. Los valores de $\delta_{\text{máx}}$ aguas arriba y aguas abajo, se consideraron iguales, es decir $\{\delta_{\text{máx}}\}_u = \{\delta_{\text{máx}}\}_d$. Se consideraron tres rebanadas diferentes, siendo estas, los tres niveles de análisis presentados en la sección 6.2. Para tomar en cuenta el efecto del esfuerzo confinante en el ángulo de fricción se consideró un límite superior y un límite inferior para estimar la dispersión que muestran los resultados experimentales. Las expresiones utilizadas son las siguientes y corresponden al material de enrocamiento de las presas Aguamilpa y El Infiernillo, presentadas en la fig. 7.5:

Límite superior

$$\phi = 48^\circ - 9 \log \left[\frac{\sigma_3}{P_s} \right] \quad (7.5)$$

Límite inferior

$$\phi = 44.8^\circ - 9 \log \left[\frac{\sigma_3}{P_s} \right] \quad (7.6)$$

Para obtener el esfuerzo σ_3 correspondiente a cada uno de los tres círculos de falla, se obtuvo primero la altura h , la cual se calculó como la línea vertical que pasa por el centro de gravedad de la rebanada y que en su extremo superior intersecta a la corona o el talud exterior la pendiente de la presa y en la parte inferior intersecta al círculo de falla, como se indica en la fig. 7.6. El esfuerzo vertical se obtuvo como:

$$\sigma_v = h \gamma_{\text{eq}} \quad (7.7)$$

Donde

$$\gamma_{\text{eq.}} = 0.6\gamma_{\text{sat}} + 0.4\gamma_{\text{seco}} \quad (7.8)$$

El esfuerzo horizontal se calculó considerando conservadoramente para materiales compactados un coeficiente de tierra en reposo K_0 , de 0.5:

$$\sigma_H = \sigma_3 = 0.5\sigma_v \quad (7.9)$$

Posteriormente, con este valor de σ_3 se obtuvieron dos valores de ϕ con las ecs (7.5 y 7.6), límites superior e inferior, respectivamente. Estos ángulos de fricción se consideraron actuando a todo lo largo de la superficie de falla, y con ello se realizó el análisis seudoestático considerando la fuerza de flujo, encontrando de esta manera el factor de seguridad convencional y a través de la relación mostrada en la fig. 7.2 se obtiene el factor de seguridad correspondiente al que se obtendría con un análisis más completo como el de los elementos finitos. Con este factor de seguridad y la ec. (7.2) se calcula la pérdida de bordo libre debida a las distorsiones en la cortina arriba de ese círculo de falla. Posteriormente, se realiza el mismo análisis para los siguientes dos círculos de falla y se obtiene la pérdida de bordo libre total con la ec. (7.3). Al final de este ejercicio se tienen dos valores de la pérdida de bordo libre, uno superior y otro inferior.

6.2 Resultados

El cálculo de la pérdida de bordo libre para las diez presas analizadas se presenta en las tablas 7.1 a 7.20. En ellas se presentan los resultados para periodos de retorno de 100 y 200 años.

En este análisis se calculó el factor de seguridad seudoestático considerando la fuerza de flujo y tomando en cuenta el efecto del esfuerzo confinante en el ángulo de fricción mediante las ecuaciones 7.5 y 7.6. En las tablas 7.1 a 7.20 el primer renglón corresponde a los valores de ϕ obtenidos usando la ec. 7.5 y el segundo renglón para los valores de ϕ usando la ec. 7.6.

6.2.1 Presa Presidente Adolfo López Mateos (El Humaya)

Esta presa no tiene problemas de pérdida de bordo libre, ya que los valores máximos calculados para periodos de retorno de 100 y 200 años, fueron 24.97cm y 26.80cm, respectivamente, los cuales son menores al bordo libre de diseño. El bordo libre de diseño es de 302cm. Para mayor detalle, consulte las tablas 7.1 y 7.2.

6.2.2 Presa Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari)

El valor de la pérdida de bordo libre máxima para periodos de retorno de 100 y 200 años, fueron 19.09cm y 20.62cm, respectivamente, los cuales son menores al bordo libre de diseño. El bordo libre de diseño es de 339cm. Para mayor detalle, consulte las tablas 7.3 y 7.4.

6.2.3 *Presa Madin*

En esta presa no existen problemas de pérdida de bordo libre, ya que los valores máximos calculados para periodos de retorno de 100 y 200 años, fueron 21.30cm y 23.91cm, respectivamente, los cuales son menores al bordo libre de diseño. El bordo libre de diseño es de 246cm. Para mayor detalle, consulte las tablas 7.5 y 7.6.

6.2.4 *Presa Miguel de la Madrid Hurtado (Cerro de Oro)*

Los máximos valores obtenidos de pérdida de bordo libre para periodos de retorno de 100 y 200 años, fueron 23.43cm y 26.18cm, respectivamente, los cuales son menores al bordo libre de diseño. El bordo libre de diseño es de 280cm. Para mayor detalle, consulte las tablas 7.7 y 7.8.

6.2.5 *Presa Presidente Alemán (Temascal)*

Esta presa no tiene problemas de pérdida de bordo libre, ya que los valores máximos calculados para periodos de retorno de 100 y 200 años, fueron 10.72cm y 11.93cm, respectivamente, los cuales son menores al bordo libre de diseño. El bordo libre de diseño es de 350cm. Para mayor detalle, consulte las tablas 7.9 y 7.10.

6.2.6 *Presa La Purísima*

El valor de la pérdida de bordo libre máxima para periodos de retorno de 100 y 200 años, fueron 9.67cm y 10.11cm, respectivamente, los cuales son menores al bordo libre de diseño. El bordo libre de diseño es de 230cm. Para mayor detalle, consulte las tablas 7.11 y 7.12.

6.2.7 *Presa Solís*

Los máximos valores obtenidos de pérdida de bordo libre para periodos de retorno de 100 y 200 años, fueron 6.99cm y 7.72cm, respectivamente, los cuales son menores al bordo libre de diseño. El bordo libre de diseño es de 300cm. Para mayor detalle, consulte las tablas 7.13 y 7.14.

PRESA ADOLFO LOPEZ MATEOS (EL HUMAYA)

TALUD

2.20 :1

BORDO LIBRE DE DISEÑO

3.02 m

Tabla 7.1 para $Tr = 100$ y ϕ en ambos límites ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD							PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL L (cm)	
						MÉTODO SEUDOESTÁTICO CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO				MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS				
Y/H SUP	ϕ SUP/INF	Y/H MED	ϕ SUP/INF	Y/H INF	ϕ SUP/INF	F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	L (cm)	
0.20	47.69	0.70	43.00	1.00	41.62	SUPERIOR	2.880	2.232	2.066	2.800	2.254	2.114		21.61
0.20	44.49	0.70	39.80	1.00	38.42	INFERIOR	2.576	1.994	1.844	2.544	2.053	1.927		24.97

Tabla 7.2 para $Tr = 200$ y ϕ en ambos límites ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD							PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL L (cm)	
						MÉTODO SEUDOESTÁTICO CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO				MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS				
Y/H SUP	ϕ SUP/INF	Y/H MED	ϕ SUP/INF	Y/H INF	ϕ SUP/INF	F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	L (cm)	
0.20	47.69	0.70	43.00	1.00	41.62	SUPERIOR	2.680	2.127	1.986	2.632	2.165	2.047		23.11
0.20	44.49	0.70	39.80	1.00	38.42	INFERIOR	2.396	1.900	1.773	2.393	1.974	1.867		26.76

PRESA: ADOLFO RUIZ CORTINES

TALUD
2.00 :1

BORDO LIBRE DE DISEÑO
3.39 m

Tabla 7.3 para $Tr = 100$ y ϕ en ambos límites, ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD							PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL L (cm)
						MÉTODO SEUDOESTÁTICO CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO				MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS			
Y/H SUP	ϕ SUP/INF	Y/H MED	ϕ SUP/INF	Y/H INF	ϕ SUP/INF	F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	
0.20	47.58	0.70	43.01	1.00	41.65	SUPERIOR	2.945	2.197	2.021	2.855	2.225	2.076	18.52
0.20	44.38	0.70	39.81	1.00	38.45	INFERIOR	2.633	1.963	1.804	2.592	2.027	1.893	19.09

Tabla 7.4 para $Tr = 200$ y ϕ en ambos límites, ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD							PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL L (cm)
						MÉTODO SEUDOESTÁTICO CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO				MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS			
Y/H SUP	ϕ SUP/INF	Y/H MED	ϕ SUP/INF	Y/H INF	ϕ SUP/INF	F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	
0.20	47.58	0.70	43.01	1.00	41.65	SUPERIOR	2.712	2.084	1.934	2.658	2.129	2.003	17.80
0.20	44.38	0.70	39.81	1.00	38.45	INFERIOR	2.425	1.862	1.726	2.416	1.942	1.828	20.62

PRESA: MADÍN

TALUD

2.25 :1

BORDO LIBRE DE DISEÑO

2.56 m

Tabla 7.5 para $Tr = 100$ y ϕ en ambos límites, ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD							PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL L (cm)
						MÉTODO SEUDOESTÁTICO CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO				MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS			
Y/H	ϕ	Y/H	ϕ	Y/H	ϕ	F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	
SUP	SUP/INF	MED	SUP/INF	INF	SUP/INF								
0.20	48.99	0.50	45.62	1.00	42.98	SUPERIOR	2.308	1.932	1.806	2.318	2.001	1.895	16.34
0.20	45.79	0.50	42.42	1.00	39.78	INFERIOR	2.063	1.728	1.614	2.111	1.829	1.733	21.30

Tabla 7.6 para $Tr = 200$ y ϕ en ambos límites, ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD							PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL L (cm)
						MÉTODO SEUDOESTÁTICO CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO				MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS			
Y/H	ϕ	Y/H	ϕ	Y/H	ϕ	F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	
SUP	SUP/INF	MED	SUP/INF	INF	SUP/INF								
0.20	48.99	0.50	45.62	1.00	42.98	SUPERIOR	2.081	1.784	1.695	2.127	1.876	1.801	20.53
0.20	45.79	0.50	42.42	1.00	39.78	INFERIOR	1.861	1.595	1.514	1.941	1.717	1.649	23.91

PRESA: MIGUEL DE LA MADRID (CERRO DE ORO)

TALUD

2.00 :1

BORDO LIBRE DE DISEÑO

2.80 m

Tabla 7.7 para $Tr = 100$ y ϕ en ambos límites, ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD							PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL
						MÉTODO SEUDOESTÁTICO				MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS			
Y/H	ϕ	Y/H	ϕ	Y/H	ϕ	CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO							
SUP	SUP/INF	MED	SUP/INF	INF	SUP/INF	F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	L (cm)
0.20	48.44	0.60	44.51	1.00	42.56	SUPERIOR	1.948	1.726	1.633	2.014	1.827	1.749	20.09
0.20	45.24	0.60	41.31	1.00	39.36	INFERIOR	1.741	1.543	1.459	1.840	1.673	1.602	23.43

Tabla 7.8 para $Tr = 200$ y ϕ en ambos límites, ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD							PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL
						MÉTODO SEUDOESTÁTICO				MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS			
Y/H	ϕ	Y/H	ϕ	Y/H	ϕ	CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO							
SUP	SUP/INF	MED	SUP/INF	INF	SUP/INF	F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	L (cm)
0.20	48.44	0.60	44.51	1.00	42.56	SUPERIOR	1.769	1.601	1.534	1.863	1.722	1.666	22.41
0.20	45.24	0.60	41.31	1.00	39.36	INFERIOR	1.581	1.431	1.370	1.705	1.579	1.527	26.18

PRESA: PRESIDENTE ALEMÁN (TEMASCAL)

TALUD

2.50 :1

BORDO LIBRE DE DISEÑO

3.50 m

Tabla 7.9 para $Tr = 100$ y ϕ en ambos límites, ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD							PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL
Y/H SUP	ϕ SUP/INF	Y/H MED	ϕ SUP/INF	Y/H INF	ϕ SUP/INF	MÉTODO SEUDOESTÁTICO CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO				MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS			
						F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	L (cm)
0.20	48.86	0.70	44.25	1.00	42.89	SUPERIOR	1.940	1.737	1.753	1.979	1.827	1.839	9.35
0.20	45.66	0.70	41.05	1.00	39.69	INFERIOR	1.734	1.553	1.566	1.824	1.688	1.699	10.72

Tabla 7.10 para $Tr = 200$ y ϕ en ambos límites, ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD							PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL
Y/H SUP	ϕ SUP/INF	Y/H MED	ϕ SUP/INF	Y/H INF	ϕ SUP/INF	MÉTODO SEUDOESTÁTICO CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO				MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS			
						F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	L (cm)
0.20	48.86	0.70	44.25	1.00	42.89	SUPERIOR	1.751	1.601	1.627	1.837	1.725	1.744	10.39
0.20	45.66	0.70	41.05	1.00	39.69	INFERIOR	1.565	1.431	1.454	1.698	1.597	1.614	11.93

PRESA: LA PURISIMA

TALUD

2.00 :1

BORDO LIBRE DE DISEÑO

2.30 m

Tabla 7.11 para $Tr = 100$ y ϕ en ambos límites, ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD						PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL	
Y/H SUP	ϕ SUP/INF	Y/H MED	ϕ SUP/INF	Y/H INF	ϕ SUP/INF	MÉTODO SEUDOESTÁTICO CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO			MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS				
						F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	L (cm)
0.40	47.13	0.70	45.04	1.00	43.74	SUPERIOR	2.814	2.660	2.266	2.745	2.614	2.283	8.41
0.40	43.93	0.70	41.84	1.00	40.54	INFERIOR	2.517	2.378	2.026	2.494	2.377	2.080	9.67

Tabla 7.12 para $Tr = 200$ y ϕ en ambos límites, ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD						PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL	
Y/H SUP	ϕ SUP/INF	Y/H MED	ϕ SUP/INF	Y/H INF	ϕ SUP/INF	MÉTODO SEUDOESTÁTICO CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO			MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS				
						F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	L (cm)
0.40	47.13	0.70	45.04	1.00	43.74	SUPERIOR	2.701	2.572	2.212	2.649	2.540	2.237	8.78
0.40	43.93	0.70	41.84	1.00	40.54	INFERIOR	2.415	2.299	1.977	2.408	2.311	2.039	10.11

PRESA: SOLIS

TALUD

2.50 :1

BORDO LIBRE DE DISEÑO

3.00 m

Tabla 7.13 para $Tr = 100$ y ϕ en ambos límites, ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD							PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL
						MÉTODO SEUDOESTÁTICO				MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS			
Y/H SUP	ϕ SUP/INF	Y/H MED	ϕ SUP/INF	Y/H INF	ϕ SUP/INF	CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO				ELEMENTOS FINITOS			L (cm)
						F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	
0.20	50.16	0.70	45.95	1.00	44.40	SUPERIOR	2.791	2.512	2.268	2.617	2.408	2.225	6.13
0.20	46.98	0.70	42.75	1.00	41.20	INFERIOR	2.494	2.246	2.028	2.394	2.209	2.045	6.99

Tabla 7.14 para $Tr = 200$ y ϕ en ambos límites, ecuaciones (7.5 y 7.6)

ÁNGULO DE FRICCIÓN						FACTOR DE SEGURIDAD							PÉRDIDA DE BORDO LIBRE TOTAL
						MÉTODO SEUDOESTÁTICO				MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS			
Y/H SUP	ϕ SUP/INF	Y/H MED	ϕ SUP/INF	Y/H INF	ϕ SUP/INF	CONSIDERANDO FUERZA DE FLUJO				ELEMENTOS FINITOS			L (cm)
						F.S	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	Y/H SUP	Y/H MED	Y/H INF	
0.20	50.18	0.70	45.95	1.00	44.40	SUPERIOR	2.524	2.322	2.127	2.417	2.266	2.119	6.76
0.20	46.98	0.70	42.75	1.00	41.20	INFERIOR	2.255	2.077	1.901	2.215	2.082	1.950	7.72

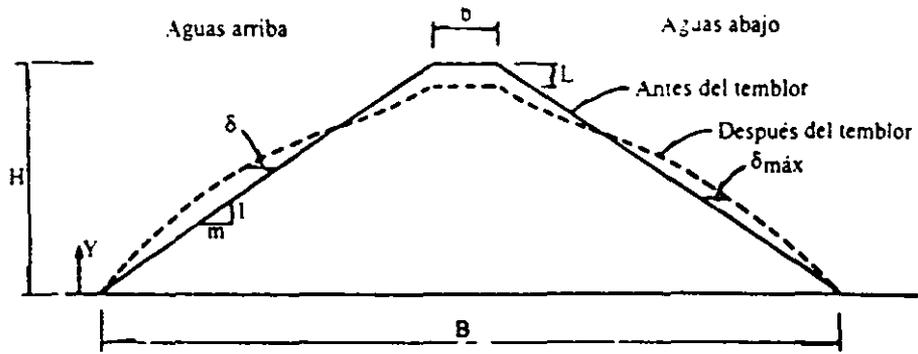


Fig 7.1 Pérdida de bordo libre debida a las deformaciones generales del terraplén

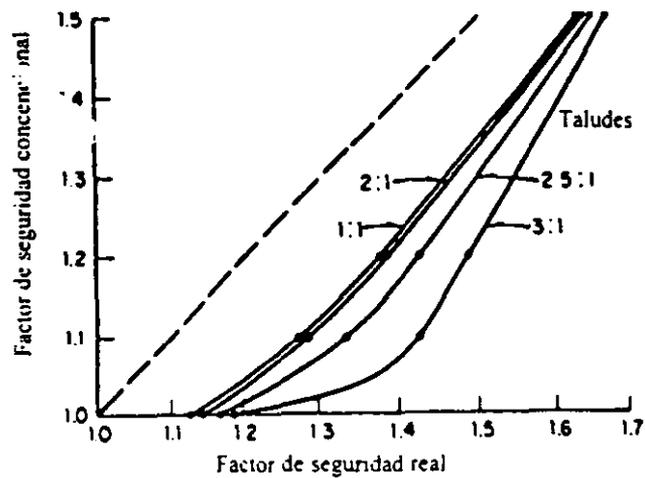


Fig 7.2 Relación entre el factor de seguridad convencional y el factor de seguridad real

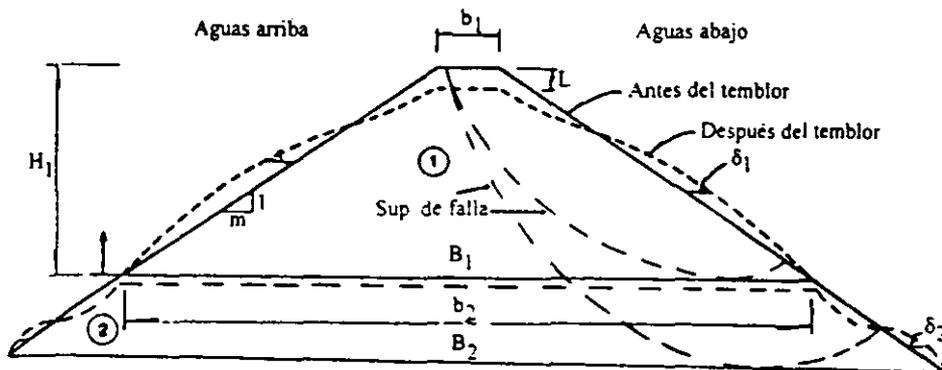


Fig 7.3 Integración de los movimientos diferenciales en el terraplén

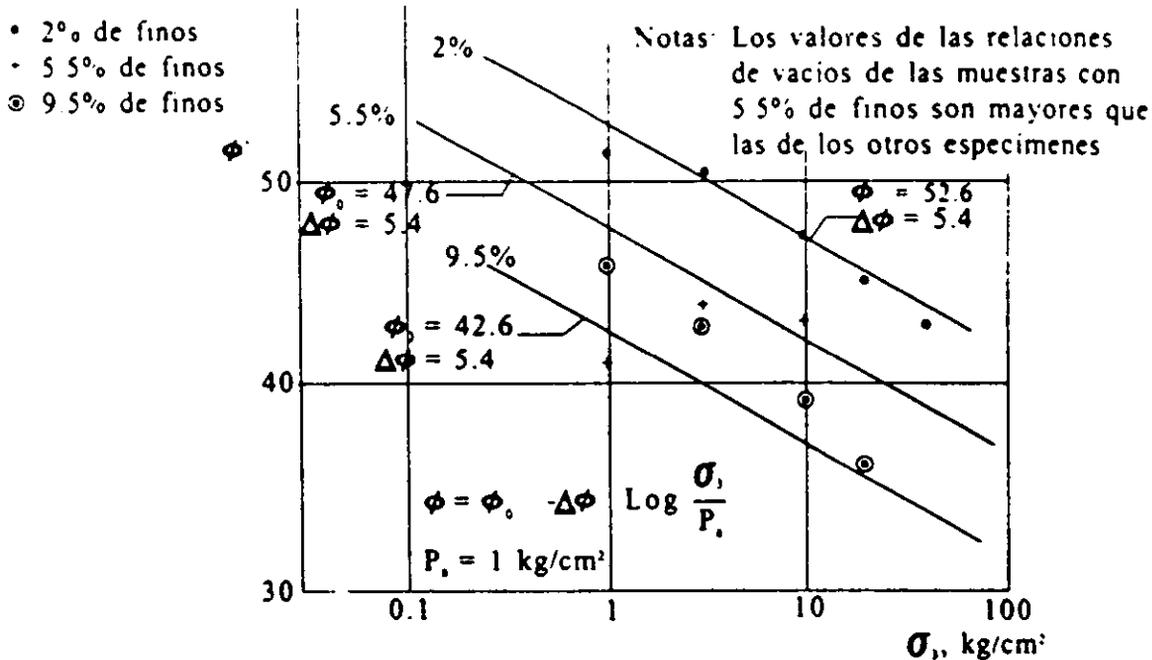


Fig 7.4 Efecto del esfuerzo confinante en el ángulo de fricción máxima, Grava-arena (Romo, 1991)

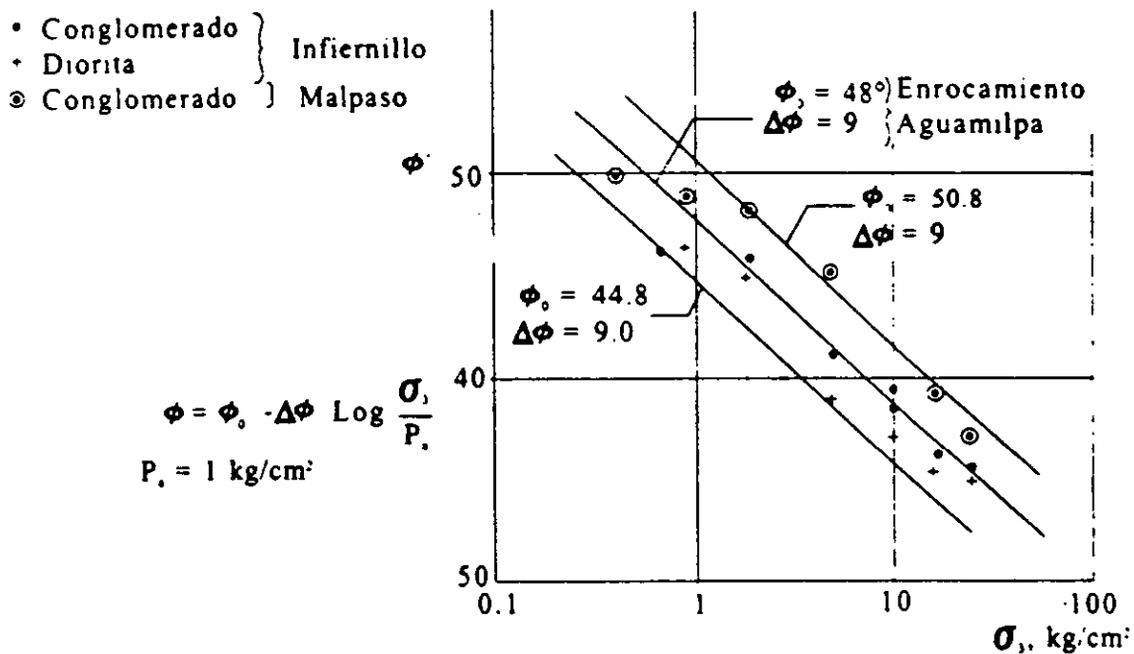


Fig 7.5 Efecto del esfuerzo confinante en el ángulo de fricción máxima, Enrocamiento (Romo, 1991)

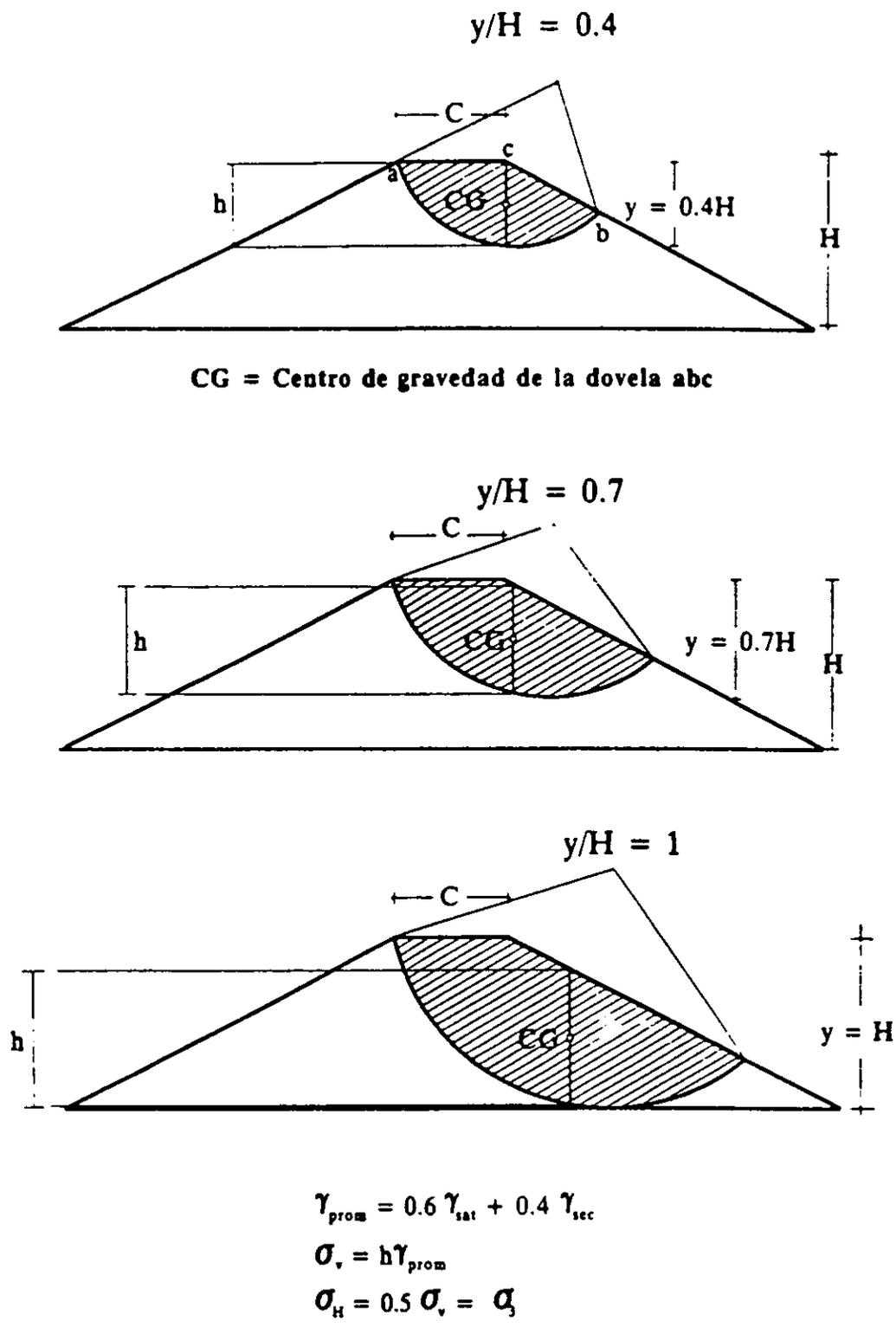


Fig 7.6 obtención de esfuerzo σ_3 para tomar en cuenta el efecto del esfuerzo confinante en el ángulo de fricción

VII. CONCLUSIONES

El estudio realizado, cuyos resultados más significativos se reportan en este informe, permitió establecer cuáles presas son seguras ante los eventos sísmicos MCE y OBE definidos en el curso de este trabajo.

Los criterios considerados para definir la seguridad de las presas se basaron en condiciones de estabilidad y deformabilidad, bajo la acción de los eventos sísmicos (MCE y OBE) calculados para cada sitio.

En la tabla 8.1 se presenta un resumen de los análisis realizados para evaluar la seguridad de las diez presas, considerando fuerzas debido a sismo y flujo de agua. En la columna (2) de esta tabla se muestran los ángulos de fricción mínimos (ϕ_{\min}) requeridos para asegurar la estabilidad de las presas para los dos niveles sísmicos (OBE = 100 años y MCE = 200 años). Considerando una presa homogénea formada por material puramente friccionante, en donde el ángulo de fricción (ϕ), tiene un valor constante e independiente de los esfuerzos confinantes. Los valores de ϕ_{\min} estimados en cada presa aseguran al mismo tiempo que el círculo de falla tangente a la elevación del bordo libre de diseño (B.L./H) es estable ($F_{SF} > 1.0$) y la pérdida de bordo libre resultado de una integración de asentamientos considerando tres círculos de falla ubicados por debajo del círculo anterior (B.L./H) es menor al bordo libre de diseño. Los valores del ángulo de fricción para los materiales que forman el filtro, la zona permeable y el enrocamiento para aquellas presas en las que se dispone de esta información se reportan en la columna (5). Los ángulos de fricción reportados en esta columna son mayores a los requeridos ϕ_{\min} para asegurar la estabilidad de las presas. Por tanto, considerando las hipótesis anteriores se puede concluir que las presas Adolfo López Mateos (Humaya), Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari), Presidente Alemán (Temascal) y Solís, son estables para periodos de retorno de 100 y 200 años.

Por otro lado, en la columna (3) de la misma tabla, se presenta la pérdida de bordo libre obtenida considerando los mismos tres círculos de falla utilizados en el análisis de estabilidad anterior, pero ahora tomando en cuenta el efecto del esfuerzo confinante en el ángulo de fricción. La columna (4) presenta el bordo libre de diseño de cada una de las diez presas. Al comparar las columnas (3) y (4) se observa que el valor de la pérdida de bordo libre considerando el efecto del esfuerzo confinante fue para todas las presas menor al 10% del bordo libre de diseño. Por lo cual se concluye que todas las presas son estables para los periodos de retorno considerados de 100 y 200 años.

Los factores de seguridad considerando la fuerza de flujo en los análisis de estabilidad (F_{SF}) fueron menores que aquellos en los cuales no se considera la fuerza de flujo (F_S). Esta reducción se incrementa a medida que el círculo de falla analizado es más profundo y el área del corazón impermeable es mayor. El caso extremo correspondió a la presa Solís en donde el factor de seguridad al considerar fuerza de flujo en el círculo de falla tangente a la cimentación fue un 29% menor a aquél obtenido sin considerar fuerzas de flujo ($F_{SF}/F_S = 0.71$). De las diez presas, la presa Solís es la que tiene los taludes más tendidos en el corazón impermeable (1.75:1) y por consiguiente el área del material impermeable es mayor que el área del material permeable. El caso en el cual el efecto de la fuerza de flujo fue menor correspondió a la presa Miguel de la Madrid Hurtado (Cerro de Oro), donde el factor de seguridad fue tan solo un 6% menor a aquel en el cual no se consideró la fuerza de flujo ($F_{SF}/F_S = 0.94$). Esta presa es la que presenta los taludes de

material impermeable más inclinados de las diez presas (0.25:1). La relación entre F_{SF}/F_S para las diez presas se presenta en la tabla 8.2, para el círculo que es tangente a la cimentación de cada presa ($Y/H=1$).

Tabla 8.1 Resumen del análisis de seguridad sísmica realizado en cada presa de la CNA.

(1) Nombre de la Presa	(2) Ángulo de fricción mínimo requerido para que la presa sea estable, sin tomar en cuenta el efecto del Esfuerzo Confinante		(3) Pérdida de bordo libre, considerando el efecto del esfuerzo confinante. (cm)		(4) Bordo Libre de Diseño Cm	(5) ángulos de fricción reportados para los diferentes materiales de la presa
	T.R.=100	T.R.=200	T.R.=100	T.R.=200		
Adolfo López Mateos (Humaya)	22	24	24.97	26.76	302	$\phi_{\text{libre}}=35^\circ$ $\phi_{\text{perm}}=40^\circ$ $\phi_{\text{cerrosan}}=45^\circ$
Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari)	23	24	19.09	20.62	339	$\phi_{\text{libre}}=35^\circ$ $\phi_{\text{perm}}=35^\circ$
Madín	25	27	21.30	23.91	246	
Miguel de la Madrid (Cerro de Oro)	28	30	23.43	26.18	280	
Presidente Alemán (Temascal)	32.5	34	10.72	11.93	350	$\phi_{\text{libre}}=40^\circ$ $\phi_{\text{cerrosan}}=40^\circ$
La Purísima	21	22	9.67	10.11	230	
Solis	26	28	6.99	7.72	300	$\phi_{\text{perm}}=45^\circ$

Tabla 8.2 Relación entre factores de seguridad pseudoestáticos F_S y F_{SF} , a una profundidad de $Y/H = 1$.

Nombre de la Presa	Factor de seguridad pseudoestático sin considerar fuerzas de flujo (F_S), a una profundidad de $Y/H = 1.0$		Factor de seguridad pseudoestático considerando fuerzas de flujo (F_{SF}), a una profundidad de $Y/H = 1$		Talud del corazón impermeable	$(F_{SF}/F_S)_{Y/H=1}$	
	T.R.=100	T.R.=200	T.R.=100	T.R.=200		T.R.=100	T.R.=200
Adolfo López Mateos (Humaya)	1.923	1.839	1.555	1.500	0.5:1	0.80	0.82
Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari)	1.940	1.839	1.591	1.522	0.5:1	0.82	0.83
Madín	1.644	1.523	1.436	1.343	0.4:1	0.87	0.88
Miguel de la Madrid (Cerro de Oro)	1.460	1.357	1.370	1.279	0.25:1	0.93	0.94
Presidente Alemán (Temascal)	1.425	1.326	1.014	0.963	0.75:1	0.71	0.73
La Purísima	1.912	1.859	1.725	1.682	0.4:1	0.90	0.91
Solis	1.821	1.692	1.290	1.224	1.75:1	0.71	0.72

REFERENCIAS

- Ambraseys, N N (1960), "The Seismic Stability of Earth Dams", Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol II.
- Ambraseys M N y Sarma S K (1967), "The response of earth dams to strong earthquakes", Geotechnique, Vol XVII, No. 3, pp 181-213, UK
- Alamilla, J L (1997) Simulación de registros de temblores en el Valle de México mediante procesos estocásticos modulados en amplitud y en frecuencia, Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM
- Bard, Y (1974) *Nonlinear Parameter Estimation*, Academic press, New York and London.
- Clough, R W and Chopra, A K (1966), "Earthquake Stress Analysis in Earth Dams", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol 92, No. EM2, Proceedings Paper 4793, April, pp 197-212.
- DAS, B M (1993), "Principles of Soil Dynamics", PWS-KENT Publishing Company, Boston, USA
- Esteva, L (1996) Notas sobre simulación de Monte Carlo de acelerogramas de intensidades dadas.
- Esteva, L., Garcia, J., Alamilla, J. y Díaz, O., (1998). Generación de los espectros de sitio para las presas: Adolfo López Mateos (El Humaya), Adolfo Ruiz Cortines (Mocuzari), Madín, Miguel de la Madrid Hurtado (Cerro de Oro), Presidente Alemán (Temascal), La Purísima, Solís, Elías González Chávez (Puente Calderón), El Salto y Valle de Bravo. Informe interno del Instituto de Ingeniería, en elaboración.
- Gazetas, G. (1987), "Seismic response of earth dams: some recent developments", International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 6, No.1, pp 2-47
- Goodman, L. E., and Brown, C. B. (1963). Dead Load Stresses and the Instability of Slopes. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. SM3, pp. 103-134.
- Hardin, B. O., and Drnevich, V. P. (1972a). Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692.
- Hardin, B. O. y Drenevich, V. P. (1972b), "Shear modulus and damping in soils II, design equation and curves", Journal of SMF Div., Proc., ASCE, Vol 98, No. SM 7, July, pp 667-692.
- Idriss, I M and Sedd, H B (1967), "Response of Earth Banks During Earthquakes", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 93, No. SM3, May, pp 61-82.
- Leps TM (1970), "Review of shearing strength of rockfill", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 96, SM4.
- Marsal RJ (1967), "Mechanical properties of rockfills", Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume, J. Wiley, New York.
- Marachi N.D., Chan C. K. y Seed H. B.(1972), "Evaluation of properties of rockfill materials", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, SM1.
- McGuire, R K (1995) "Probabilistic seismic hazard analysis and design earthquakes: Closing the loop", BSSA, 85, No. 5, pp 1275-1284, oct.

- Makdisi, F.I. y Seed, H.B. (1978), "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104.
- McGuire, R. K. (1974). Seismic structural response risk analysis incorporating peak response regressions on earthquake magnitude and distance, MIT R74-51.
- Newmark N M (1965), "Efectos de temblores en presas y terraplenes", Geotechnique, Vol XV, No. 2, pp 139-173
- Newmark, N. y Rosenblueth, E. (1971). Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Editorial Diana, México.
- Parzen, E (1962) *Stochastic Processes*, Holden Day, Lehmann, E L, editor
- Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1972), "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics", John Wiley & Sons, New York
- PSM, Peligro Sísmico en México. Programa elaborado por el Instituto de Ingeniería, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Instituto de Investigaciones Eléctricas, y Comisión Federal de Electricidad.
- Reséndiz D y Romo M P (1972), "Analysis of embankment deformations", Conferencia ASCE sobre comportamiento de estructuras de suelo y enrocamiento, Universidad de Purdue, Lafayette, USA, Vol 1, pp 817-836.
- Romo M P (1980), "Análisis dinámico de sistemas suelo-estructura y presas de tierra", Artículo publicado en la Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol 1, pp 112-133, Morelia.
- Romo M. P. (1991). Análisis sísmico de la Presa Aguamilpa. Proyecto hidroeléctrico Aguamilpa. Mesa redonda, homenaje al Prof. Rayl J. Marsal. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Romo M P et al (1980), "Análisis de deformaciones de las presa EL INFIERNILLO y LA VILLITA, inducidas por el temblor del 14 de marzo de 1979", Comportamiento de las presas EL INFIERNILLO y LA VILLITA, incluido el temblor de marzo 14, 1979, Publicación de COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, pp 109-129, México.
- Romo M P y Reséndiz D (1975), Presas de Tierra y enrocamiento, editado por Marsal y Reséndiz, cap. 12, Limusa.
- Romo, M. P. y Villarraga, R. (1989). Modelo teórico del comportamiento sísmico de presas: El infiernillo, Series del Instituto de Ingeniería, No. 518.
- Romo, M. P. (1995). Clay Behavior, Ground Response and Soil-Structure Interaction Studies in Mexico City. State of the art paper. Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis Missouri, USA.
- Romo, M.P., (1990), "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la Ingeniería de Cimentaciones", Memorias del congreso: El subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo, SMMS, septiembre, pp 83-94.
- Romo, O.M. y Ovando, S. E.(1995), "Comportamiento dinámico de las arcillas de la Sonda de Campeche", Serie del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 567, enero.
- Romo, M. P. y Ovando, E. (1994). Comportamiento dinámico y estático de los suelos del sitio Proyecto Alameda. Informe del Instituto de Ingeniería elaborado para Reichmann International, junio.

- Romo, M. P. y Ovando, E. (1994). Comportamiento dinámico y estático de los suelos del sitio Proyecto Alameda. Informe del Instituto de Ingeniería elaborado para Reichmann International, junio.
- Rosenblueth, E, Ordaz, M, Sánchez-Sesma, J F y Singh, S K (1989) "Design spectra for Mexico's Federal District", The Mexico earthquake of September 19, 1985, *Earthquake Spectra*, 5, No. 1, pp
- Sarma S K (1975), "Seismic stability of earth dams and embankments", *Geotechnique*, Vol XXV, No. 4, pp 743-761
- Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1970). Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Report No. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- Seed, H B and Martin, G R (1966), "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol 92, No. SM3, May.
- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., and Tokimatsu, K., (1984). Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils. Report No. EERC 84-14, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- Taboada, V. M., Romo, M. P., Alamilla, J. y Esteva, L. (1996). Evaluación de la seguridad sísmica de presas de la Comisión Nacional del Agua. Informe de Avance del Instituto de Ingeniería, Coordinación de Geotecnia.
- Yeh, C H y Wen, Y K (1989) "Modeling of nonstationary earthquake ground motion and biaxial and torsional response of inelastic structures", *Civil Engineering Studies, Structural Research Series Report*, No. 546, Universidad de Illinois, ago
- Marsal, R. J., Reséndiz D. (1967) "Notas Preliminares sobre Fundamentos del Diseño y Construcción de Presas de Tierra y Enrocamiento", Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería.
- Vega, R., Arreguín, F., (1987), "Presas de Almacenamiento y Derivación", Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Torres, H. F., (1979), "Obras Hidráulicas", Edit. Limusa.
- Vázquez, A., Valdez, E., "Impacto Ambiental", Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

APÉNDICE 1

**Evaluación de la respuesta de presas de tierra usando la teoría
de la Viga de Cortante**

Introducción

Para muchos terraplenes, constituidos por materiales granulares gruesos, arenas densas o suelos arcillosos, su respuesta ante la acción de un sismo se puede definir, para aplicaciones prácticas, calculando las variaciones de las aceleraciones y deformaciones máximas a lo largo de la altura del terraplén, aplicando la teoría de viga cortante (Ambraseys, 1960). El grado de aproximación con que este procedimiento predice las respuestas de terraplenes que respondan básicamente en el modo de corte es aceptable, como se ha comprobado a través de comparaciones con soluciones analíticas más completas, como el método de los elementos finitos, y con casos históricos (Gazetas, 1987).

El procedimiento utilizado en este trabajo para evaluar la respuesta de las presas de tierra estudiadas se basa en el método propuesto por Makdisi y Seed (1977), el cual proporciona resultados con suficiente aproximación para evaluaciones preliminares. Tal procedimiento permite calcular, con viga de cortante, la aceleración máxima en la corona del terraplén (y su variación con la altura) tomando en cuenta, con un proceso iterativo, el comportamiento no lineal de los materiales que componen la cortina. A continuación se describen las diferentes etapas de análisis.

1. Evaluación de las propiedades iniciales

Considérese la sección de la presa mostrada en la fig 1a con una altura H , velocidad de onda de cortante $V_{m\acute{a}x}$, y una densidad de masa ρ . Se supone que la sección es homogénea y de longitud infinita. El módulo de cortante máximo, $G_{m\acute{a}x}$, está relacionado con la velocidad de onda, $V_{m\acute{a}x}$, por la ecuación:

$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_{m\acute{a}x}^2 \quad (1)$$

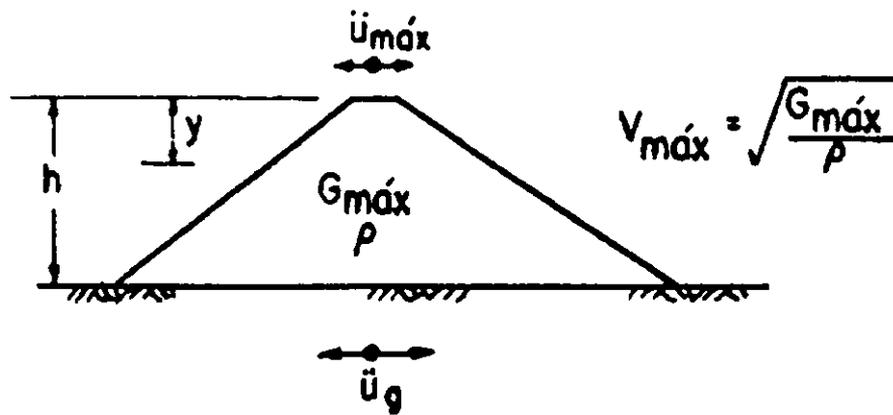
Para el cálculo de la primera iteración, se considera un valor inicial arbitrario del módulo de cortante G , y se determina la relación $G/G_{m\acute{a}x}$. Para el valor calculado de $G/G_{m\acute{a}x}$ los valores correspondientes de la deformación del esfuerzo cortante, γ_{ave} , y amortiguamiento, λ , se pueden determinar a partir de la fig 1b.

2. Cálculo de la aceleración máxima y periodo natural

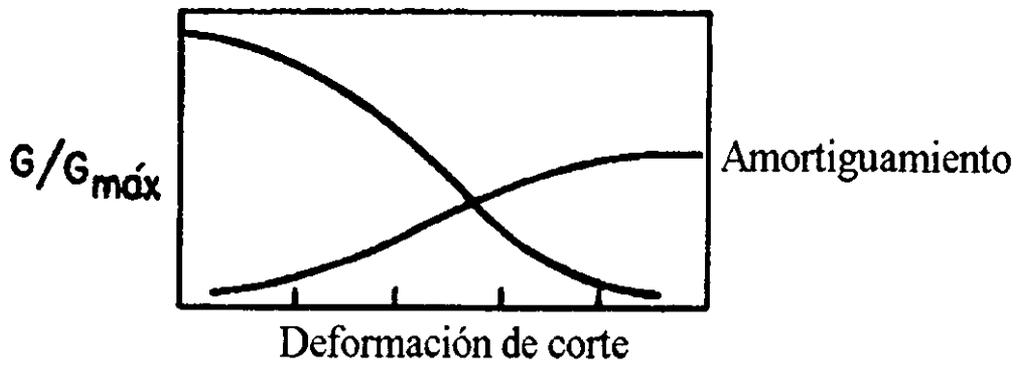
En la derivación de la teoría de la cuña de esfuerzo cortante para una sección de la presa con las propiedades antes mencionadas, la expresión para la aceleración en cualquier nivel, y , como función del tiempo está dada por (Seed y Martin, 1996):

$$\ddot{u}(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2J_0(\beta_n y / h)}{\beta_n J_1 \beta_n} \omega_n V_n(t) \quad (2)$$

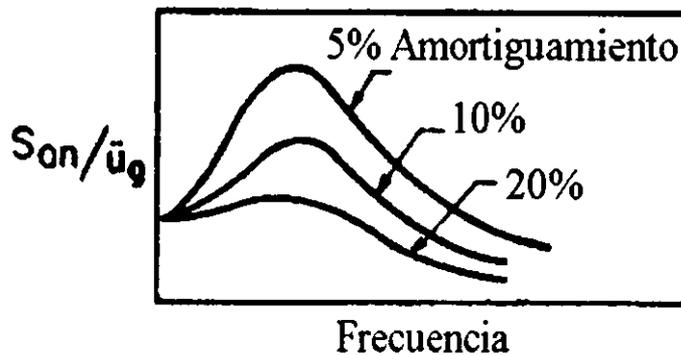
donde: J_0, J_1 = Funciones Bessel del primer tipo del orden cero y uno
 β_n = el valor cero de la ecuación de la frecuencia $J_0(\omega h \sqrt{\rho / G}) = 0$



a) Sección homogénea



b) Propiedades no lineales



c) Espectro de respuesta normalizado

Fig 1. Cálculo de la máxima aceleración en la cresta

$$\begin{aligned}\omega_n &= \beta_n V_s/h, \text{ donde } V_s = \sqrt{G/\rho} \\ &= \text{frecuencia natural del enésimo modo} \\ V_n(t) &= \text{integral de Duhammel, dada por:}\end{aligned}$$

$$V_n(t) = \int_0^t \ddot{u}_g e^{-\lambda_n \omega_n (t-\tau)} \sin[\omega_{dn}(t-\tau)] d\tau \quad (3)$$

donde: $\omega_{dn} = \omega_n \sqrt{1 - \lambda_n^2} \approx \omega_n$ para valores pequeños de λ_n

λ_n = fracción de amortiguamiento crítico

Por tanto,

$$\ddot{u}(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \phi_n(y) \omega_n V_n(t) \quad (4)$$

donde: $\phi_n(y) = \frac{2J_0(\beta_n y/h)}{\beta_n J_1(\beta_n)}$ = factor de participación modal.

Considerando los primeros tres modos de vibración, los valores correspondientes de β_n son siempre: $\beta_1=2.4$, $\beta_2=5.52$, $\beta_3=8.65$, y los valores correspondientes a la primera frecuencia natural son:

$$\begin{aligned}\omega_1 &= 2.4 V_s/h \\ \omega_2 &= 5.52 V_s/h \\ \omega_3 &= 8.65 V_s/h\end{aligned} \quad (5)$$

Para la corona de la presa, $y=0$, los valores correspondientes del factor de participación modal $\phi_n(0)$ para los primeros tres modos están dados por:

$$\begin{aligned}\phi_1(0) &= 1.6 \\ \phi_2(0) &= 1.06 \\ \phi_3(0) &= 0.86\end{aligned} \quad (6)$$

Por consiguiente, el valor de la aceleración en la corona en cada módulo está dado por la expresión:

$$\ddot{u}_n(o,t) = \phi_n(o) \omega_n V_n(t) \quad (7)$$

y el valor máximo de la aceleración en la cresta en cada caso se puede calcular con:

$$\ddot{u}_{n_{\max}} = \phi_n(o) \omega_n S_{17n} \quad (8)$$

donde $S_{v,n}$, conocida como velocidad espectral, es el valor máximo de $V_n(t)$, y es una función de ω_n , λ_n y las características del movimiento del terreno $\ddot{u}_g(t)$. Para valores pequeños de λ_n la aceleración espectral S_{an} , es aproximadamente igual a $\omega_n(S_{v,n})$ y por lo tanto la expresión para la aceleración máxima de la cresta para cada módulo puede escribirse como:

$$\ddot{u}_{n_} = \phi_n(o)S_{an} \quad (9)$$

El valor de S_{an} como función de ω_n y λ_n se puede evaluar directamente de registros sísmicos y valores promedio obtenidos de estudios estadísticos y han sido publicados por varios autores (Housner, 1959; Newmark y Hall, 1969; Newmark, Blume y Kapur, 1973; Seed, Ugas y Lyesmer, 1976).

Entonces la aceleración máxima de la cresta para los primeros tres modos está dada por:

$$\begin{aligned} \ddot{u}_{1_} &= \phi_1(o)S_{a1} = 1.6S_{a1} \\ \ddot{u}_{2_} &= \phi_2(o)S_{a2} = 1.06S_{a2} \\ \ddot{u}_{3_} &= \phi_3(o)S_{a3} = 0.86S_{a3} \end{aligned} \quad (10)$$

Debido a que los valores máximos en cada caso se alcanzan en tiempos diferentes, el valor máximo de la aceleración en la corona se puede calcular tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de la aceleración máxima de los primeros tres modos:

$$\ddot{u}_{\max} = \left[\sum_{n=1}^3 (\ddot{u}_{n_})^2 \right]^{1/2} \quad (11)$$

Habiendo determinado el valor de V_s y λ en el paso (1), se usa la ec (5) para determinar los valores correspondientes de las primeras tres frecuencias naturales. Estas se usan a su vez en la fig 1c para determinar los valores correspondientes de la aceleración espectral y con la ayuda de las ecs 10 y 11 se determina el valor de la aceleración máxima en la corona.

3. *Determinación de la deformación del esfuerzo cortante promedio*

Para estimar las propiedades del material compatibles con la deformación, debe obtenerse una expresión para la deformación de cortante promedio para la sección completa. Con la teoría de viga de corte se obtiene la siguiente expresión para la deformación de corte en cualquier nivel en el terraplén como una función del tiempo:

$$\gamma(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2J_1(\beta_n y / h)}{h \omega_n J_1(\beta_n)} V_n(t) = \frac{h}{V_s^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2J_1(\beta_n y / h)}{\beta_n^2 J_1(\beta_n)} \omega_n V_n(t) \quad (12)$$

Por tanto
$$\gamma(y, t) = \frac{h}{V_s^2} \sum_{n=1}^{\infty} \phi'_n(y) \omega_n V_n(t) \quad (13)$$

donde:
$$\phi'_n(y) = \frac{2J_1(\beta_n y / h)}{\beta_n^2 J_1(\beta_n)} \quad (14)$$

es el factor de participación modal de la deformación de cortante

La variación de ϕ'_n con la profundidad para los primeros tres casos (Martin, 1965) se muestra en la fig 2. Considerando las pequeñas contribuciones de los modos más altos comparados con el primer modo sobre la profundidad completa, es suficiente (para fines prácticos) considerar sólo las contribuciones del primer modo en el cálculo del esfuerzo promedio. Por tanto, de la ec 13, la expresión para la deformación máxima en cualquier profundidad (y), puede escribirse como:

$$\gamma_{\max}(y) = \frac{h}{V_s^2} \phi'_1(y) S_{a1} \quad (15)$$

donde ϕ'_1 es el primer modo del factor de influencia como se muestra en la fig 2, y S_{a1} es la aceleración espectral correspondiente a la primera frecuencia natural ω_1 .

La deformación de corte máxima promedio para la sección completa puede ser determinado mediante el cálculo de un valor promedio $(\phi'_1)_{ave}$ del primer modo del factor de influencia en la fig 2:

$$(\phi'_1)_{ave} \approx \frac{1}{5} (0.38 + 0.41 + 0.35 + 0.24 + 0.1) \quad (16)$$

$$(\gamma_{ave})_{\max} = \frac{h}{V_s^2} (\phi'_1)_{ave} S_{a1} \quad (17)$$

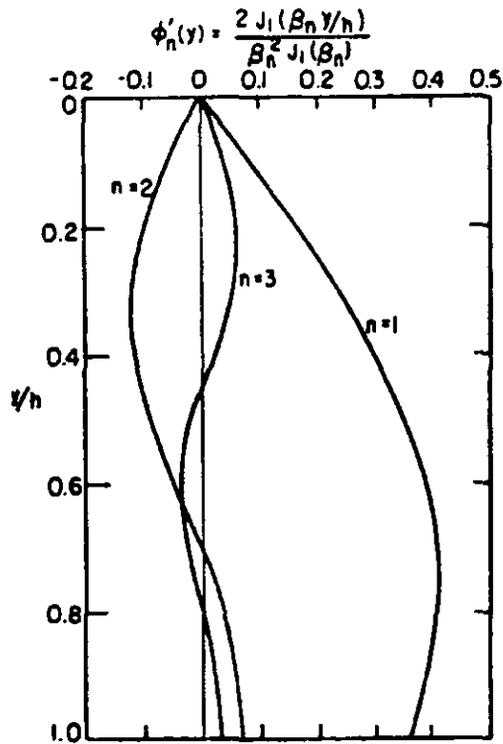


Fig 2. Variación de los factores de participación modal de la deformación de corte

Asumiendo que la deformación cíclica equivalente, $(\gamma_{ave})_{eq}$, es aproximadamente el 65% del promedio máximo de la $(\gamma_{ave})_{m\acute{a}x}$, entonces

$$(\gamma_{ave})_{eq} = 0.65 \times 0.3 \times \frac{h}{V_s^2} S_{a1} \quad (18)$$

Habiendo obtenido un nuevo valor para la deformación promedio de la ec 18 un nuevo conjunto de módulos y valores de amortiguamiento pueden ser determinados a partir de la fig 1b. Si estos valores son diferentes de los supuestos en el paso (1), debe llevarse a cabo una nueva iteración iniciando en el paso (2) y repetir el proceso hasta que la se obtengan propiedades de deformación compatibles.

APÉNDICE 2

**Espectros de aceleraciones en terreno firme para
las presas de la CNA**

FALTA PAGINA

No.

100

ADOLFO LOPEZ MATEOS

AMORTIGUAMIENTO 5%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.36
0.15	0.40
0.30	0.23
0.50	0.14
1.00	0.07
2.00	0.06
3.00	0.07

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.45
0.15	0.62
0.30	0.34
0.50	0.21
1.00	0.11
2.00	0.09
3.00	0.10

AMORTIGUAMIENTO 10%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.36
0.15	0.30
0.30	0.17
0.50	0.10
1.00	0.05
2.00	0.05
3.00	0.05

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.45
0.15	0.47
0.30	0.26
0.50	0.16
1.00	0.08
2.00	0.07
3.00	0.08

AMORTIGUAMIENTO 15%

T.R.=100

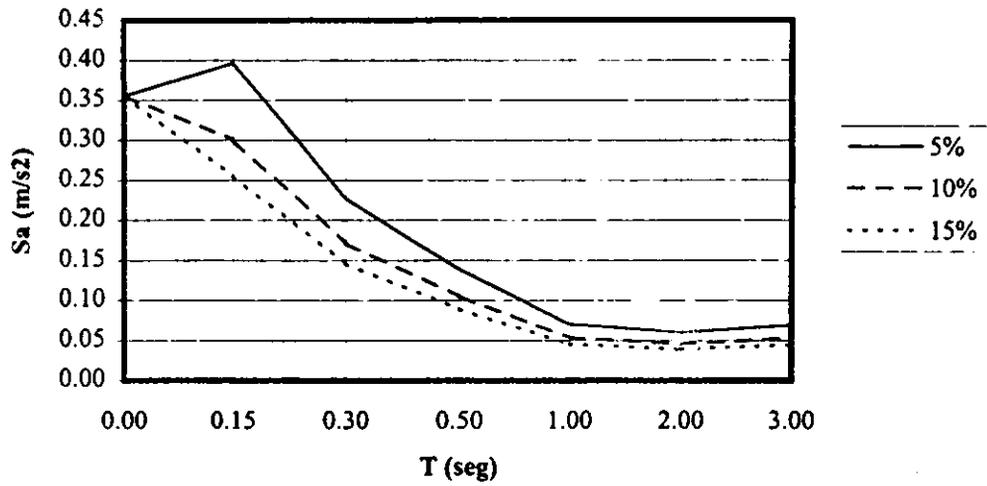
T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.36
0.15	0.26
0.30	0.15
0.50	0.09
1.00	0.05
2.00	0.04
3.00	0.04

T.R.=200

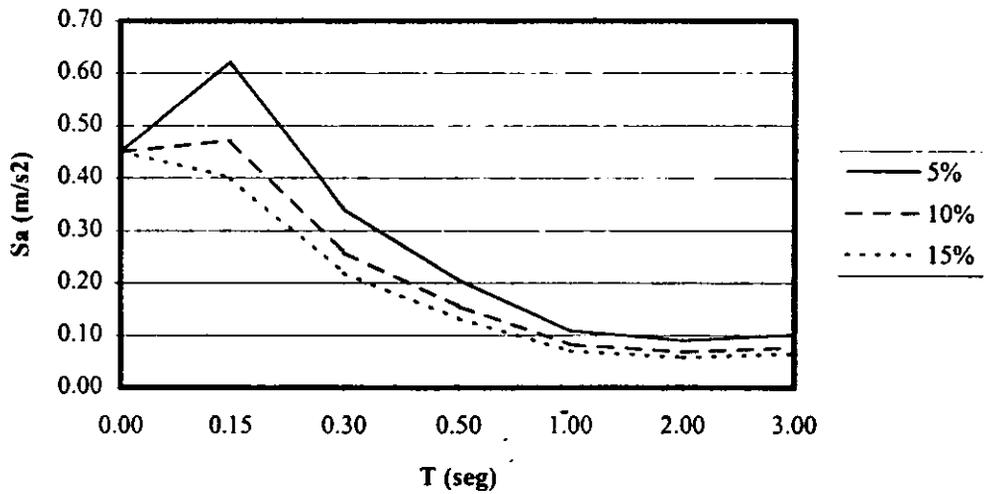
T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.45
0.15	0.40
0.30	0.22
0.50	0.13
1.00	0.07
2.00	0.06
3.00	0.06

PRESA: ADOLFO LOPEZ MATEOS

T = 100 AÑOS



T = 200 AÑOS



ADOLFO RUIZ CORTINES

AMORTIGUAMIENTO 5%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.27
0.15	0.30
0.30	0.14
0.50	0.07
1.00	0.03
2.00	0.02
3.00	0.03

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.42
0.15	0.54
0.30	0.25
0.50	0.12
1.00	0.05
2.00	0.03
3.00	0.05

AMORTIGUAMIENTO 10%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.27
0.15	0.23
0.30	0.10
0.50	0.05
1.00	0.03
2.00	0.02
3.00	0.02

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.42
0.15	0.41
0.30	0.19
0.50	0.09
1.00	0.03
2.00	0.03
3.00	0.03

AMORTIGUAMIENTO 15%

T.R.=100

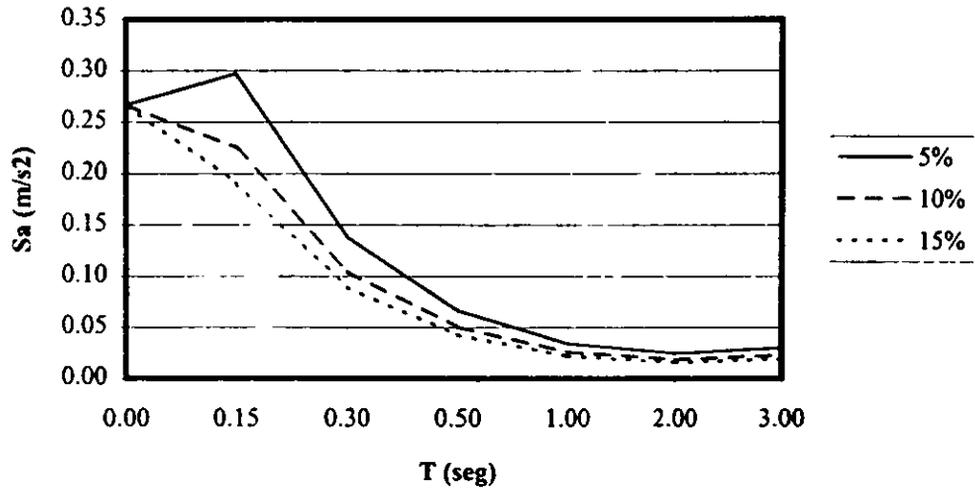
T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.27
0.15	0.19
0.30	0.09
0.50	0.04
1.00	0.02
2.00	0.02
3.00	0.02

T.R.=200

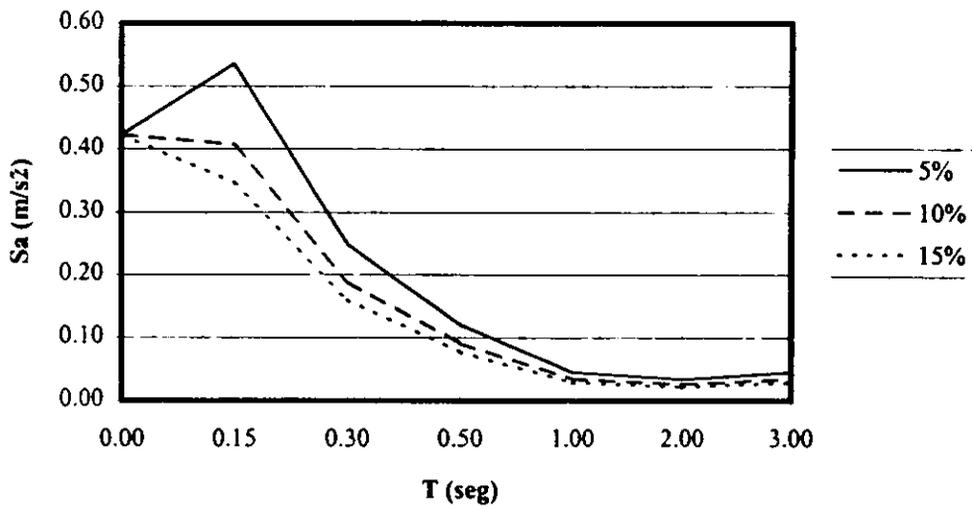
T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.42
0.15	0.35
0.30	0.16
0.50	0.08
1.00	0.03
2.00	0.02
3.00	0.03

PRESA: ADOLFO RUIZ CORTINES

T = 100 AÑOS



T = 200 AÑOS



MADÍN

AMORTIGUAMIENTO 5%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.53
0.15	1.38
0.30	1.11
0.50	0.78
1.00	0.50
2.00	0.31
3.00	0.21

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.77
0.15	1.91
0.30	1.51
0.50	1.06
1.00	0.69
2.00	0.44
3.00	0.29

AMORTIGUAMIENTO 10%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.53
0.15	1.05
0.30	0.84
0.50	0.59
1.00	0.38
2.00	0.24
3.00	0.16

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.77
0.15	1.45
0.30	1.14
0.50	0.80
1.00	0.52
2.00	0.33
3.00	0.22

AMORTIGUAMIENTO 15%

T.R.=100

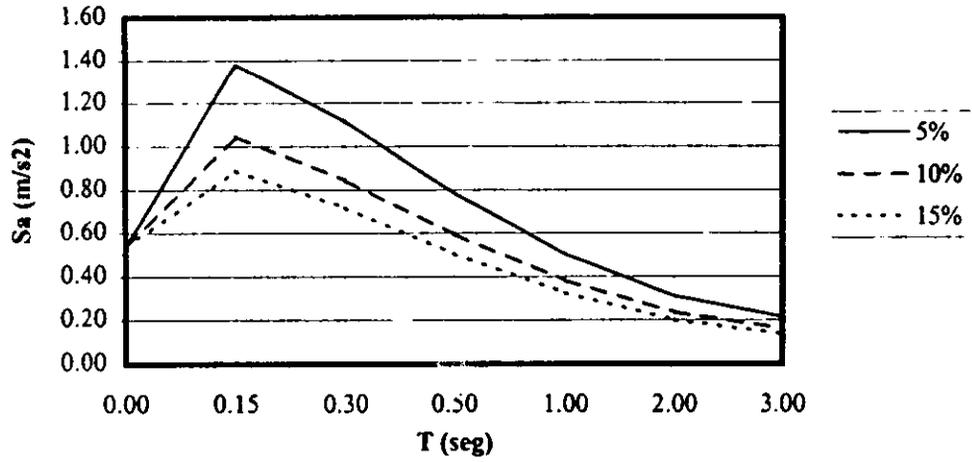
T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.53
0.15	0.89
0.30	0.72
0.50	0.50
1.00	0.32
2.00	0.20
3.00	0.14

T.R.=200

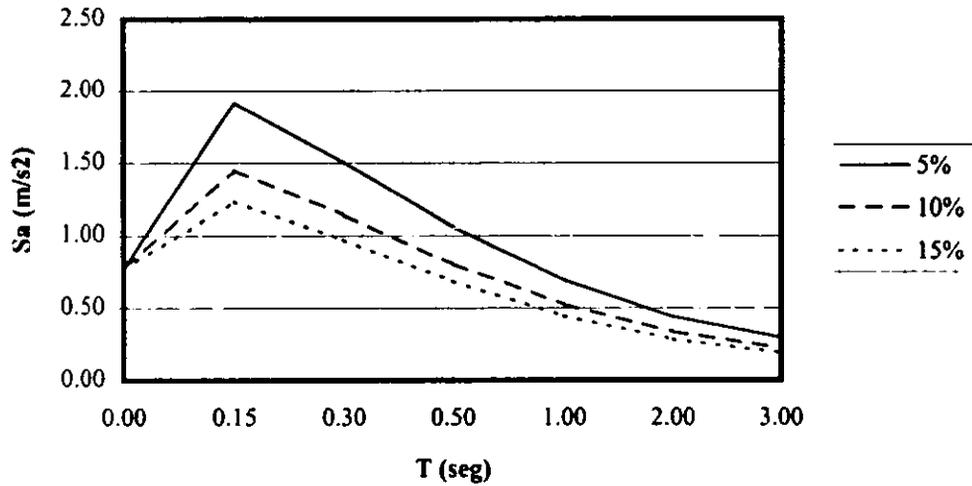
T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.77
0.15	1.23
0.30	0.97
0.50	0.68
1.00	0.44
2.00	0.28
3.00	0.19

PRESA: MADÍN

T = 100 AÑOS



T = 200 AÑOS



CERRO DE ORO

AMORTIGUAMIENTO 5%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.85
0.15	2.25
0.30	1.73
0.50	1.24
1.00	0.80
2.00	0.51
3.00	0.35

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	1.14
0.15	2.91
0.30	2.32
0.50	1.65
1.00	1.09
2.00	0.70
3.00	0.48

AMORTIGUAMIENTO 10%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.85
0.15	1.70
0.30	1.31
0.50	0.94
1.00	0.61
2.00	0.39
3.00	0.27

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	1.14
0.15	2.20
0.30	1.76
0.50	1.25
1.00	0.83
2.00	0.53
3.00	0.36

AMORTIGUAMIENTO 15%

T.R.=100

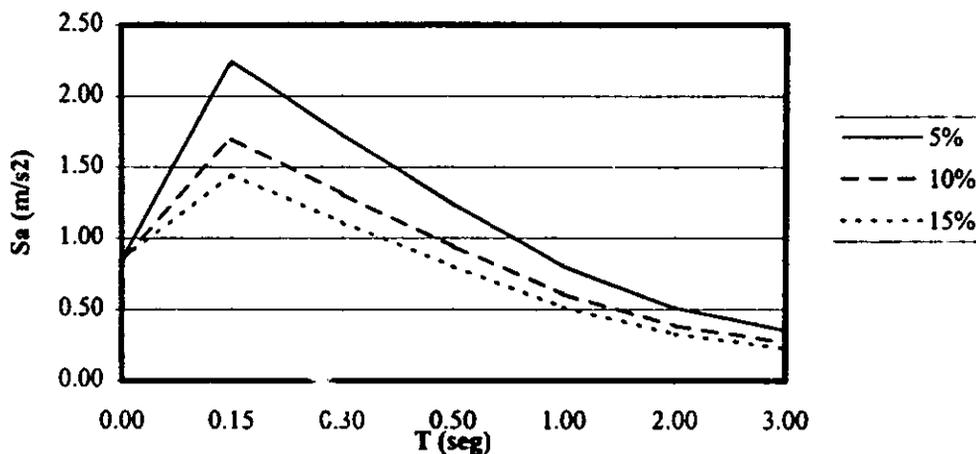
T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.85
0.15	1.45
0.30	1.11
0.50	0.80
1.00	0.52
2.00	0.33
3.00	0.23

T.R.=200

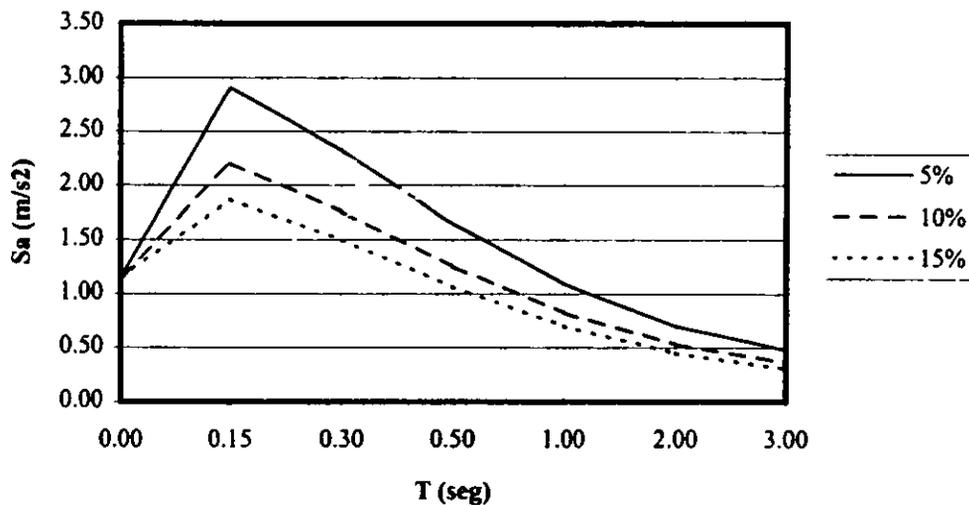
T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	1.14
0.15	1.87
0.30	1.50
0.50	1.06
1.00	0.70
2.00	0.45
3.00	0.31

PRESA: CERRO DE ORO

T = 100 AÑOS



T = 200 AÑOS



PRESIDENTE ALEMAN

AMORTIGUAMIENTO 5%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s²)
0.00	0.83
0.15	2.23
0.30	1.72
0.50	1.22
1.00	0.81
2.00	0.50
3.00	0.36

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s²)
0.00	1.11
0.15	2.84
0.30	2.25
0.50	1.62
1.00	1.06
2.00	0.67
3.00	0.48

AMORTIGUAMIENTO 10%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s²)
0.00	0.83
0.15	1.69
0.30	1.30
0.50	0.92
1.00	0.61
2.00	0.38
3.00	0.27

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s²)
0.00	1.11
0.15	2.15
0.30	1.70
0.50	1.23
1.00	0.80
2.00	0.51
3.00	0.36

AMORTIGUAMIENTO 15%

T.R.=100

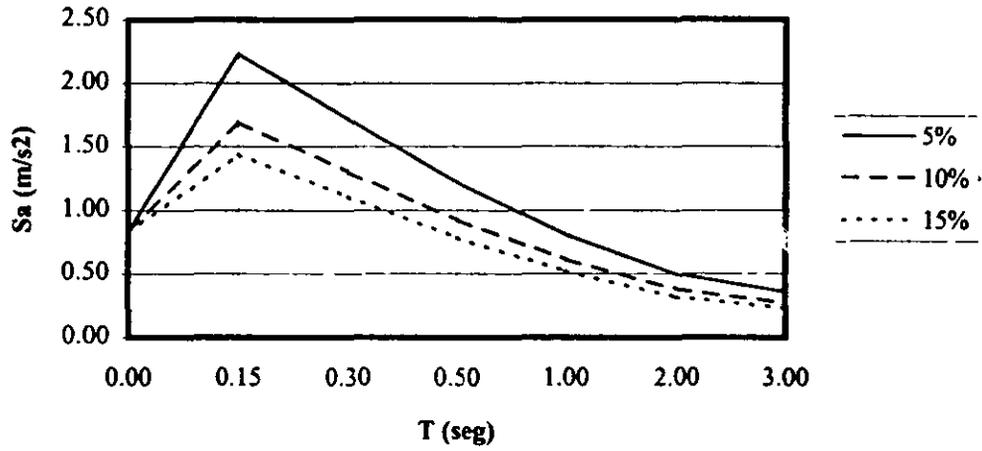
T (seg)	Sa (m/s²)
0.00	0.83
0.15	1.44
0.30	1.11
0.50	0.78
1.00	0.52
2.00	0.32
3.00	0.23

T.R.=200

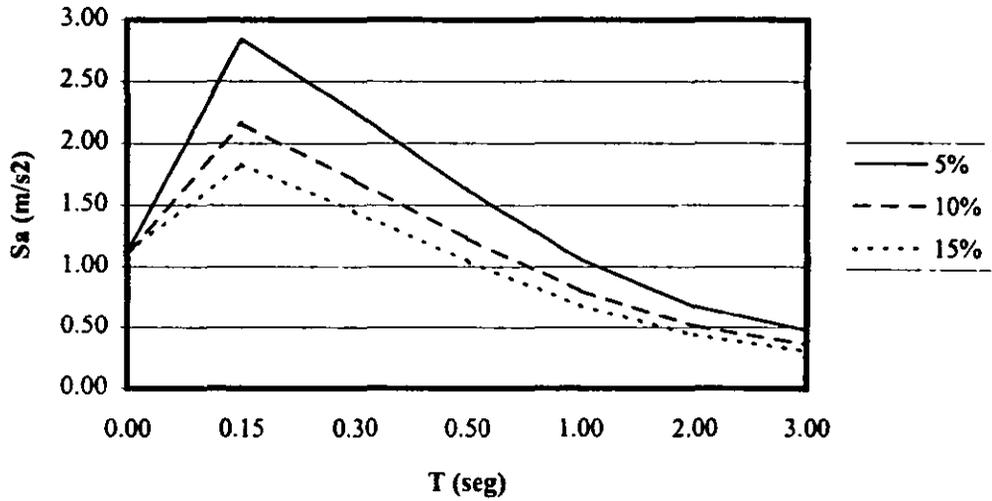
T (seg)	Sa (m/s²)
0.00	1.11
0.15	1.83
0.30	1.45
0.50	1.05
1.00	0.68
2.00	0.43
3.00	0.31

PRESA: PRESIDENTE ALEMAN

T = 100 AÑOS



T = 200 AÑOS



PURISIMA

AMORTIGUAMIENTO 5%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.13
0.15	0.29
0.30	0.30
0.50	0.24
1.00	0.18
2.00	0.12
3.00	0.08

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.17
0.15	0.41
0.30	0.40
0.50	0.33
1.00	0.25
2.00	0.17
3.00	0.12

AMORTIGUAMIENTO 10%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.13
0.15	0.22
0.30	0.22
0.50	0.18
1.00	0.14
2.00	0.09
3.00	0.06

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.17
0.15	0.31
0.30	0.31
0.50	0.25
1.00	0.19
2.00	0.13
3.00	0.09

AMORTIGUAMIENTO 15%

T.R.=100

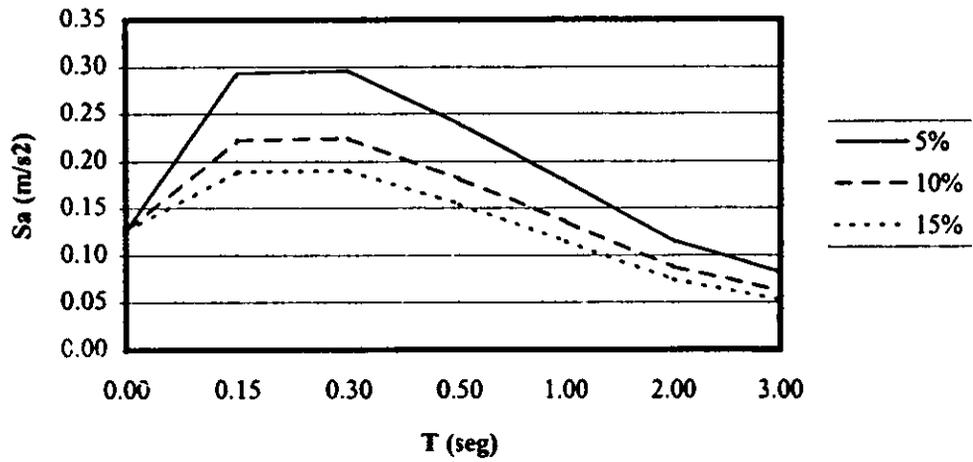
T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.13
0.15	0.19
0.30	0.19
0.50	0.15
1.00	0.12
2.00	0.07
3.00	0.05

T.R.=200

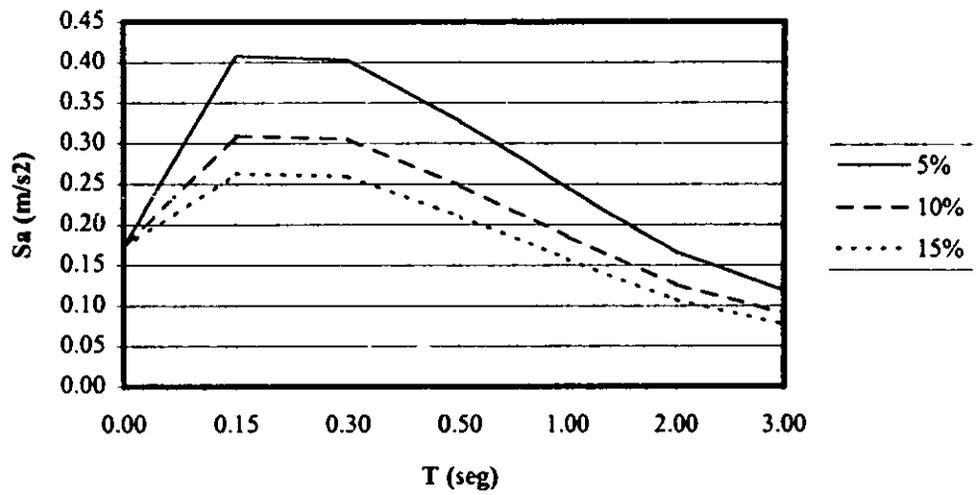
T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.17
0.15	0.26
0.30	0.26
0.50	0.21
1.00	0.16
2.00	0.11
3.00	0.08

PRESA: LA PURISIMA

T = 100 AÑOS



T = 200 AÑOS



SOLIS

AMORTIGUAMIENTO 5%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.37
0.15	0.93
0.30	0.81
0.50	0.59
1.00	0.40
2.00	0.28
3.00	0.19

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.56
0.15	1.26
0.30	1.09
0.50	0.85
1.00	0.57
2.00	0.35
3.00	0.25

AMORTIGUAMIENTO 10%

T.R.=100

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.37
0.15	0.71
0.30	0.61
0.50	0.45
1.00	0.30
2.00	0.21
3.00	0.14

T.R.=200

T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.56
0.15	0.95
0.30	0.83
0.50	0.64
1.00	0.43
2.00	0.26
3.00	0.19

AMORTIGUAMIENTO 15%

T.R.=100

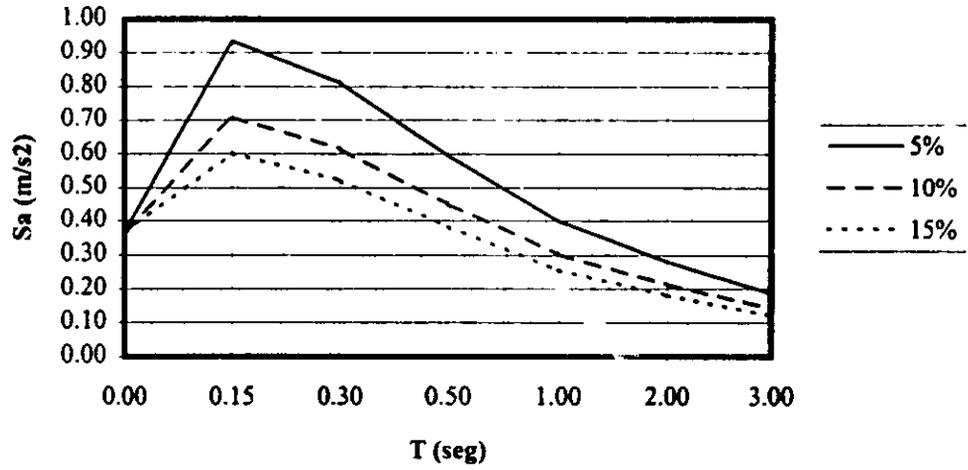
T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.37
0.15	0.60
0.30	0.52
0.50	0.38
1.00	0.26
2.00	0.18
3.00	0.12

T.R.=200

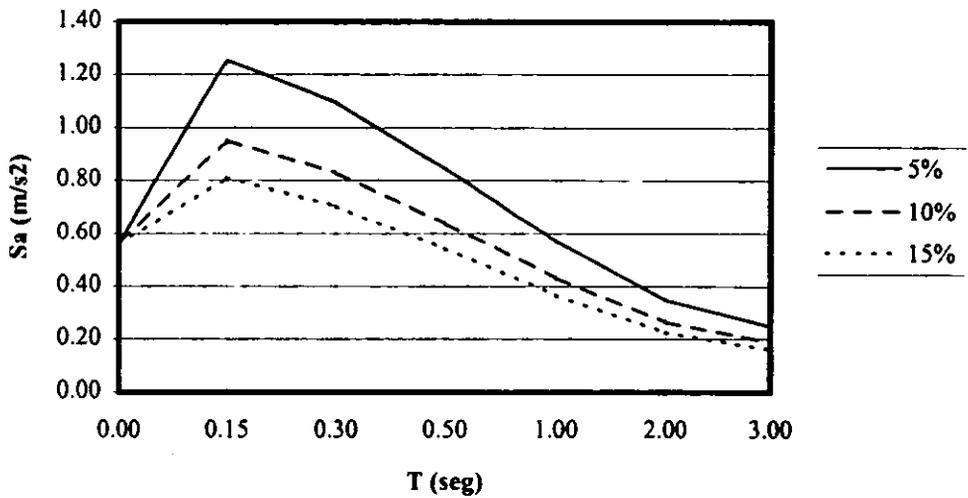
T (seg)	Sa (m/s ²)
0.00	0.56
0.15	0.81
0.30	0.70
0.50	0.54
1.00	0.37
2.00	0.22
3.00	0.16

PRESA: SOLIS

T = 100 AÑOS



T = 200 AÑOS



APÉNDICE 3

Determinación del momento motor producido por la fuerza de flujo

DETERMINACIÓN DEL MOMENTO MOTOR PRODUCIDO POR LA FUERZA DE FLUJO

A continuación se describe el método de análisis utilizado para tomar en cuenta la fuerza de flujo dentro del análisis de estabilidad sísmica que se utilizó en las diez presas de la C.N.A. También se presenta la deducción de las ecuaciones para ello.

Este método de análisis se realizó utilizando la parábola de Kozeny mejorada por A. Casagrande *sin correcciones*, y propone que a la superficie potencial de falla de forma circular, limitada por la corona y por el talud de aguas abajo de la cortina se le agregue el área limitada por: el círculo de falla, los taludes impermeables y la línea superior de corriente; considerando en esta área la presencia de la fuerza de flujo. Este método se comparó con el método de la parábola de Kozeny mejorada por A. Casagrande *con correcciones* y se comprobó que los resultados obtenidos por ambos métodos difieren uno de otro menos del 2%, concluyendo entonces que este análisis tenía un gran porcentaje de confiabilidad sin necesidad de utilizar las correcciones que harían más difícil su programación.

Para fines prácticos, la deducción de las ecuaciones se basa en una serie de puntos y rectas, mismos que están referidos a un sistema dado de ejes coordenados para una profundidad de análisis determinada. Lo anterior, para mejor comprensión, ha sido ilustrado con las figuras anexas a este apéndice.

Nomenclatura utilizada para la determinación de la fuerza de flujo.

Características de la Presa	
H_T	Altura total de la presa en estudio
H_N	Altura del NAMO
C	Ancho de corona
m_p	Pendiente del talud impermeable
m_r	Pendiente del talud de enrocamiento
Variables utilizadas para determinar la línea superior de corriente (parábola)	
B	Distancia (ver figura 1)
A	Distancia (ver figura 1)
D	Distancia (ver figura 1)
M	Punto principal de apoyo para el trazo de la parábola
a_0	Distancia focal de la parábola

Pasos principales realizados para la obtención de la Fuerza de Flujo.

- Cálculo de la Línea Superior de Corriente
- Cálculo del Área Total de Flujo
- Cálculo del Centroide del Área Total de Flujo
- Cálculo de la Fuerza de Flujo
- Cálculo del Momento Motor

A continuación se describe cada uno de los pasos arriba indicados para obtener el momento motor de la fuerza de flujo.

Cálculo de la Línea Superior de Corriente.

En este paso fue necesario hacer una simplificación, que consistió en dejar como puntos de entrada y salida del flujo a los mismos puntos obtenidos con la parábola, ya que esto nos permitía la programación de la ecuación de la Línea Superior de Corriente y hacía más rápido y funcional el análisis, además se pudo comprobar que para las diez presas estudiadas la diferencia entre la fuerza de flujo obtenida con la línea real y la fuerza de flujo obtenida con la línea propuesta era despreciable. Es decir, no se realizó la corrección a la parábola propuesta por A. Casagrande.

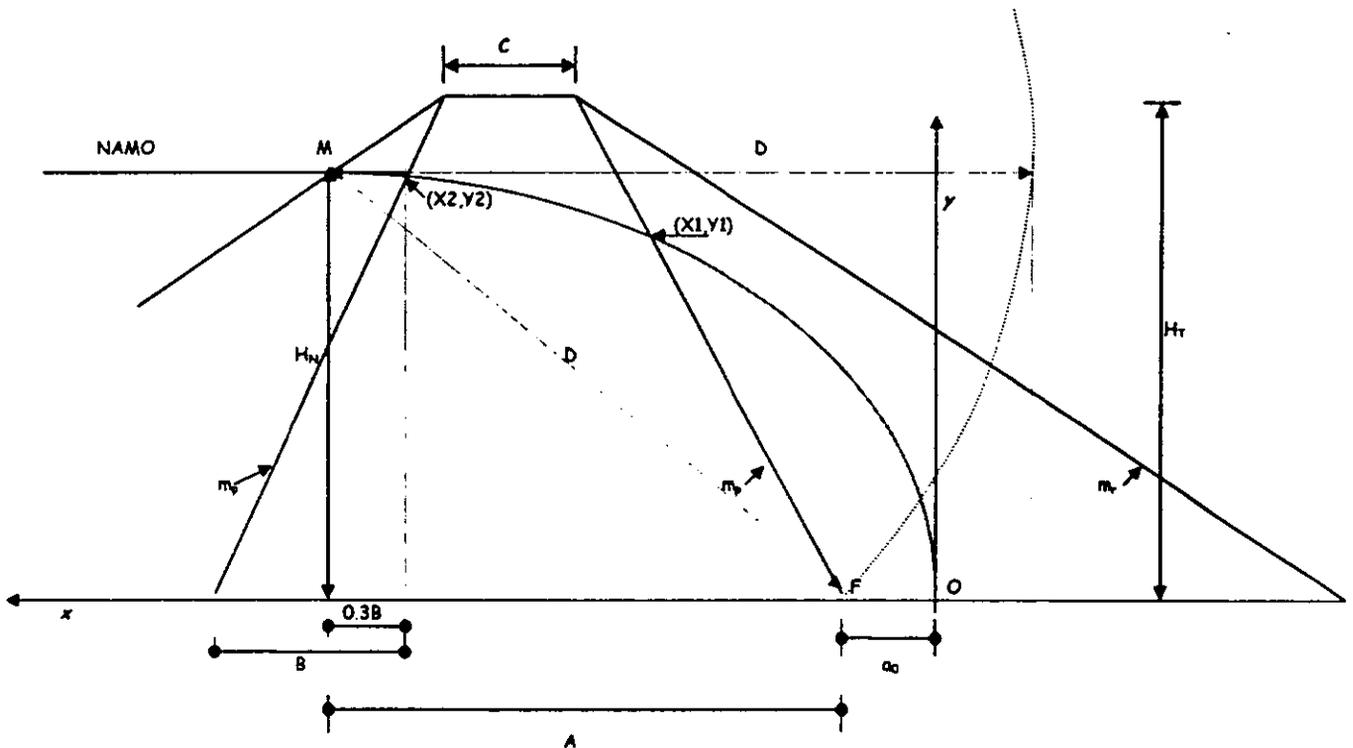


figura 1

Se requiere primero determinar una serie de distancias y puntos necesarios para la ubicación del origen.

Para hacer más práctica la explicación del método y de cada uno de sus componentes, cada variable aquí expuesta tiene su representación en alguna de las figuras.

Para determinar las coordenadas de el punto a_0 (distancia focal) es necesario conocer el valor de las siguientes variables (ver figura 1):

$$\begin{aligned} B &= H_N \times m_p \\ A &= 0.3B + (H_T - H_N)m_p + C + (H_T \times m_p) \\ D &= (A^2 + H_N^2)^{1/2} \end{aligned}$$

para concluir:

$$a_0 = (D - A)/2$$

Ahora ya que tenemos el valor de la distancia focal, podemos trazar la parábola:

$$y = \pm \sqrt{4a_0x} \quad \text{ec. (1)}$$

Con esta ecuación se pueden tabular diferentes valores de x y y , en esta tabulación sólo se necesitarán los valores positivos de la ecuación por ser los que forman la línea de corriente superior (recordar que el sistema coordenado tiene una orientación diferente a la que usualmente se utiliza, ver figura 1)

Cálculo del Área Total de Flujo

El área total de flujo, es el área delimitada por la línea superior de corriente, el talud aguas abajo del corazón impermeable y el círculo de falla, para obtener esta área fue necesario considerar dos intervalos de integración, los cuales se muestran en la figura 2. A continuación se describen los pasos realizados para calcular el área total de flujo.

1. Intersección entre la Línea Superior de Corriente y los Taludes del Material Impermeable.

En este paso es necesario primero determinar las ecuaciones de cada una de las rectas que representan a los taludes del corazón impermeable:

Talud de aguas abajo:

$$y = x/m_p - a_0/m_p \quad \text{ec. (2)}$$

Talud de aguas arriba:

$$y = -x/m_p + (0.7B + A + a_0)/m_p \quad \text{ec.(3)}$$

Intersección entre el talud aguas abajo y la parábola, indicada en la figura 1 como el punto de coordenadas (X1,Y1).

Haciendo simultáneas las ecuaciones (1) y (2), agrupando términos e igualando a cero obtenemos:

$$x^2/m_p^2 + (2a_0/m_p^2 - 4a_0)x + a_0^2/m_p^2 = 0$$

Con la ayuda de la fórmula general se obtienen fácilmente los valores de intersección con ambos brazos de la parábola por lo que es necesario tomar sólo el valor positivo de la raíz dentro de la ecuación para obtener la intersección buscada (X1,Y1).

Una de las utilidades de haber calculado esta intersección es que podemos hacer dos intervalos de integración para calcular el área total de flujo (ver figura 2). Otra utilidad es que podemos determinar el primer círculo que corta dicho flujo al hacer algunas comparaciones dentro del programa y así eliminar posibles resultados falsos.

Intersección entre el talud aguas arriba y la parábola.

Para esta intersección se hace exactamente lo mismo que la intersección anterior, sólo que se sustituye la ecuación (3) en vez de la (2) en la ecuación (1), se aplica la fórmula general y se obtiene (X2,Y2). Ver figura 2.

2. Intersección entre Línea Superior de Corriente y Círculo de falla

Con la ayuda de estos puntos de intersección anteriores, es posible determinar la ecuación de la recta que sustituirá al segmento de parábola para la determinación de los puntos de intersección entre la parábola y cada círculo de falla. Porque una recta y no el segmento de la parábola, porque al hacer simultáneas las ecuaciones de ambas (parábola y circunferencia) obtenemos una ecuación elevada a la cuarta potencia, que hace más complicada su programación en el sistema que utilizamos, además, se tomó la opción de suponer una recta porque los resultados al graficar la ecuación de la parábola son relativamente iguales a un segmento de recta que pasa por dichos puntos, para mejor comprensión ver figura 2.

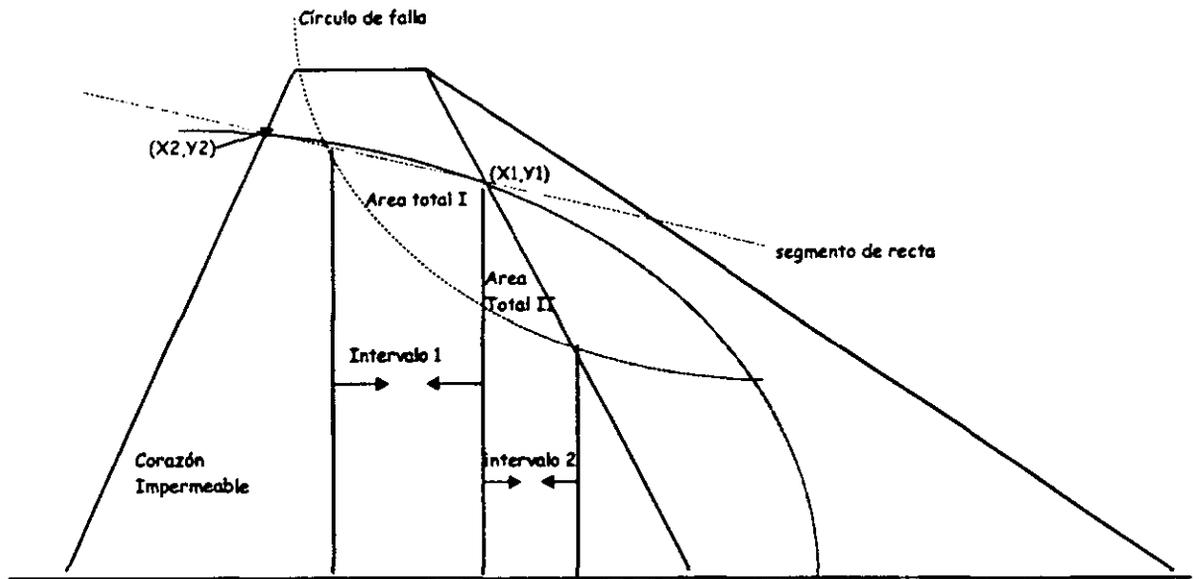


figura 2

Para encontrar estas intersecciones es necesario primero determinar la ecuación de la circunferencia con respecto al origen de coordenadas principales (ver figura 1).

La ecuación de la circunferencia usada con centro fuera del origen de coordenadas es:

$$d^2 = (x^2 - b'^2) + (y^2 - d'^2) \quad \text{ec. (4)}$$

donde:

d es igual al radio del círculo de falla.

b consultar figura 2a.

$$b' = H_T m_p + a_0 - a_m / 2$$

$$d' = b^2 / 2a + H_T - a / 2$$

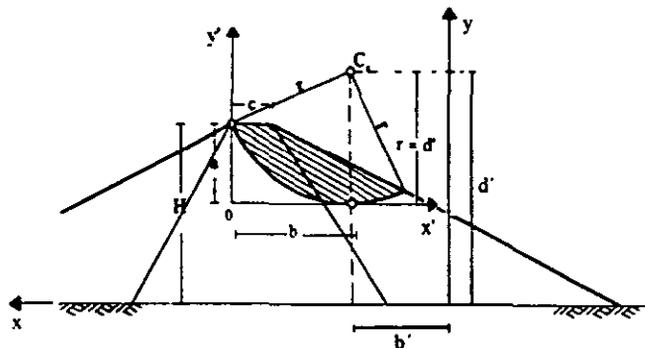


figura 2.a

Como habíamos explicado anteriormente, el segmento de parábola se sustituirá por una recta que pase por los dos puntos de corte, la cual se plantea a continuación, ver figura 2.

La ecuación de la recta es:

$$y = m_{\text{recta}}(x - X1) + Y1 \quad \text{ec. (5)}$$

donde la pendiente es:

$$m_{\text{recta}} = (Y2 - Y1)/(X2 - X1)$$

Antes de hacer simultáneas las ecuaciones (4) y (5), es necesario saber si la recta y el círculo alguna vez se cortan en su recorrido para no obtener valores imaginarios, por lo que se obtiene el punto inferior de la circunferencia y se compara con el punto de salida del flujo y si este es mayor o igual se lleva a cabo el cálculo de las intersecciones.

$$X^2 - 2d'X + (d'^2 - d^2) = 0 \quad \text{si } X < X1 \text{ entonces son reales las intersecciones}$$

haciendo simultáneas las dos ecuaciones (4) y (5), obtenemos:

$$(1+n^2)x^2 + (-2n^2X1 - 2b' + 2nY1 - 2d'n)x + (b'^2 + n^2X1^2 - 2nX1Y1 + Y1^2 + 2d'nX1 - 2d'Y1 + d'^2 - d^2) = 0$$

resolviendo por la fórmula general se obtienen los valores buscados:

$$X3 \text{ y } X4$$

y sustituyéndolos cada uno en la ecuación de la recta se obtienen sus ordenadas respectivas, como se indica en la figura 3.

$$Y3 \text{ y } Y4$$

3. Intersección entre el círculo de falla y el talud aguas abajo del material impermeable.

Con las ecuaciones (2) y (4) ya conocidas y enunciadas en los anteriores puntos de cada círculo de falla y del talud aguas abajo del material impermeable, sólo nos resta hacer simultáneas éstas y resolver la ecuación utilizando la fórmula general para encontrar sus intersecciones, de las cuales solo se tomará la que se obtuvo con el signo negativo de la fórmula general.

haciendo simultáneas las ecuaciones (2) y (4) y ordenándolas según la ecuación general obtenemos:

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2c} \quad \text{fórmula general}$$

$$a = 1 + (1/m_p)^2$$

$$b = -2b' - 2a_0 m_p^2 - 2d'/m_p$$

$$c = a_0^2/m_p^2 + b'^2 + 2d'a_0/m_p + d'^2 - d^2$$

resolviendo obtenemos el punto de intersección que llamaremos:

X5

y sustituyendo su valor en la ecuación de la recta del talud obtenemos su ordenada:

Y5

4. Intervalo de integración para el cálculo del área total.

Los intervalos de integración están divididos en uno o dos intervalos, esto depende del lugar en donde se cortan la parábola y el círculo de falla, para mejor comprensión ver las figuras 3 y 4.

Caso 1.

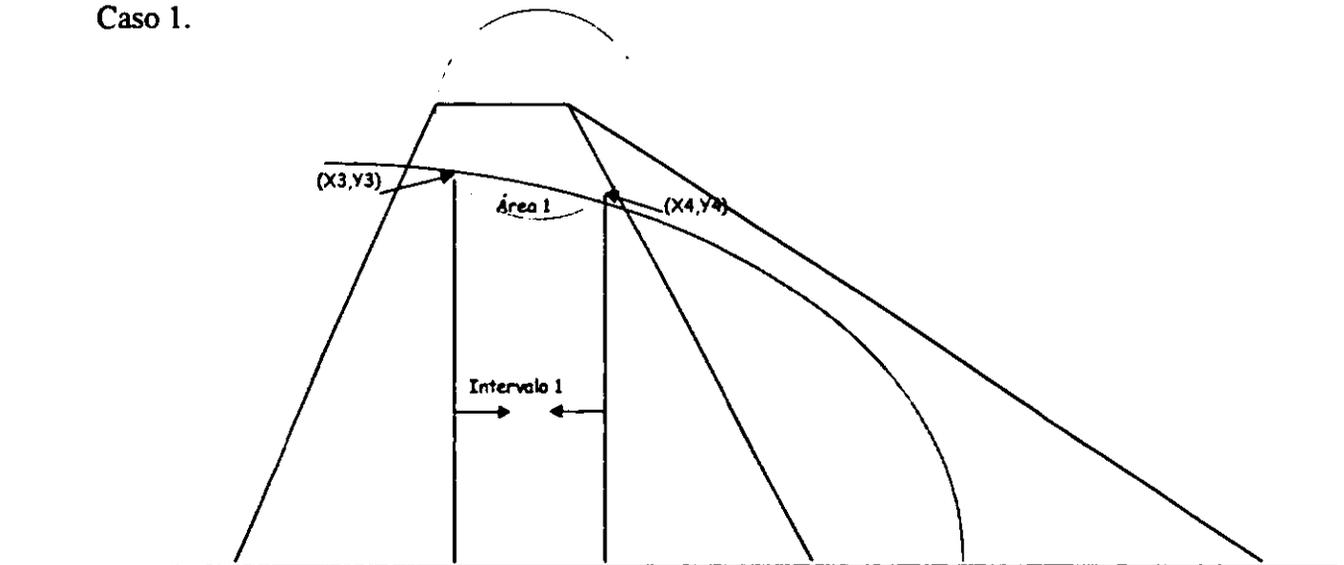


figura 3

Caso 2.

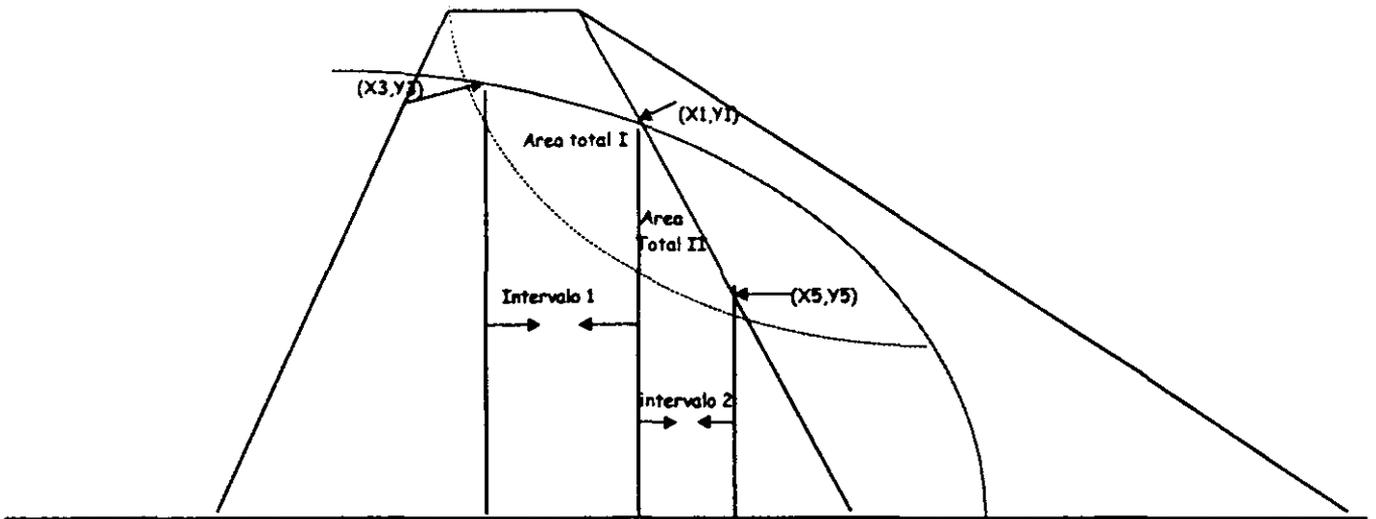


figura 4

El caso 1 estará limitado por los puntos (X3,Y3) y (X4,Y4), este último se tomará hasta cuando sea igual al punto (X1,Y1) porque este último punto es el límite de integración de el intervalo 1, como podemos ver en la figura 4.

Para facilitar el trabajo de encontrar el centroide del área total se emplean sumas algebraicas de áreas complementarias a ésta, de las que se conoce su centroide y nos dan áreas exactas y muy fáciles de programar.

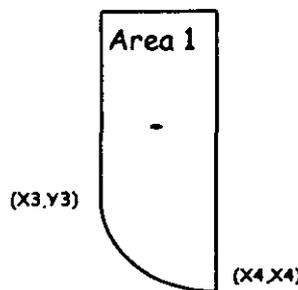
Las ecuaciones de integración de cada área complementaria para esta primera sección son las siguientes:

Área de integración de la circunferencia.

$$\text{ÁREA 1} = (\text{sen}^{-1}(X3'/d))(d^2/2) + (X3'/2)(d^2 - X3'^2)^{1/2} - (\text{sen}^{-1}(X4'/d))(d^2/2) + (X4'/2)(d^2 - X4'^2)^{1/2}$$

El apóstrofe sobre la variable (X3') significa que las coordenadas del puntos son con respecto a las coordenadas del centro de cada circunferencia y no con respecto al sistema principal.

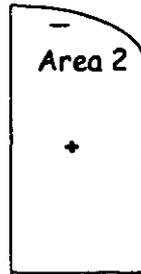
Simulación gráfica:



Área de integración bajo la parábola.

$$\text{ÁREA 2} = 1/6a_0(4a_0X_3)^{3/2} - 1/6a_0(4a_0X_4)^{3/2}$$

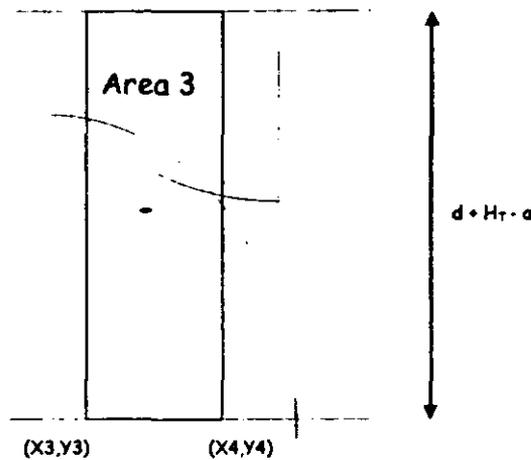
Simulación gráfica:



Área de integración del rectángulo.

$$\text{ÁREA 3} = (d + H_T - a)(X_3 - X_4)$$

Simulación gráfica:



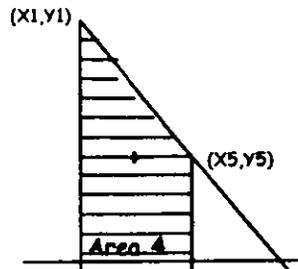
El caso 2 incluye tanto la sección I como la sección II de integración como se observa en la figura 4; por lo que los límites de integración de la sección I son exactamente los mismos solo que se toma el valor extremo de (X_4, Y_4) que es el punto (X_1, Y_1) , los límites de la sección II por otra parte van desde el punto (X_1, Y_1) hasta el punto (X_5, Y_5) , al igual que en caso 1, para el cálculo del área total se utilizaron áreas complementarias para un fácil manejo del centroide.

Las ecuaciones de integración de cada área complementaria para el intervalo 2 son las siguientes:

Área bajo el talud.

$$\text{ÁREA 4} = 1/2m_p X1^2 - a_0 X1 / m_p - 1/2m_p X5^2 - a_0 X5 / m_p$$

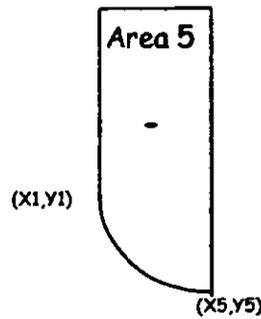
Simulación gráfica:



Área bajo la circunferencia.

$$\text{ÁREA 5} = (\text{sen}^{-1}(X1'/d))(d^2/2) + (X1'/2)(d^2 - X1'^2)^{1/2} - (\text{sen}^{-1}(X5/d))(d^2/2) + (X5'/2)(d^2 - X5'^2)^{1/2}$$

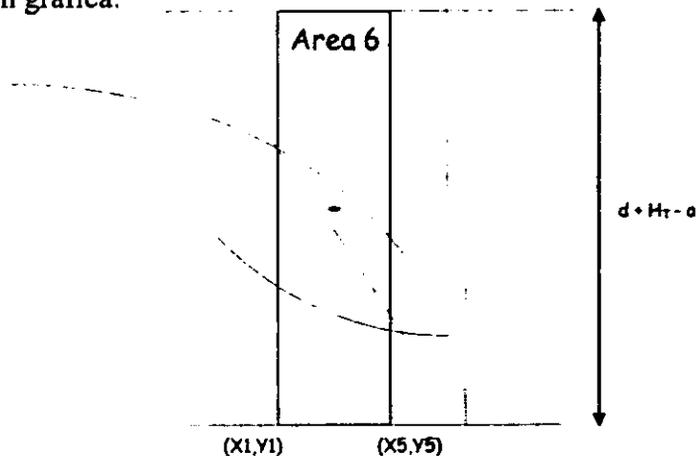
Simulación gráfica:



Área del rectángulo.

$$\text{ÁREA 6} = (d + H_r - a)(X1 - X5)$$

Simulación gráfica:



5. Área Total de Flujo.

Para el caso 1 el área total será:

$$\text{ÁREA TOTAL I} = \text{ÁREA2} - (\text{ÁREA3} - \text{ÁREA1})$$

Para el caso 2 el área total será:

$$\text{ÁREA TOTAL II} = \text{ÁREA TOTAL I} + (\text{ÁREA4} - (\text{ÁREA6} - \text{ÁREA5}))$$

Cálculo del Centroide del Área Total de Flujo

1. Cálculo del Centroide del área de flujo del intervalo 1.

Para dicho cálculo fue necesario dividir las áreas de integración en figuras geométricas con centroides de fácil determinación que nos permitieran una programación sencilla. Se optó, entonces, que para ambos intervalos sería conveniente utilizar las mismas figuras geométricas que se utilizaron para determinar el área de flujo, ya que además de ser simples también nos servirían sus áreas para calcular dichos centroides (ver simulaciones en el sección de Cálculo del Área de Flujo).

Ecuaciones para el cálculo de centroides:

Centroide del área bajo el arco de circunferencia. Se utilizaron dos figuras, por lo que fue necesario calcular sus áreas y centroides individuales.

Área del trapecio.

$$\text{ÁREA}_T = ((Y1' + Y2')(X1' - X2'))/2$$

Centroide del Trapecio con respecto al eje coordenado de cada círculo.

$$X_T' = ((X1' - X2')/3)((Y2' + 2Y1')/(Y2' + Y1'))$$

$$Y_T' = \frac{(Y2'/2 - Y1'/2)((X1' - X2')/3)((Y2' + 2Y1')/(Y2' + Y1'))}{X1' - 2X' + Y1'/2}$$

Centroide del trapecio con respecto a los ejes principales:

$$X_T = X_T' + X2$$

$$Y_T = d' - Y_T'$$

Área de la cuerda.

$$\text{ÁREA}_C = \text{ÁREA I} - \text{ÁREA}_T$$

Centroide de la cuerda con respecto al eje coordenado de cada círculo.
 Datos necesarios para la determinación del centroide:

$$S = ((X1' - X2')^2 + (Y2' - Y1')^2)^{0.5}$$

$$D = S^3 / 12 \text{ÁREA}_c$$

$$\theta = \text{angtan} ((X1' - X2') / (Y1' - Y2'))$$

donde:

- S longitud de la cuerda.
- D distancia entre el centroide de la cuerda y el origen del círculo de falla.
- θ ángulo que forma D con respecto a la vertical.

$$X_c' = D \cos \theta$$

$$Y_c' = D \sin \theta$$

Centroide de la cuerda con respecto a los ejes principales.

$$X_c = X_c' + b'$$

$$Y_c = d' - Y_c'$$

Centroide final del área bajo el arco de circunferencia.

$$X_{\text{ARCO}} = \frac{\text{ÁREA}_c X_c + \text{ÁREA}_T X_T}{\text{ÁREA}_c + \text{ÁREA}_T}$$

$$Y_{\text{ARCO}} = \frac{\text{ÁREA}_c Y_c + \text{ÁREA}_T Y_T}{\text{ÁREA}_c + \text{ÁREA}_T}$$

Centroide del área bajo la parábola. Fue necesario también, dividir la figura en dos.

Área del rectángulo.

$$\text{ÁREA}_R = (X1 - X2) Y1$$

Centroide del rectángulo con respecto a los ejes principales.

$$X_R = (X1 - X2) / 2 + X2$$

$$Y_R = Y1 / 2$$

Área de la sección parabólica.

$$\text{ÁREA}_p = \text{ÁREA } 2 - \text{ÁREA}_R$$

Centroide de la sección parabólica.

$$X_p = 3/5 (X1-X2) + X2$$

$$Y_p = 3/8 (Y2-Y1) + Y1$$

Centroide final del área bajo la parábola.

$$X_{PARA} = \frac{\text{ÁREA}_R X_R + \text{ÁREA}_P X_P}{\text{ÁREA 2}}$$

$$Y_{PARA} = \frac{\text{ÁREA}_R Y_R + \text{ÁREA}_P Y_P}{\text{ÁREA 2}}$$

Centroide del área rectangular.

$$X_{REC} = X1 - (X1-X2)/2$$

$$Y_{REC} = d'/2$$

Centroide final del área de flujo en el intervalo I.

$$X_I = \frac{\text{ÁREA2 } X_{PARA} - \text{ÁREA3 } X_{REC} + \text{ÁREA1 } X_{ARCO}}{\text{ÁREA TOTAL I}}$$

$$Y_I = \frac{\text{ÁREA2 } Y_{PARA} - \text{ÁREA3 } Y_{REC} + \text{ÁREA1 } Y_{ARCO}}{\text{ÁREA TOTAL I}}$$

2. Cálculo del Centroide del área de flujo del intervalo II.

Para localizar el centroide de este intervalo fue necesario cambiar los límites de las variables, modificando el cálculo del centroide bajo la parábola porque en este intervalo la línea superior de corriente cambia de ser una línea parabólica a ser la pendiente del talud impermeable aguas abajo de la presa eliminando el paso en donde se calculó el centroide de la sección parabólica, además, se realizaron algunas decisiones para que el programa presentara los nuevos resultados, por lo que a continuación sólo se expondrán el centroide final con respecto a los ejes principales.

$$X_{II} = \frac{\text{ÁREA4 } X_{TRAP} - \text{ÁREA5 } X_{REC} + \text{ÁREA6 } X_{ARCO}}{\text{ÁREA SUBTOTAL II}}$$

$$Y_{II} = \frac{\text{ÁREA4 } Y_{TRAP} - \text{ÁREA5 } Y_{REC} + \text{ÁREA6 } Y_{ARCO}}{\text{ÁREA SUBTOTAL II}}$$

$$\text{ÁREA SUBTOTAL II} = \text{ÁREA TOTAL II} - \text{ÁREA TOTAL I}$$

3. Cálculo del Centroide del Área Total de Flujo.

$$X_{\text{TOTAL}} = \frac{\text{ÁREA TOTAL I} X_I + \text{ÁREA SUBTOTAL II} X_{II}}{\text{ÁREA TOTAL II}}$$

$$Y_{\text{TOTAL}} = \frac{\text{ÁREA TOTAL I} Y_I + \text{ÁREA SUBTOTAL II} Y_{II}}{\text{ÁREA TOTAL II}}$$

Cálculo de la Fuerza de Flujo.

1. Características de la fórmula para obtener la fuerza de flujo y la descripción de cada uno de sus componentes.

$$F_F = I * \text{ÁREA TOTAL II}$$

donde:

$$I = \Delta H / L$$

Longitud L:

La longitud L se considera como una aproximación de la longitud real que tiene la línea de corriente que pasa por el centroide del área de flujo, esta aproximación consistió en tomar dos segmentos de recta dentro del área de flujo que se asemejaran a la línea de corriente real (ver figuras 5 y 6), y se calculó de la siguiente manera.

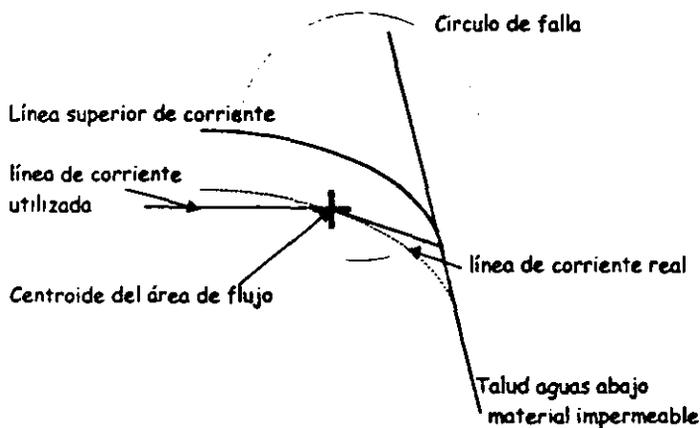


figura 5

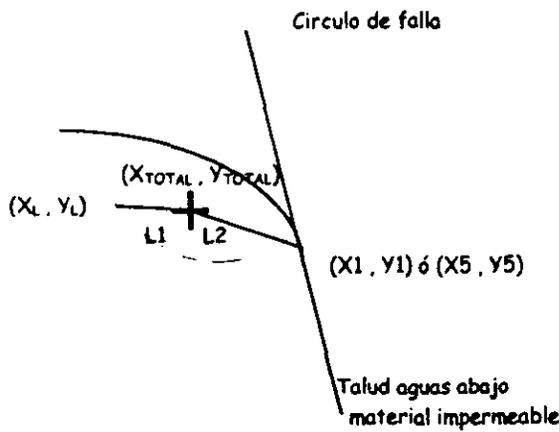


figura 6

Cálculo de la longitud del segmento L1 y L2.

$$L1 = ((X_L - X_{TOTAL})^2 + (Y_L - Y_{TOTAL})^2)^{0.5}$$

$$L2 = ((X_1 - X_{TOTAL})^2 + (Y_1 - Y_{TOTAL})^2)^{0.5} \text{ ó } L2 = ((X_5 - X_{TOTAL})^2 + (Y_5 - Y_{TOTAL})^2)^{0.5}$$

Longitud Total de la línea de corriente que pasa por el centroide del área de flujo:

$$L = L1 + L2$$

Brazo Motor B_M

El brazo motor fue considerado como la distancia entre el centroide del área de flujo y el centro del círculo de falla correspondiente a esa área. su ecuación es:

$$B_M = ((X_{TOTAL} - b')^2 + (d' - Y_{TOTAL})^2)^{0.5}$$

Carga Hidráulica ΔH .

La carga hidráulica se consideró como la diferencia de alturas del NAMO con respecto a cada nivel de análisis, siempre y cuando este nivel de análisis se intersectara con la línea superior de corriente, las ecuaciones necesarias para estimar dichos valores se presentan a continuación.

$$\Delta H = H_T - Y1$$

para cuando el círculo de falla solo corte el intervalo I (ver figura 2)

$$\Delta H = H_T - Y5$$

para cuando el círculo de falla corte ambos intervalos (ver figura 3)
Gradiente Hidráulico i .

$$i = \Delta H / L$$

Fuerza de Flujo.

Aplicando la siguiente ecuación obtenemos:

$$F_f = \gamma_w i \text{ \textbf{ÁREA TOTAL II}}$$

$$F_f = \gamma_w (\Delta H / L) \text{ \textbf{ÁREA TOTAL II}}$$

Cálculo del Momento Motor.

Se necesitó calcular el momento motor provocado por la fuerza de flujo con respecto al círculo de falla asociado a ésta, porque las ecuaciones utilizadas para obtener los factores de seguridad requieren los momentos causados por las diferentes fuerzas existentes en una cortina. La ecuación utilizada para obtener el momento de la fuerza de flujo es:

$$\mathbf{M_M = F_f * B_M}$$