



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
GABRIEL GARCÍA AGUILAR

TUTOR PRINCIPAL  
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO  
FACULTAD DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, 16 DE NOVIEMBRE DEL 2016

## **JURADO ASIGNADO:**

Presidente: M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

Secretario: M. I. JORGE EFRAÍN CASTILLA CAMACHO

1er. Vocal: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

2do. Vocal: M. I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO

3er. Vocal: DR. CELESTINO VALLE MOLINA

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Facultad de Ingeniería UNAM

### **TUTOR DE TESIS:**

Dr. Rigoberto Rivera Constantino

---

**FIRMA**

## **AGRADECIMIENTOS:**

A mis padres por el apoyo, estímulo y palabras de motivación que me han brindado en todo momento para cumplir una etapa más de mi vida.

Al Sr. Gregorio Aparicio Gonzales (D.E.P.) y familia por su apoyo brindado durante mis estudios.

Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino por su orientación y conocimientos compartidos en la dirección de esta tesis.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por otorgarme una beca para realizar mis estudios de maestría.

A mis sinodales: Dr. Celestino Valle Molina, M. I. Jorge Efraín Castilla Camacho, M. I. Carmelino Zea Constantino, M. I. Agustín Deméneghi Colina, por su tiempo invertido en la revisión de esta tesis y sus valiosas aportaciones enriquecieron más este trabajo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) por darme el apoyo institucional para realizar los estudios de maestría y la oportunidad de ser parte de ella.

## RESUMEN

Las presas de tierra y enrocamiento son una de las estructuras más antiguas construidas por el hombre las cuales han resistido el paso del tiempo y de los sismos. En la actualidad la tendencia mundial tiene por objeto mejorar el conocimiento que hasta el momento se tiene sobre presas, su comportamiento estructural ante eventos que ponen en riesgo su seguridad y las posibles consecuencias que pudieran derivar su mal comportamiento o su falla.

La presente tesis se presenta un análisis de estabilidad de taludes en la sección de la presa Ing. Manuel Moreno Torres “Chicoasén” al término de la construcción y una vez establecido el flujo de agua, así mismo se realiza un análisis de deformación al término de la construcción y una vez establecido el flujo de agua.

Se presenta una revisión por sismo de la sección de la presa de tierra y enrocado, en primer lugar se presenta el método pseudoestático el cual incorpora la acción sísmica mediante una fuerza horizontal y una vertical que se aplica en la sección de la cortina. Después se ilustra el método del bloque deslizante desarrollado por Newmark y finalmente se describe el análisis de estabilidad dinámico con el método de Newmark, el cual calcula el Factor de Seguridad (FS) para cada intervalo de tiempo.

Cabe mencionar que para los diversos análisis se utilizan el software Geostudio 2007 y Slide este último perteneciente a Rocscience los cuales utilizan el método del elemento finito.

## **ABSTRACT**

The earth and rockfill dams are one of the oldest manmade structures which have stood the test of time and earthquakes built. At present, the global trend is to improve the knowledge that so far has on dams, structural behavior to events that put their safety and the possible consequences that may arise from their bad behavior or risk failure.

This thesis is an analysis of slope stability is presented in the section of the Ing dam. Manuel Moreno Torres "Chicoasén" at the end of the construction and once established the flow of water, also an analysis of deformation is performed at the end of construction and once established water flow.

A review is presented by earthquake section of earth and rockfill dam, first the pseudostatic method which incorporates the seismic action by a horizontal and a vertical force is applied in the section of the curtain is presented. After the method developed by Newmark sliding block illustrated and finally the dynamic stability analysis method Newmark, which calculates the safety factor (SF) for each time interval described.

It is noteworthy that for the various analyzes the GeoStudio 2007 Slide software and the latter belonging to Rocscience which use the finite element method are used.

# ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO	PÁG.
<b>Capítulo 1 Introducción</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes	2
1.2 Objetivos	5
1.3 Alcances	6
<b>Capítulo 2. Clasificación de presas</b>	<b>7</b>
2.1 Según su proceso constructivo	7
2.1.1 Presas de relleno hidráulico	7
2.1.2 Presas de materiales compactados	9
2.2 Según sus materiales	10
2.2.1 Presas de tierra	10
2.2.1.1. Presas homogéneas	11
2.2.1.2 Presas homogéneas con filtros	12
2.2.1.3 Presas de materiales graduados	13
2.2.2 Presas de enrocamiento	16
2.2.2.1 Presas de enrocamiento con corazón impermeable	18
2.2.2.2 Presas de enrocamiento con pantalla impermeable	19
2.2.2.3 Presas con delantal o con pantalla	22
2.2.3 Presas de concreto compactado rodillado (CCR)	24
2.3 Según su estructura	27
2.3.1 Presas de gravedad	27
2.3.2 Presas de contrafuertes	29
2.2.3 Presas de arco	30
2.4 Por su riesgo potencial	31
2.5 Por su tamaño	32
2.6 Por su uso	33
<b>Capítulo 3. Generalidades básicas de un sismo</b>	<b>34</b>
3.1 Los sismos y sus causas	34
3.1.1 Constitución interna de la tierra	34
3.1.2 Tectónica de placas	35
3.1.3 Clasificación de los sismos	38
3.2 Ondas sísmicas	39
3.3 Características de la fuente sísmica	42
3.3.1 Energía	43
3.3.1.1 Magnitud	43
3.3.1.2 Intensidad	44

3.3.2 Duración	45
<b>3.4 Sismicidad</b>	<b>45</b>
3.4.1 Eventos principales	45
3.4.2 Replicas	46
3.4.3 Sismicidad umbral	47
3.4.4 Sismicidad estadística	47
<b>Capítulo 4. Análisis de esfuerzo y deformación</b>	<b>48</b>
<b>4.1 Causas de asentamientos</b>	<b>48</b>
<b>4.3 Asentamientos</b>	<b>49</b>
<b>4.4 Consolidación</b>	<b>50</b>
<b>4.5 Modelos constitutivos utilizados en Geotecnia</b>	<b>50</b>
4.5.1 Modelos elásticos lineales	52
4.5.2 Modelos elásticos no lineales	53
4.5.3 Modelos elastoplásticos	53
<b>Capítulo 5. Métodos de análisis tradicionales en el diseño sísmico de cortinas de tierra y enrocamiento</b>	<b>55</b>
<b>5.1 Método pseudoestático</b>	<b>55</b>
5.1.1 Coeficientes para el análisis pseudoestático	56
5.1.2 Procedimiento de análisis pseudoestático de un talud infinito	57
5.1.3 Limitación del método pseudoestático	58
<b>5.2 Método de Newmark</b>	<b>58</b>
5.2.1 Consideraciones generales del método	59
5.2.2 Resistencia al deslizamiento del bloque	60
5.2.3 Cálculo de la aceleración crítica	60
5.2.4 Deslizamiento de un sólido-rígido-plástico	65
<b>5.3 Método de Richards y Elms</b>	<b>67</b>
<b>5.4 Método de Whitman y Liao</b>	<b>68</b>
<b>5.5 Método del elemento finito</b>	<b>69</b>
<b>5.6 Método de diferencias finitas</b>	<b>71</b>
<b>Capítulo 6. Análisis sísmico en presas</b>	<b>74</b>
<b>6.2 Comportamiento sísmico</b>	<b>75</b>
<b>6.2 Tipos de fallas</b>	<b>76</b>
6.2.1 Agrietamiento longitudinal	76
6.2.2 Agrietamiento transversal	77
6.2.3 Deslizamiento	77
6.2.4 Tubificación interna	78
6.2.5 Asentamientos	79

6.2.6 Rotura de la presa _____	79
6.2.7 Deslizamiento en el vaso de almacenamiento _____	80
<b>Capítulo 7. Aspectos generales de la presa Ing. Manuel Moreno Torres</b>	
<b>“Chicoasén” _____</b>	<b>81</b>
7.1 Ubicación _____	81
7.2 Hidrología _____	82
7.3 Sistema hidroeléctrico del Rio Grijalva _____	85
7.4 Descripción general de las obras _____	88
7.4.1 Cortina _____	88
7.4.2 Obras de desvió _____	90
7.4.3 Obras de excedencias _____	90
7.4.4 Obras de generación _____	91
7.5 Geología _____	93
7.6 Instrumentación en la cortina _____	96
7.7 Sismicidad _____	99
7.7.1 Sismicidad histórica _____	100
<b>Capítulo 8. Análisis y resultados de la Presa Ing. Manuel Moreno Torres</b>	
<b>“Chicoasén” _____</b>	<b>102</b>
8.1 Análisis de estabilidad de taludes _____	102
8.2 Análisis de flujo de agua _____	108
8.3 Análisis de estabilidad de taludes con flujo establecido _____	112
8.4 Análisis de asentamientos en la presa Chicoasén _____	115
8.5 Análisis sísmico _____	122
8.5.1 Análisis pseudoestático bajo condiciones de flujo establecido _____	122
8.5.2 Método del bloque deslizante de Newmark bajo condiciones de flujo establecido _____	126
8.5.2.1 Análisis de condiciones iniciales considerando el NAME _____	128
8.5.2.2 Análisis dinámico elástico lineal considerando el NAME _____	130
8.5.2.3 Análisis de condiciones iniciales considerando el NAMO _____	134
8.5.2.4 Análisis dinámico elástico lineal considerando el NAMO _____	135
8.5.2.5 Análisis de estabilidad de taludes con el método de Newmark _____	139
<b>Capítulo 9. Conclusiones _____</b>	<b>144</b>
<b>REFERENCIAS _____</b>	<b>145</b>
<b>Anexo 1 _____</b>	<b>152</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

CONTENIDO	PÁG.
Figura 1. Presa de relleno hidráulico _____	8
Figura 2. Defectos de una presa de relleno hidráulico _____	8
Figura 3. Presa homogénea _____	12
Figura 4. Presa homogénea con filtro horizontal _____	12
Figura 5. Presa homogénea con filtro vertical y horizontal _____	13
Figura 6. Presa homogénea con filtro aguas arriba y aguas abajo _____	13
Figura 7. Presa de materiales graduados _____	14
Figura 8. Presa de enrocamiento, corazón vertical _____	19
Figura 9. Presa de enrocamiento, corazón inclinado _____	19
Figura 10. Presa de enrocamiento con losa de concreto o asfalto (cimentación rígida) _____	20
Figura 11. Presa de enrocamiento con muro celular (cimentación rígida) _____	22
Figura 12. Presa de tierra y enrocamiento con trinchera ( $H_c \leq 20$ m) _____	22
Figura 13. Presa con delantal impermeable ( $H_c > 20$ m) _____	23
Figura 14. Pantalla de inyecciones _____	23
Figura 15. Pantalla de pilotes o muros, de concreto simple _____	23
Figura 16. Trinchera rellena con lodo _____	24
Figura 17. Sección transversal de la presa de CCR _____	24
Figura 18. Curvas granulométricas típicas del concreto convencional y el CCR _____	26
Figura 19. Presa a gravedad _____	28
Figura 20. Diferentes juntas en presas de gravedad _____	29
Figura 21. Presa de contrafuertes _____	30
Figura 22. Presa de arco _____	31
Figura 23. Corte de la tierra en el que se muestra su estructura interna _____	35
Figura 24. Movimiento relativo de las placas _____	36
Figura 25. Placas tectónicas, epicentro y volcanes _____	37
Figura 26. Placas tectónicas que afectan a México _____	38
Figura 27. Generación de las ondas internas y superficiales, ilustrando los diferentes trayectos y tiempos de arribo al sismógrafo _____	40
Figura 28. Deformación que provocan las Ondas P _____	41
Figura 29. Deformación que provocan las Ondas S _____	41
Figura 30. Deformación que provocan las Ondas Rayleigh. _____	41
Figura 31. Deformación que provocan las Ondas Love _____	42
Figura 32. Formas más usuales de medir un sismo _____	42
Figura 33. Sismicidad en México y la zona del Caribe de 1900 a la fecha. Cada punto representa un sismo. Los colores indican la profundidad _____	46
Figura 34. Modelos perfectamente plásticos: a) rígido perfectamente plásticos, b) elástico perfectamente plástico _____	54
Figura 35. Analogía de Newmark. Método del bloque deslizante _____	59
Figura 36. Superficie de deslizamiento circular _____	60
Figura 37. Bloque deslizante _____	62
Figura 38. Superficie de deslizamiento plana _____	64
Figura 39. Bloque rectangular de un pulso de aceleración _____	65

Figura 40. Velocidad de respuesta a un bloque de aceleración rectangular	66
Figura 41. Masa deslizando bajo una fuerza constante	67
Figura 42. Modelo de diferencias finitas	73
Figura 43. Deslizamiento	78
Figura 44. Tubificación (erosión interna)	78
Figura 45. Asentamientos de la cortina	79
Figura 46. Desplazamiento de fallas, vertical y horizontal (elevación y planta)	80
Figura 47. Deslizamiento en el vaso de almacenamiento	80
Figura 48. Perfil del sistema del rio Grijalva	81
Figura 49. Localización Geográfica de la Presa Chicoasén	82
Figura 50. Regiones Hidrológicas	83
Figura 51. Región Hidrológica N. 30	83
Figura 52. Sistema del Rio Grijalva	84
Figura 53. Presas del Rio Grijalva alojadas en la cuenca del Rio Grijalva	87
Figura 54. Sección máxima de la presa Chicoasén	90
Figura 55. Perfil del vertedor	91
Figura 56. Tubería a presión y casa de maquinas	92
Figura 57. Vista en planta de la presa Chicoasén	92
Figura 58. Perfil Geológico a lo largo del eje de la presa Chicoasén	93
Figura 59. Fallas $\alpha$ , $\beta$ , $\gamma$	94
Figura 60. Efecto de arqueamiento por la falla Chicoasén	95
Figura 61. Instrumentación longitudinal máxima	97
Figura 62. Instrumentación transversal máxima	97
Figura 63. Instrumentación en planta	99
Figura 64. Placas tectónicas que interactúan en territorio mexicano	101
Figura 65. Sección transversal máxima de la presa Chicoasén	105
Figura 66. Sección transversal máxima de la presa Chicoasén	106
Figura 67. Circulo de falla en el talud aguas arriba de la presa Chicoasén	107
Figura 68. Sección máxima de la presa Chicoasén	107
Figura 69. Circulo de falla en el talud aguas debajo de la presa Chicoasén	108
Figura 70. Sección transversal máxima de la presa	110
Figura 71. Análisis de flujo de agua en la sección máxima de la presa y la LCS	110
Figura 72. Sección transversal máxima de la presa con el NAMO	111
Figura 73. Análisis de flujo de agua del NAMO en la sección máxima de la presa y la LCS	111
Figura 74. Circulo de falla del talud aguas arriba considerando el NAME	112
Figura 75. Circulo de falla en el talud aguas abajo considerando el NAME	113
Figura 76. Circulo de falla del talud aguas arriba considerando el NAMO	114
Figura 77. Circulo de falla del talud aguas abajo considerando el NAMO	114
Figura 78. Zonificación de los materiales	116
Figura 79. Sección Transversal máxima de la presa dibujada en SIGMA/W	117
Figura 80. Sección transversal máxima deformada	118
Figura 81. Curvas Deformaciones vs elevaciones obtenidas en el centro de la sección máxima de la presa	118
Figura 82. Curvas Deformaciones vs elevaciones obtenidas en el talud aguas arriba de la sección máxima de la presa	119

Figura 83. Curvas Deformaciones vs elevaciones obtenidas en el talud aguas abajo de la sección máxima de la presa _____	119
Figura 84. Sección transversal máxima de la presa considerando el NAMO en SIGMA/W _____	120
Figura 85. Sección transversal máxima deformada considerando el NAMO _____	121
Figura 86. Curvas de asentamientos vs elevaciones en el talud aguas arriba de la presa considerando el NAMO _____	121
Figura 87. Espectros de repuesta y diseño propuesto _____	123
Figura 88. Estabilidad del talud aguas arriba considerando la acción sísmica _____	124
Figura 89. Estabilidad del talud aguas abajo considerando la acción sísmica _____	124
Figura 90. Estabilidad de talud aguas arriba considerando el NAME y acciones sísmicas _____	125
Figura 91. Estabilidad de talud aguas abajo considerando el NAME y acciones sísmicas _____	125
Figura 92. Estabilidad de talud aguas arriba considerando el NAMO y acciones sísmicas _____	126
Figura 93. Estabilidad de talud aguas abajo considerando el NAMO y acciones sísmicas _____	126
Figura 94. Acelerograma del sismo de enero del 2002 _____	127
Figura 95. Modelo de elemento finito de la sección máxima de la presa _____	129
Figura 96. Resultados del análisis inicial estático (Contornos de esfuerzos verticales totales, kPa) _____	130
Figura 97. Malla deformada después del análisis dinámico de tipo elástico lineal _____	130
Figura 98. Contornos de aceleración máxima vertical (en g) _____	131
Figura 99. Contornos de aceleración máxima horizontal (en g) _____	131
Figura 100. Historia de aceleraciones horizontales en la corona de la cortina _____	132
Figura 101. Historia de aceleraciones verticales en la corona de la cortina _____	132
Figura 102. Historia de aceleraciones horizontales en la base _____	133
Figura 103. Desplazamiento horizontal en la corona _____	133
Figura 104. Historia de desplazamientos verticales en la corona _____	134
Figura 105. Modelo de elemento finito de la sección máxima de la presa _____	134
Figura 106. Resultados del análisis inicial estático (contornos de esfuerzos verticales totales, kPa) _____	135
Figura 107. Malla deformada después del análisis dinámico de tipo elástico lineal tomando en cuenta el NAMO _____	135
Figura 108. Contornos de aceleración máxima vertical (en g) _____	136
Figura 109. Contornos de aceleración máxima horizontal (en g) _____	136
Figura 110. Historia de aceleraciones horizontales en la corona de la cortina _____	137
Figura 111. Historia de aceleraciones verticales en la corona de la cortina _____	137
Figura 112. Historia de aceleraciones horizontales en la base _____	138
Figura 113. Desplazamiento horizontal en la corona _____	138
Figura 114. Historia de desplazamientos verticales en la corona _____	139
Figura 115. Circulo de falla del talud aguas arriba determinado con el método de Newmark _____	140
Figura 116. Variación del factor de seguridad en el talud aguas arriba con el tiempo _____	140
Figura 117. Circulo de falla del talud aguas abajo determinado con el método de Newmark _____	141
Figura 118. Variación del factor de seguridad en el talud aguas arriba con el tiempo _____	141
Figura 119. Circulo de falla del talud aguas arriba determinado con el método de Newmark _____	142
Figura 120. Variación del factor de seguridad en el talud aguas arriba con el tiempo _____	142
Figura 121. Circulo de falla del talud aguas abajo determinado con el método de Newmark _____	143
Figura 122. Variación del factor de seguridad en el talud aguas arriba con el tiempo _____	143

## ÍNDICE DE TABLAS

CONTENIDO	PÁG.
<i>Tabla 1. Clasificación de las presas por su tamaño</i>	32
<i>Tabla 2. Uso de las grandes presas en México</i>	33
<i>Tabla 3. Escala de Mercalli modificada</i>	44
<i>Tabla 4. Valores del coeficiente recomendados para el análisis pseudoestático</i>	56
<i>Tabla 5. Energía Hidroeléctrica en las Presas del Rio Grijalva</i>	86
<i>Tabla 6. Presas del Rio Grijalva</i>	87
<i>Tabla 7. Características de la cortina de la presa Chicoasén</i>	89
<i>Tabla 8. Factores de Seguridad</i>	104
<i>Tabla 9. Parámetros del suelo correspondientes a la sección transversal máxima de la presa</i>	106
<i>Tabla 10. Resultados del FS con diferentes método de análisis</i>	107
<i>Tabla 11. Factores de Seguridad con diferentes métodos de análisis</i>	108
<i>Tabla 12. Gastos obtenidos en la sección máxima de la presa considerando el NAME y NAMO</i>	112
<i>Tabla 13. Factores de Seguridad obtenidos del programa Slide en el talud de aguas arriba</i>	113
<i>Tabla 14. Factores de Seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad de talud aguas abajo</i>	113
<i>Tabla 15. Factores de Seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad de talud aguas arriba</i>	114
<i>Tabla 16. Factores de Seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad de talud aguas abajo</i>	115
<i>Tabla 17. Propiedades de los materiales utilizados en la sección máxima de la presa</i>	117
<i>Tabla 18. Comparación de resultados de asentamientos obtenidos con los modelos y la medición en campo</i>	120
<i>Tabla 19. Comparación de resultados de asentamientos obtenidos con los modelos y la medición en campo para el NAMO</i>	122
<i>Tabla 20. Daños sísmicos en los taludes</i>	128
<i>Tabla 21. Propiedades de los materiales para el análisis dinámico</i>	129

## Capítulo 1 Introducción

Una presa es una construcción que tiene por objeto contener el agua de un cauce natural con dos fines alternativos o simultáneos, según los casos: a) elevar el nivel para que pueda derivarse por una conducción (creación de altura), b) formar un depósito que, al retener los excedentes, permita suministrar el líquido en los momentos de escasez (creación de embalse) o para amortiguar (laminar) las puntas de las crecidas.

En la actualidad la tendencia mundial tiene por objeto mejorar el conocimiento que hasta el momento se tienen sobre las presas, su comportamiento estructural ante eventos que ponen en riesgo su seguridad y las posibles consecuencias que pudieran derivar de su mal comportamiento o su falla. Esta tendencia ha permitido disminuir las fallas de dichas estructuras y a la vez elevar los estándares de seguridad exigidos tanto para presas existentes como en los proyectos en desarrollo o futuros.

En México se tienen aproximadamente 8000 presas, de las cuales están registradas 5400, de éstas 667 están clasificadas como grandes presas, de acuerdo con la definición de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés). Sin embargo, varias de estas presas se encuentran abandonadas o sus sistemas de monitoreo ya no funcionan o cuentan con un mantenimiento deficiente por parte de las dependencias encargadas de su supervisión y mantenimiento.

Se reconoce que una tercera parte de las presas construidas en el mundo se encuentran en zonas sísmicas. Aun las presas localizadas fuera de las zonas sísmicas también pueden ser afectadas por la sismicidad inducida por el llenado del embalse; se ha presentado este fenómeno en un 17% de las presas cuyas alturas son mayores de 100 m, o cuyos almacenamientos son mayores de 1000 millones de m<sup>3</sup>.

El aparente grado de seguridad sísmica en presas se debe principalmente a que existen escasas presas que han sido sujetas a sismos intensos. Hasta la fecha casi no existen presas expuestas a las dos condiciones extremas de diseño: que el sismo en el sitio sea el máximo probable y que el embalse esté lleno.

De las presas construidas en México, una gran parte de ellas se encuentra en regiones de alta o mediana sismicidad. Es por ello, que la ingeniería sísmica en México aplicada al diseño de presas ha tenido logros significativos en los últimos años, de lo cual dan testimonio los estudios avanzados en la revisión de la seguridad de las presas de gran altura.

### **1.1 Antecedentes**

Se sabe que los ingenieros Egipcios, por medio de un dispositivo llamado nilómetro, observaban las elevaciones de los ríos. Si el nivel o lecturas representaban un peligro elevado para la población, enviaban equipos de remeros aguas abajo para avisar a los residentes que desocuparan las áreas que se encontraban a un nivel más bajo del nivel del río.

Los Asirios y Egipcios levantaron grandes presas de mampostería hace 6000 años para almacenar agua para riego. Luego 2000 años a. c. se construyó en Arabia una presa de mampostería mayor que cualquiera conocida.

Las presas de tierra y enrocamiento, es posible que sean una de las estructuras más antiguas construidas por el hombre que han resistido el paso del tiempo y de los sismos. Los chinos antes de la guerra cristiana, ya tenían bordos de gran longitud y compactaban la tierra con varas de carrizo manejadas por verdaderos ejércitos humanos.

Los hindúes desarrollaron este tipo de obra desde el año 500 a. c. y construyeron la presa Madduk-Masur, de 33 m de altura, hace 45 décadas, se destruyó por carencia de vertedor. Los mexicas, bajo el gobierno de Netzahualcóyotl en 1450, construyeron estructuras de este tipo para protección contra inundaciones, como albardón que dividía los lagos de Texcoco y Xaltocan, (Benassini, 1975).

Las presas de tierra para el almacenamiento de agua para riego, como lo atestigua la historia y los restos que sobreviven de las antiguas estructuras, se han usado desde los primeros días de la civilización. Algunas de las estructuras construidas en la antigüedad eran de enorme tamaño. En Ceilán, en el año 504 a. c. se terminó una presa de tierra de 11 m de largo y 70 pies de alto, contenía, aproximadamente, 17 millones de yardas cúbicas de terraplén. En nuestros días, como en el pasado, la presa de tierra continúa siendo el tipo más común de presa pequeña, principalmente porque en su construcción se utilizan materiales en su estado natural con un mínimo de tratamiento.

Hasta en los tiempos modernos todas las presas de tierra se proyectaban por procedimientos empíricos, y la literatura técnica está repleta de relatos de las fallas de estas obras. Estas fallas revelaron que los métodos empíricos debían reemplazarse por procedimientos racionales de ingeniería, tanto en el proyecto como en la construcción.

Las presas más antiguas de que se tiene referencia en México y quizá en América, es la Xolotl, construida sobre el río Texcoco con fines de riego, probablemente por el año 1100 de nuestra era.

Esta presa, cuya cortina era seguramente de tierra, fue destruida por los enemigos de Xolotl con objeto de matarlo y dañarlo en sus propiedades.

Durante la época colonial abunda la construcción de presas con cortinas tipo gravedad, de mampostería y muchas con machones o contrafuertes, con técnica constructiva de antecedentes romanos y seguramente intuitivos.

En nuestro país, entre los siglos XVII y XIX, se construyeron un gran número de presas, la mayoría de mampostería, en Aguascalientes y Querétaro, destinadas fundamentalmente a riego. Casi todas de trazo recto, con algunos contrafuertes y con dimensiones en su sección que ahora pueden considerarse como atrevidas, desde el punto de vista de su estabilidad.

Entre las más importantes obras de almacenamiento que subsisten se pueden mencionar: la de Saucillo, de 11 m de altura, de 1730; San Blas de 1755; Natillas, de 12 m de 1760; Pabellón, de 1770, todas éstas en Aguascalientes. En Guanajuato, El Aguacate, de 12 m, de 1780; y la de Nadó con 26 m de altura de 1800, en el Estado de México. Digna de mención, por su importancia en la época, está la presa La Boquilla terminada en 1916 en el río Conchos, Chihuahua. Su cortina es de tipo gravedad, de concreto y mampostería, de 70 m, y fue construida por la Compañía Eléctrica del Río Conchos.

Otras obras más, incluyendo pequeñas presas derivadoras, fueron realizadas entonces por compañías particulares autorizadas por convenios, por contratos o concesiones del gobierno para riego de tierras como las de Lombardia y Nueva Italia en Michoacán.

En cuanto a los efectos sísmicos sobre la seguridad de presas empezaron a ser tomados en cuenta por la profesión a partir de mediados de los años veinte del siglo pasado. El clásico trabajo de Westergaard titulado "Presión hidrodinámica sobre presas durante sismos" fue publicado en 1933. Existen indicios de que muchos proyectistas de esa época ya realizaban algunos estudios analíticos o incorporaban algunas medidas defensivas simples para incrementar la seguridad de presas contra efectos sísmicos.

Durante el período comprendido entre 1930 y 1970, en la práctica de diseño se tomaban en cuenta los efectos sísmicos por incorporar simplemente una fuerza lateral estática en el análisis de estabilidad, para representar fuerzas de inercia inducidas por el sismo. La fuerza lateral ha sido representada por una fracción de 5 a 10% de la fuerza vertical inducida por el peso propio de la cortina. Esta práctica ha sido demostrada satisfactoriamente por experiencias registradas en muchos sismos fuertes, entre ellos el de San Francisco ( $M=8.3$  es la magnitud en la escala de Richter) en 1906 y el del lago Hebgen ( $M=7.1$ ) en 1959. Sin embargo, en los años sesenta y e inicios de los setenta, ocurrieron varios eventos sísmicos que llevaron a los ingenieros a reevaluar sus criterios de diseño sísmico; el sismo de Alaska ( $M=8.3$ ) en 1964 y el de San Fernando ( $M=6.6$ ) en 1971, son de



particular importancia. También se han registrado sismos con aceleración mayor que 0.3 g, un nivel de aceleración substancialmente más alto que el considerado en esa época en los análisis tradicionales, entre 0.05 a 0.1 de la aceleración de gravedad.

El primer modelo utilizado en el análisis bidimensional de presas de tierra y enrocamiento se debe a Ishizaki y Hatakeyama (1962), quienes consideran que la presa se puede representar como un estado de deformaciones planas y utilizan el método de diferencias finitas para resolver las ecuaciones de equilibrio dinámico.

Actualmente se ha logrado un progreso notable en el entendimiento del comportamiento de las presas de tierra y enrocamiento sometidas a la acción sísmica. Se tienen disponibles métodos analíticos y numéricos para calcular la respuesta dinámica de estructuras de tierra y enrocamiento, se realizan ensayos estáticos y dinámicos para determinar las propiedades del suelo bajo cargas estáticas y dinámicas y se disponen de métodos de diseño para evaluar la estabilidad sísmica y el potencial de deformación de estas. Sin embargo, todavía quedan problemas no resueltos acerca de la precisión del cálculo numérico y de las propiedades dinámicas de los materiales utilizados.

## **1.2 Objetivos**

Realizar un análisis de estabilidad de taludes utilizando los métodos de equilibrio límite en la sección máxima de la presa Ing. Manuel Moreno Torres “Chicoasén” al término de la construcción y una vez establecido el flujo de agua.

Realizar un análisis de deformaciones de la presa al término de la construcción, con flujo establecido.

Realizar un análisis sísmico utilizando el método pseudoestático y el método del bloque deslizante de Newmark en la sección máxima de la presa al final de la construcción y con flujo establecido.

### **1.3 Alcances**

Se plantean realizar un análisis de estabilidad del talud aguas arriba y abajo de la sección transversal máxima de la presa, recién construida y una vez establecido el flujo de agua.

Se realiza un análisis de flujo de agua en condiciones de flujo establecido para determinar el gasto que pasa a través de la cortina y la posición de la línea de corriente superior para el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y el nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO).

Realizar un análisis de asentamientos para la sección máxima de la presa con el nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO) y realizar una comparación con los asentamientos obtenidos con el modelo numérico y las medidas en campo.

Finalmente se realizara un análisis dinámico de la sección utilizando el método pseudoestático y le método de deslizamiento de Newmark.

## **Capítulo 2. Clasificación de presas**

Existen diversas formas de clasificar una presa; en algunos casos se clasifican por los materiales que las constituyen, en otras ocasiones las agrupan según su desempeño estructural, de esta manera se podrían adoptar diferentes clasificaciones que se han usado a lo largo del tiempo. Sin embargo, en este apartado se presenta una clasificación que engloba las características más importantes a tomar en cuenta.

### **2.1 Según su proceso constructivo**

En términos muy generales se pueden clasificar en dos grupos, los cuales son descritos de forma breve a continuación.

#### **2.1.1 Presas de relleno hidráulico**

Su característica fundamental es que los materiales integrantes de la sección, incluyendo los finos del corazón y los granulares relativamente gruesos de los respaldos permeables, son obtenidos en la cantera, conducidos a la cortina y colocados en ella por medios hidráulicos. Con la creación de un estanque al centro del terraplén y canales de distribución que parten del talud exterior; se logra una disposición adecuada del material explotado en cantera. Manteniendo un control estricto de las pendientes en los canales de distribución, los fragmentos más gruesos se depositan en la vecindad de los taludes exteriores, la fracción arcillosa o limos se sedimenta en las partes centrales, y entre esta y la masa granular queda una zona de tracción (figura 1). Teóricamente la solución es atractiva. En la práctica, son varios los factores que influyen en la construcción de la estructura, algunos de ellos de difícil vigilancia. A principios de siglo, ingenieros ingleses introdujeron en México este tipo de presa (Laguna, Los Reyes Nexapa, Tenango y Necaxa del sistema Necaxa, CLF).

La cantera debe presentarse a un tanque hidráulico con chiflones o monitores, tener composición granulométrica aceptable y homogénea. La conducción de los materiales es también por medios hidráulicos por lo que se requiere contar con un desnivel importante entre la cantera y la cortina para que el flujo mantenga una

velocidad alta. En caso contrario puede explotarse la cantera y transportar el material con camiones a la cortina, donde se coloca y se ataca por medio de chiflones para que sedimente según el diseño, desde los taludes exteriores hasta el centro de la sección.

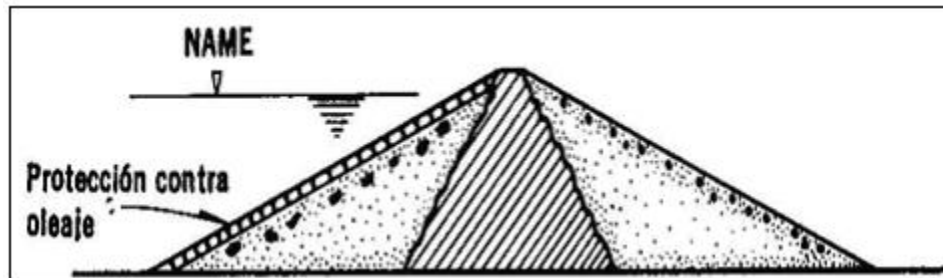


Figura 1. Presa de relleno hidráulico

Debido al proceso constructivo, las fronteras entre los distintos tamaños de materiales son variables, y más bien cuenta con una sección en la cual se pasa de las partículas mayores hasta las finas de forma gradual. Para verificar la estabilidad de la cortina se requiere determinar el límite entre los materiales granulares y los cohesivos, lo cual se puede lograr a partir de la composición granulométrica media del material utilizado. Sin embargo, una variación importante en el material de cantera o un control deficiente de la colocación del material en la cortina produciría fronteras irregulares entre sus componentes, efecto indeseable para una presa.

Las consecuencias de una variación importante en la cantera, o bien de un control deficiente de la distribución de los materiales en la cortina, se muestra en la figura 2.

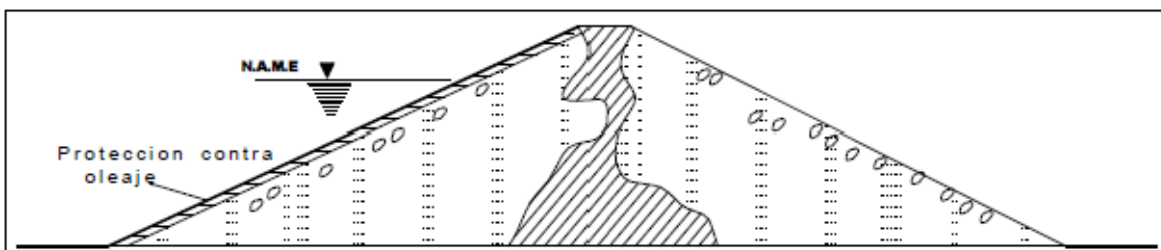


Figura 2. Defectos de una presa de relleno hidráulico

A pesar de lo accesible que resulta este método constructivo en términos de costo, cuenta con algunas desventajas que han provocado que su uso se haya reducido. Lo más importante es que los materiales son colocados en estado suelto, con lo que se disminuye su resistencia al corte y aumenta su compresibilidad, además de que son más susceptibles a licuación que aquellos que se compactan. El desarrollo de los equipos y métodos de compactación más eficientes, así como los buenos resultados que con ellos se obtienen, han contribuido al desuso de este tipo de presas.

Sin embargo, es importante mencionar que en el ramo minero han tenido auge, para la retención de sólidos sueltos y líquidos de desecho, producto de la explotación minera, conocidas como presas de jales o de relaves.

### **2.1.2 Presas de materiales compactados**

Diversos estudios durante varias décadas y el desarrollo de equipos y métodos de compactación eficientes tuvieron un efecto muy importante en el avance de la ingeniería de presas. La compactación fue aplicada en Europa a principios del siglo XIX. En Inglaterra, hacia 1820, se usaron rebaños de ovejas; posteriormente, rodillos pesados de concreto o fierro. Dicha práctica fue llevada a California, EUA, por ingenieros europeos y aplicada en 1860. En ese mismo estado de California se desarrolló el rodillo pata de cabra (1950, con clavos de durmiente de unos 15 cm de longitud). Los resultados fueron satisfactorios y en 1970 se compactó la presa Drum, utilizando este tipo de rodillo.

En esa época el desconocimiento de la influencia del contenido de agua del suelo en la compactación llevaron a la falla varias presas construidas en los Estados Unidos; este problema fue estudiando durante un buen tiempo hasta que Proctor publicó en 1933 los resultados de sus estudios sobre compactación, los ingenieros comprendieron la importancia de ciertos parámetros como la humedad óptima y la energía de compactación en las propiedades mecánicas de los suelos. En México desde la creación de la Ingeniería Experimental, Comisión Nacional de Irrigación (1936), se impone el requisito de la compactación para construir la terracería de obras hidráulicas.

Pronto se comprendió que no había razón para colocar los filtros y las transiciones sin compactar, y se desarrollaron rodillos vibratorios que permiten compactar desde materiales granulares finos hasta enrocamientos. Así mismo, los estudios de laboratorio y de campo han permitido ampliar el conocimiento acerca del comportamiento de los materiales compactados, incluyendo los suelos finos cohesivos, los suelos granulares, las gravas y enrocamientos. Todo esto ha permitido disminuir los costos de las obras, así como el lapso de la construcción de los terraplenes.

Lo descrito anteriormente da una idea de la evolución que se ha tenido en la construcción de las presas de materiales compactados.

Las características de la sección en una presa de materiales compactados dependen de la disponibilidad de suelos y rocas, de las propiedades mecánicas, de la topografía del lugar y de las condiciones geológicas.

## **2.2 Según sus materiales**

Es la clasificación más común, se usa en la selección de los procedimientos de construcción y se basa en los materiales que forman la estructura.

### **2.2.1 Presas de tierra**

Constituyen el tipo de presas más común, principalmente por su construcción ya que intervienen materiales en su estado natural que requieren el mínimo tratamiento. Además, los requisitos para sus cimentaciones son menos exigentes que para los otros tipos.

Es probable que las presas de tierra continúen prevaleciendo sobre los demás tipos para fines de almacenamiento, parcialmente, debido a que el número de emplazamientos favorables para las estructuras de concreto está disminuyendo como resultado de los numerosos sistemas de almacenamiento de agua que se han emprendido, especialmente en las regiones áridas y semiáridas en las que la conservación del agua para riego es una necesidad fundamental.

Aunque dentro de la clasificación de las presas de tierra están comprendidos varios tipos, los adelantos obtenidos en los equipos de excavación, acarreo y

compactación de materiales térreos, ha hecho que el tipo de presas de tierra compactada sea tan económico que virtualmente ha reemplazado los tipos de terraplenes hidráulicos y semihidráulicos.

Las presas de tierra compactada se subdividen en presas de un solo material, o de varios, o con diafragmas.

Las presas de tierra requieren estructuras complementarias que sirvan de vertederos de demasías. La principal desventaja de una presa de tierra es que, si no tiene suficiente capacidad, el vertedor de demasías puede dañarse y aun destruirse por el efecto erosivo del agua que llegue a rebasarlo. También están sujetas a sufrir serios daños y aun a fallar debido a las perforaciones echas por animales cavadores, a menos que se tomen precauciones especiales.

A menos que el emplazamiento de la presa quede fuera del cauce de la corriente, se deben de tomar medidas para desviar la corriente durante la construcción a través del emplazamiento por medio de un conducto, o alrededor del mismo por medio de un túnel. De otra manera, se deben incorporar en el proyecto medidas especiales que permitan que el agua pase sobre el terraplén durante la construcción. Este tipo de derivación solamente “debe usarse cuando se disponga de personal experimentado en este trabajo”.

#### **2.2.1.1. Presas homogéneas**

Construidas casi exclusivamente con tierra compactada, tiene por lo menos una protección contra el oleaje en el talud de aguas arriba. Fue el tipo usual de estructura en el siglo pasado. Por condiciones propias de la cimentación y de los materiales disponibles no se construyen cortinas importantes de este tipo en la actualidad, pero con algunas modificaciones como las que se indican en las figuras 3 y 4 es factible la construcción.

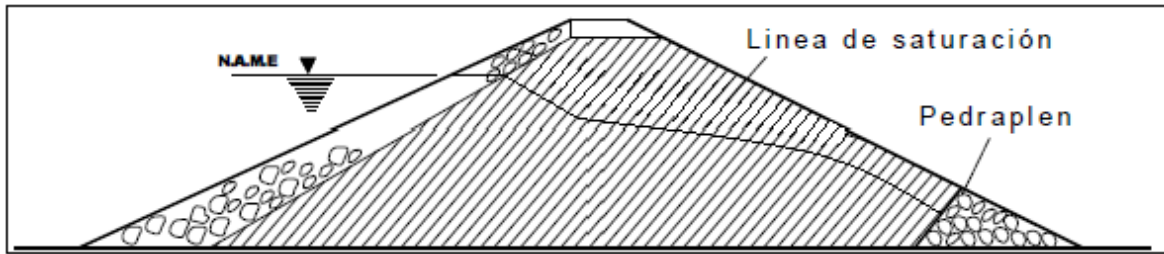


Figura 3. Presa homogénea

### 2.2.1.2 Presas homogéneas con filtros

Con objeto de que el flujo de agua a través de la masa de tierra no intercepte el talud de aguas abajo, la versión moderna de la presa homogénea es la que se muestra a continuación (figura 4). Tiene en la base del terraplén un filtro formado con arena bien graduada; el espesor y longitud de este elemento son susceptibles de diseño mediante estudios de flujo en la masa de tierra.

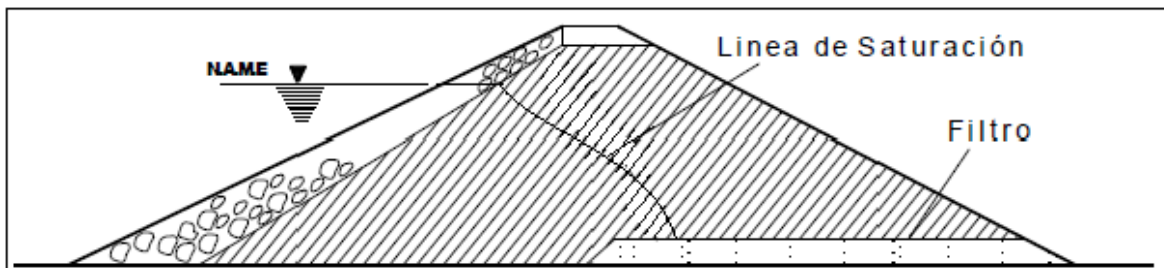


Figura 4. Presa homogénea con filtro horizontal

Cuando los materiales que se usan en la cortina son sensibles al agrietamiento y la presa se apoya sobre suelos compresibles o existen otras razones susceptibles a la formación de grietas en el terraplén, se han incluido en el cuerpo de este un dren vertical o chimenea, que se conecta con un filtro horizontal, o bien a un sistema de drenes alojados en la cimentación. Se interceptan así las grietas transversales a la cortina, y en el agua que pueda circular por ellas se conducen por los drenes aguas abajo, sin correr el riesgo de una peligrosa tubificación en la masa de tierra (figura 5)



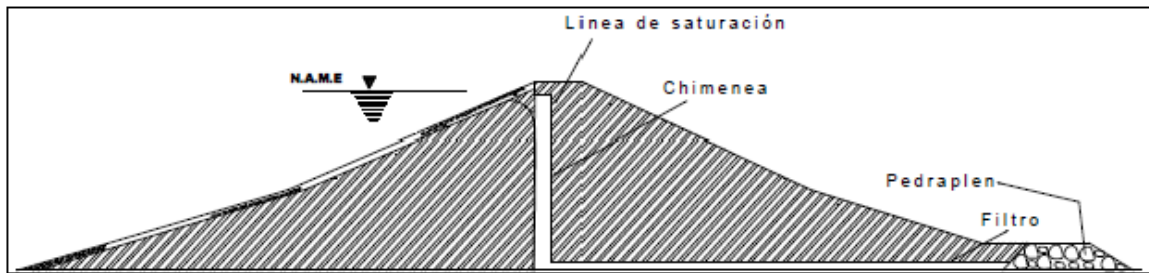


Figura 5. Presa homogénea con filtro vertical y horizontal

Una condición de trabajo importante en las presas homogéneas es el “vaciado rápido”. La acción tiene lugar en el talud de aguas arriba; al tratar el problema se estudiarán métodos para determinar su efecto en la estabilidad. En época reciente se ha recurrido a la colocación de filtros en el interior de la masa próxima al paramento mojado, para reducir las fuerzas de filtración en dicho talud (figura 6).

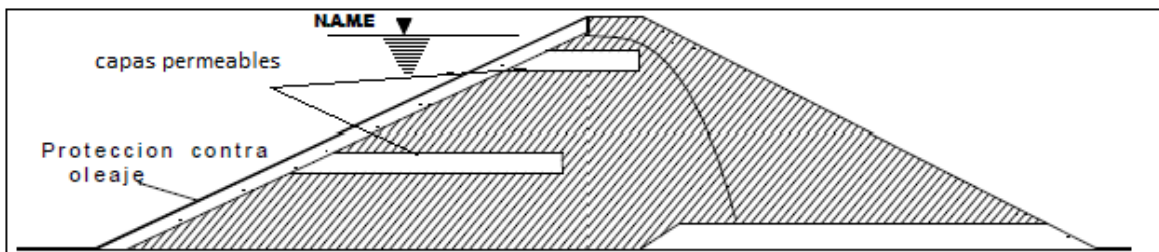


Figura 6. Presa homogénea con filtro aguas arriba y aguas abajo

### 2.2.1.3 Presas de materiales graduados

Se ha dado este nombre a las presas en que los materiales se distribuyen en forma gradual, desde los suelos finos en el corazón, pasando por los filtros y transiciones en el enrocamiento, en los que también se trate de colocar el material respetando la misma idea. Esto no siempre puede lograrse, pues depende de que se tenga en el sitio los materiales antes descritos. Este tipo de presas ha sido el preferido por los ingenieros mexicanos, y en general la sección es simétrica (figura 7).

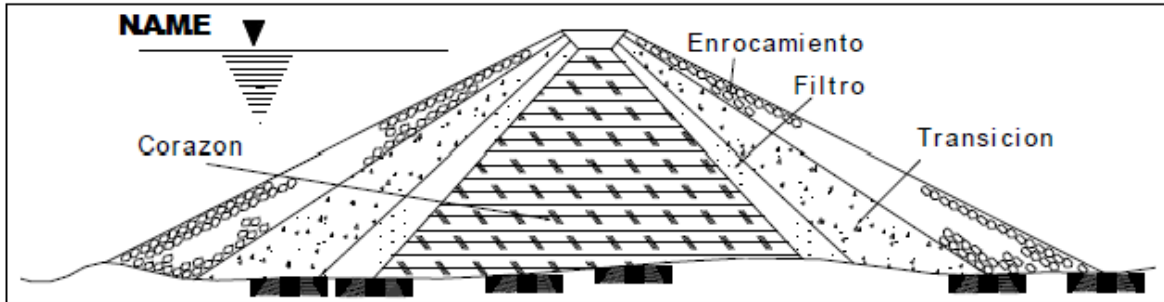


Figura 7. Presa de materiales graduados

Ha sido frecuente que en la construcción de este tipo de estructuras se incluya a las ataguías dentro del cuerpo de la cortina, para lo cual deben ser diseñadas como estructuras permanentes y acordes con las características y zonificación de la sección.

El flujo de agua se impide o minimiza por medio de la zona impermeable localizada en la parte central o hacia aguas arriba de la cortina. El espesor de dicha zona depende de la cantidad de materiales disponibles para su construcción, y debe ser tal que se eviten altos gradientes hidráulicos y que se prevenga su arqueamiento sobre las transiciones y la formación de grietas horizontales.

En ocasiones en el cauce del río existen depósitos aluviales permeables en la zona de cimentación de la presa. Cuando el espesor de los mismos es tal que retirarlos resultaría en un alto costo para la obra, una alternativa es llevar el corazón impermeable hasta la roca mediante una trinchera, de cuando mucho 20 m de profundidad. Si el estrato de aluvión es de una mayor profundidad o alta permeabilidad (alrededor de  $10^{-1} \text{ cm/s}$ ) se puede colocar un delantal de arcilla compactada (prolongación horizontal del núcleo hacia aguas arriba) o una pantalla impermeable formada por inyecciones o pilotes o muros de concreto colado *in situ*. Es posible también utilizar una combinación de las opciones anteriores.

Las presas de tierra se han construido en casi cualquier tipo de topografía, pero generalmente no se utilizan en sitios con laderas muy verticales. Las boquillas amplias son más propicias para la construcción de presas de corazón central. Las

condiciones que favorecen la selección de una cortina de tierra para un sitio específico son:

1. Espesor significativo de los depósitos de suelo que subyace a la roca.
2. Roca de cimentación débil o blanda, con lo que los esfuerzos impuestos por otro tipo de presas serían excesivos.
3. Laderas formadas por depósitos de suelos o roca blanda.
4. Disponibilidad de suelos para el terraplén en zonas cercanas y en las cantidades requeridas.

Las boquillas donde las laderas sean muy verticales, especialmente cuando tengan fuertes cambios de pendiente, contribuyen a la aparición de grietas transversales en el terraplén. Las grietas transversales se desarrollan como resultados de tensiones en el terraplén, causada por asentamiento. Por tanto, las zonas de transición, particularmente la de aguas arriba, deben construirse con rellenos no cohesivos y bien graduados que permitan el relleno de las grietas transversales que puedan presentarse. Para minimizar el agrietamiento, el corazón impermeable debe compactarse con humedad poco mayor que la óptima para lograr un comportamiento plástico que permita mayores deformaciones. Las grietas longitudinales ocurren cuando el núcleo es menos compresible que las transiciones y enrocamientos, al ajustarse éstos a su peso propio o con el primer llenado. Las grietas horizontales del núcleo pueden presentarse si este fue compactado en su rama seca y muy alejado de su humedad óptima; al saturarse con el llenado del embalse se asienta y si las transiciones son menos compresibles se presenta arqueamiento, el cual resulta en agrietamiento horizontal.

Los taludes exteriores del terraplén se determinan de acuerdo con la resistencia de los materiales que lo componen y de la cimentación. Las condiciones que se consideran para la estabilidad son durante y al final de la construcción, primer llenado, vaciado rápido del embalse y sismo. En ocasiones se colocan bermas en los taludes para favorecer la estabilidad.

El talud y las bermas de aguas abajo deben estar protegidos contra la lluvia, el de aguas arriba debe protegerse además contra erosión por las olas del embalse, lo cual se logra con la colocación de enrocamiento de gran tamaño o “rip rap”. Sus dimensiones se determinan con base en la altura esperada de las olas que a su vez depende de la velocidad máxima y duración del viento, así como de la configuración del embalse.

En la altura de la presa deben considerarse futuros asentamientos del terraplén y la cimentación, de manera que las olas que se formen en el embalse en condición de llenado no sobrepasen la cortina. También deben tomarse previsiones respecto de los asentamientos producidos por la acción de sismos que se traducen en pérdida de bordo libre, al igual que si existe la posibilidad de deslizamientos de masas de tierra hacia el embalse que produzcan olas de grandes dimensiones.

La magnitud de los sismos a que puede estar sujeta la estructura determina en gran medida la zonificación de la presa y las proporciones de cada uno de sus materiales componentes.

Las presas con corazones delgados han sido utilizadas para superar las dificultades impuestas en el proceso constructivo cuando el clima es lluvioso. Sin embargo, en el proyecto de este tipo de estructuras deben tomarse en cuenta las condiciones climáticas, ya que el programa de construcción dependerá de que la temperatura y humedad ambientales sean adecuadas para el manejo y colocación de los materiales finos, especialmente, según lo marque el diseño.

### **2.2.2 Presas de enrocamiento**

Los enrocamientos han servido como materiales para las estructuras de retención de agua desde las primeras presas construidas por el hombre. La presa más antigua de que se tiene conocimiento (Kerisel, 1985), fechada alrededor de 4000 A.C., fue construida de tierra con caras de mampostería. Algunas de las primeras presas construidas mayormente de enrocamiento, en California a mitad del siglo XIX, tenían barreras impermeables formadas por tablonces de madera colocados en la cara de aguas arriba. Más tarde la madera fue sustituida por concreto reforzado, sin embargo, las deformaciones de la cara de aguas arriba se

convirtieron en un serio problema. Bajo la carga impuesta por el llenado del embalse, la losa de concreto se flexionaba e incluso se agrietaba, o las juntas en el perímetro se abrían, permitiendo el flujo de agua a través de la cortina. Inmediatamente se presentaban asentamientos importantes que conducían a mayores filtraciones.

El escaso conocimiento acerca del comportamiento de los enrocamientos hacía creer que los asentamientos se debían a la utilización de rocas blandas que se rompían en sus contactos. Se pensaba también que los finos en la masa no permitían contactos eficientes en las partículas mayores y al ser lavados por el agua de filtraciones, los asentamientos se incrementaban. Por ello se especificaba, de forma errónea, el uso de enrocamientos uniformes, sin finos, compuestos por rocas competentes. En 1934 se constató, por efecto de la lluvia durante la construcción de la presa Cogswell, que la inyección de agua aun con partículas sin finos produce asentamientos importantes. Para esta época el material se colocaba a volteo.

Los estudios realizados por diversos investigadores con objetos de evaluar el comportamiento de los enrocamientos para la construcción de nuevas presas durante la segunda mitad del siglo XX, así como las experiencias acumuladas, condujeron al reconocimiento de que un material bien graduado producía menores asentamientos, además de que la aplicación de agua durante la colocación del material favorecía que estos sucedieran durante la construcción y no después, con lo que el mismo proceso constructivo los subsanaba. Paralelamente, el desarrollo del proceso y los equipos para la compactación de los suelos, así como el ensaye en terraplenes de prueba ha permitido obtener mejores resultados (menor deformabilidad y mayor resistencia) de los enrocamientos compactados.

Actualmente en las presas de enrocamiento se utilizan rocas de todos los tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable. La membrana puede ser una capa de material impermeable del lado del talud mojado, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero o cualquier otro dispositivo semejante; o puede ser un núcleo interior delgado de tierra impermeable.

Como los terraplenes de tierra, los de roca están sujetos a daños y destrucción si los rebasa el agua y, por lo tanto, deben de tener un vertedor de demasías de la capacidad adecuada para evitar que esto suceda. Una excepción la constituyen las presas derivadoras extremadamente bajas en las que el enrocamiento está especialmente proyectado para soportar los derrames.

Las presas de enrocamiento requieren cimentaciones que no estén sujetas a asentamientos de magnitudes tales que provoquen el agrietamiento de la membrana impermeable. El material de apoyo adecuado es, por lo general, la roca las arenas o las gravas compactadas.

Las masas de roca en estas presas son voluminosas comparadas con el núcleo impermeable. Pueden ocupar la parte central, o bien ser inclinadas hacia aguas abajo. Se prefiere dicha forma por su factibilidad de construcción, pues disminuye las interferencias del equipo de construcción dentro de la cortina, y en algunos casos el programa se adapta mejor a las condiciones climáticas del lugar. Debe tenerse presente que la roca puede colocarse en época de lluvia o nieve, mientras que ese trabajo es prácticamente imposible de realizar cuando se trata del corazón impermeable de una presa a menos que el proyecto de la cortina tolere fuertes discrepancias en la humedad del suelo o se adopten precauciones especiales.

#### ***2.2.2.1 Presas de enrocamiento con corazón impermeable***

Tienen un núcleo formado por material arcilloso el cual está protegido en sus costados por filtros de arena. Lo pueden tener de forma vertical en la parte central, o inclinado hacia aguas arriba (figura 8 y 9). Al igual que en las presas de materiales graduados, los materiales adyacentes deben cumplir con las condiciones granulométricas de retención y permeabilidad.

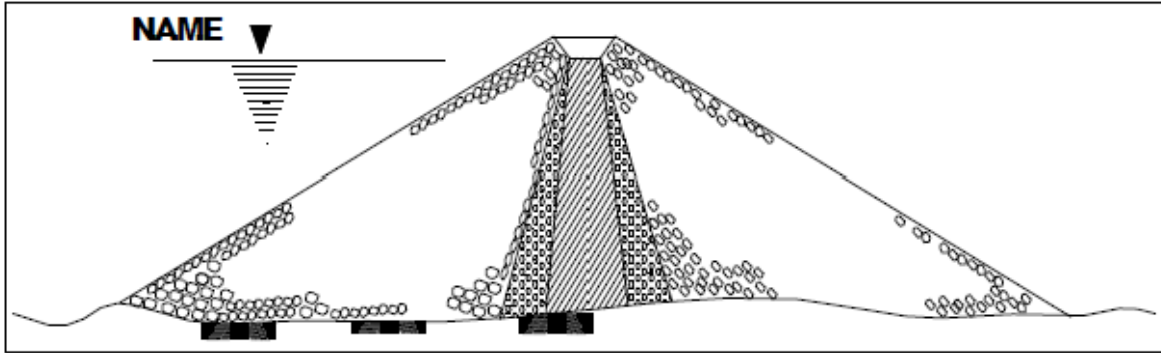


Figura 8. Presa de enrocamiento, corazón vertical

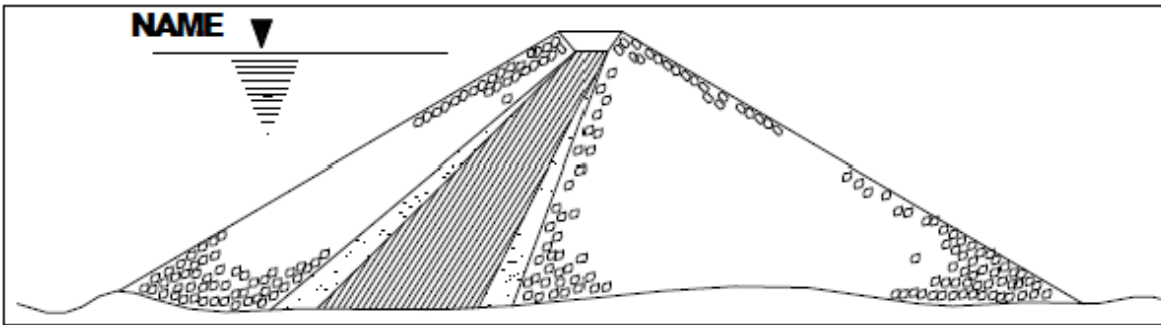
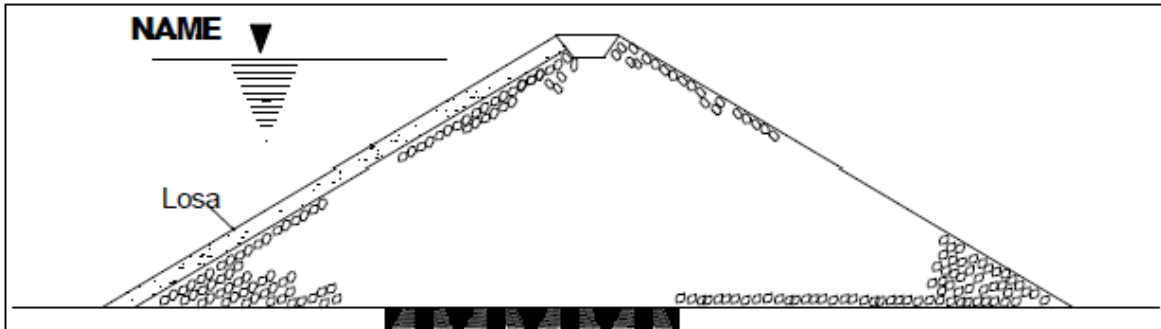


Figura 9. Presa de enrocamiento, corazón inclinado

#### **2.2.2.2 Presas de enrocamiento con pantalla impermeable**

Están formadas en su totalidad por enrocamiento y cuentan con una pantalla impermeable (losa) de concreto o asfalto en el talud aguas arriba, como aparece en la figura 10. Estas presas presentan algunas dificultades respecto de otras alternativas, como lo es la junta entre la pantalla y la cimentación o los empotramientos debidos a la ocurrencia de asentamientos diferenciales que producen la rotura de la unión y consecuentemente se presentan filtraciones que pueden llegar a ser importantes.



**Figura 10. Presa de enrocamiento con losa de concreto o asfalto (cimentación rígida)**

El diseño básico de una presa de enrocamiento con cara de concreto (CFRD por sus siglas en inglés) es muy similar para todas las presas. Son tres sus componentes principales:

1. El plinto es el elemento de apoyo no erosionable. Si el material de cimentación es roca sana no erosionable, el tratamiento es menor. Si se cimenta sobre roca erosionable o con discontinuidades importantes debe tenerse especial atención al proceso de inyecciones y sellos de impermeabilización, así como a los filtros aguas abajo del plinto.
2. El terraplén de enrocamiento es el elemento estructural. La sección se diseña con distintas zonas, de manera que pueda soportar la carga del agua en el embalse con asentamientos mínimos, y para contar con una cortina segura ante el flujo a través del cuerpo en caso de que la cara de concreto sufra agrietamiento. Este tipo de diseño es capaz de soportar de manera segura casi cualquier filtración que pueda ocurrir.
3. La cara de concreto es el elemento impermeable, sin embargo su agrietamiento no compromete la seguridad de la obra, debido a lo mencionado en el punto anterior. Las grietas pueden ser subsanadas inyectándoles material fino. Requiere especial atención el diseño de los tratamientos y la selección de los materiales de las juntas losa-losa y losa-plinto, ya que son estas quienes estarán sujetas a esfuerzos que pueden causar ruptura debido a los asentamientos diferenciales.



Este tipo de presa ha permitido que los volúmenes de material utilizado se reduzcan, ya que la resistencia al corte y el peso de los enrocamientos generalmente permiten que los taludes exteriores tengan mayor pendiente y conserven su estabilidad. Así mismo, los procedimientos constructivos favorecen la reducción de los tiempos de construcción. Tienen la ventaja de que pueden ser construidas bajo casi cualesquiera que sean las condiciones climáticas, algunas de las cuales para las de otro tipo resultan adversas, como en climas fríos, secos o muy húmedos. Como consecuencia de los puntos anteriores, el costo esperado de la obra también se ve disminuido.

Las presas con pantalla impermeable tienen varias ventajas sobre las de otro tipo. Proveen mayor seguridad contra deslizamiento que las presas de núcleo central, las inyecciones de impermeabilización pueden realizarse al mismo tiempo que se construye el pedraplen, y la pantalla puede construirse durante o después de la colocación de los enrocamientos; además, si el uso de la presa lo permite, puede ser vaciada para inspeccionar el diafragma. Además pueden diseñarse para que algunas avenidas fluyan sobre o a través de la estructura parcialmente construida.

La cimentación de una presa de enrocamiento debe ser capaz de soportar asentamientos y deformaciones. Adicionalmente, el costo de la obra se ve disminuido si se cimenta en una topografía en la que la roca sana se encuentre cerca de la superficie.

Los terraplenes de prueba y pruebas de resistencia sirven para determinar si los materiales disponibles son aptos para ser utilizados en la cortina. Generalmente las obras alternas, como el vertedor, los túneles de desvío y obras subterráneas proveen gran parte del enrocamiento para el cuerpo de la cortina.

También se han construido estructuras con un muro de concreto o de mampostería, lleno o celular, al centro (figura 11).

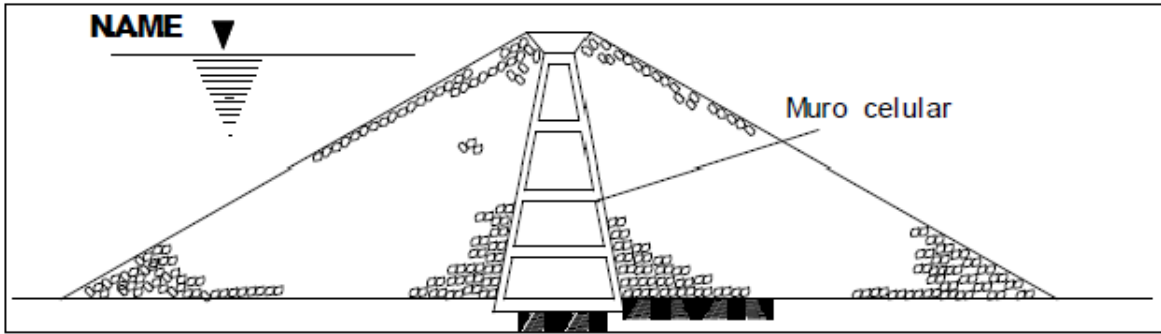


Figura 11. Presa de enrocamiento con muro celular (cimentación rígida)

### 2.2.2.3 Presas con delantal o con pantalla

Es frecuente encontrar depósitos de aluvión permeables en el cauce del río. Cuando su espesor es menor de 20 m, se prefiere llevar el corazón impermeable hasta la roca mediante una trinchera, como es el caso de la presa Álvaro Obregón, Sonora y el infiernillo sobre el río Balsas (figura 12).

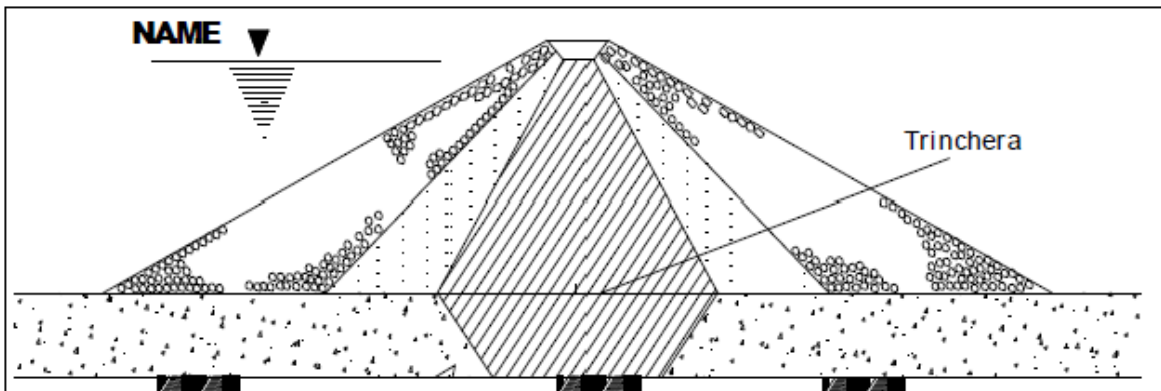


Figura 12. Presa de tierra y enrocamiento con trinchera ( $H_c \leq 20$  m)

Entonces, hay dos tipos de solución:

1. El uso de un delantal de arcilla compactada, prolongación horizontal del corazón hacia aguas arriba (figura 13).
2. La construcción de una pantalla impermeable formada a base de inyecciones (Serre Poncon, Francia), o bien con pilotes o muros de concreto simple colados in situ, o por último, sustituyendo la grava y arena del río por lodo en una trinchera de 3 m de ancho excavada a través del cauce (figuras 14, 15 y 16).

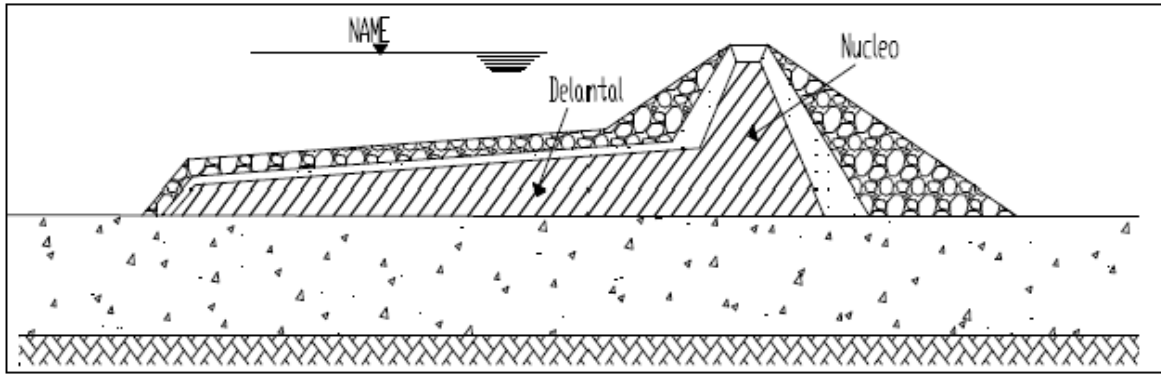


Figura 13. Presa con delantal impermeable ( $H_c > 20m$ )

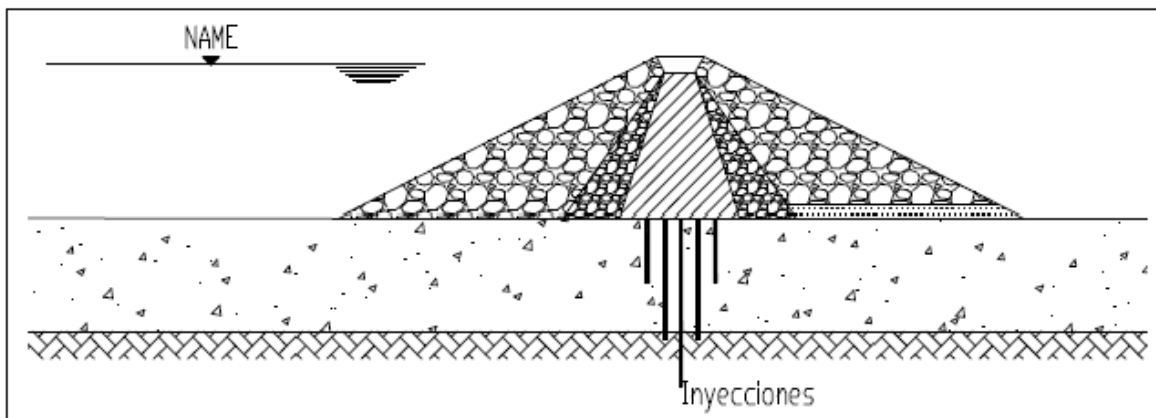


Figura 14. Pantalla de inyecciones

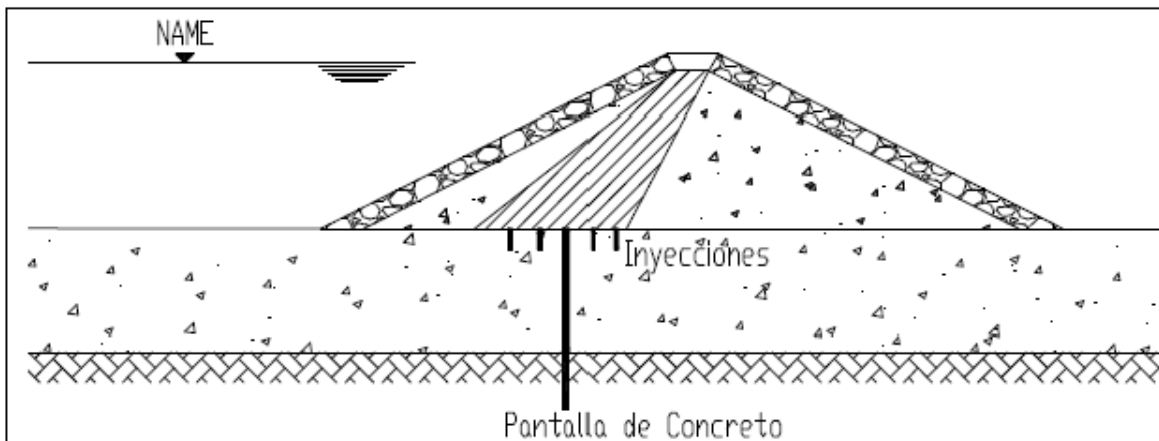


Figura 15. Pantalla de pilotes o muros, de concreto simple

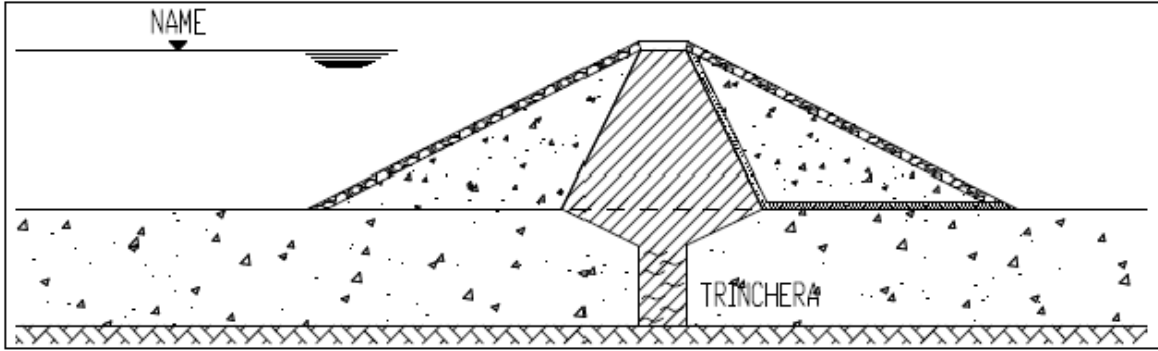


Figura 16. Trinchera rellena con lodo

### 2.2.3 Presas de concreto compactado rodillado (CCR)

Son un desarrollo relativamente reciente, y surgen como la evolución de dos tecnologías: la de “relleno estabilizado” y la tradicional de presa de concreto masivo. Su sección transversal es similar a aquella de concreto tipo gravedad, como aparece en la figura 17, los conceptos iniciales del uso de concreto rodillado compactado se originaron a partir de los rellenos estabilizados. Sin embargo, los criterios de diseño y técnicas de análisis utilizados en gran cantidad de proyectos son los de una presa de gravedad convencional.

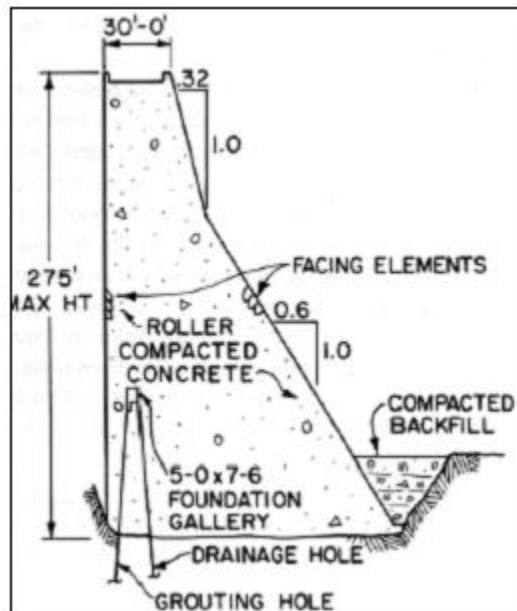


Figura 17. Sección transversal de la presa de CCR

El concreto compactado rodillado recién mezclado tiene la apariencia de una grava bien graduada y húmeda. Es una mezcla que frecuentemente contiene

bajas cantidades de cemento en comparación con una de concreto convencional. Puede ser transportado en camiones o bandas, esparcido con bulldozer, y compactado con un rodillo vibratorio. El tamaño máximo de agregado para su uso masivo fluctúa entre 38 y 152 mm. Generalmente se le coloca y compacta en capas de 23 a 46 cm. Después de la compactación, el material se endurece y se convierte en un concreto áspero en su superficie, la cual no está compactada y es uniforme; no obstante, en su interior es muy similar a un concreto convencional.

Como cualquier concreto, el CCR puede tener diversas calidades, contenidos de cemento, y propiedades de materiales. También puede contener una gran variedad de agregados, incluso aquellos que por su composición mineralógica o granulométrica se consideran no aptos para un concreto convencional. De hecho, la adición de una cantidad sustancial de finos no plásticos permite mejorar la compactación, la resistencia y el manejo del concreto. La granulometría típica del concreto CCR contiene una cantidad significativa de partículas más pequeñas que las usadas para el concreto convencional, incluso la cantidad de partículas menores que la malla 200 es sustancialmente mayor. El límite máximo recomendado de contenido de finos es 10%, ya que se ha observado que una cantidad mayor reduce la calidad y resistencia de la mezcla. Si lo que se busca es una mezcla de alta resistencia, se sugiere un contenido de finos entre 1 o 2%. La figura 18 muestra las curvas granulométricas típicas para ambos tipos de concreto.

Adicionalmente, su bajo contenido de cemento reduce la cantidad de álcali disponible, con lo que es posible el uso de algún agregado potencialmente reactivo, cuidando únicamente que la reacción que se produzca no ocasione expansiones excesivas. Aunque es necesario mencionar que cada proyecto es independiente y en cada uno deben analizarse de forma particular las características del concreto que resulten más adecuadas.

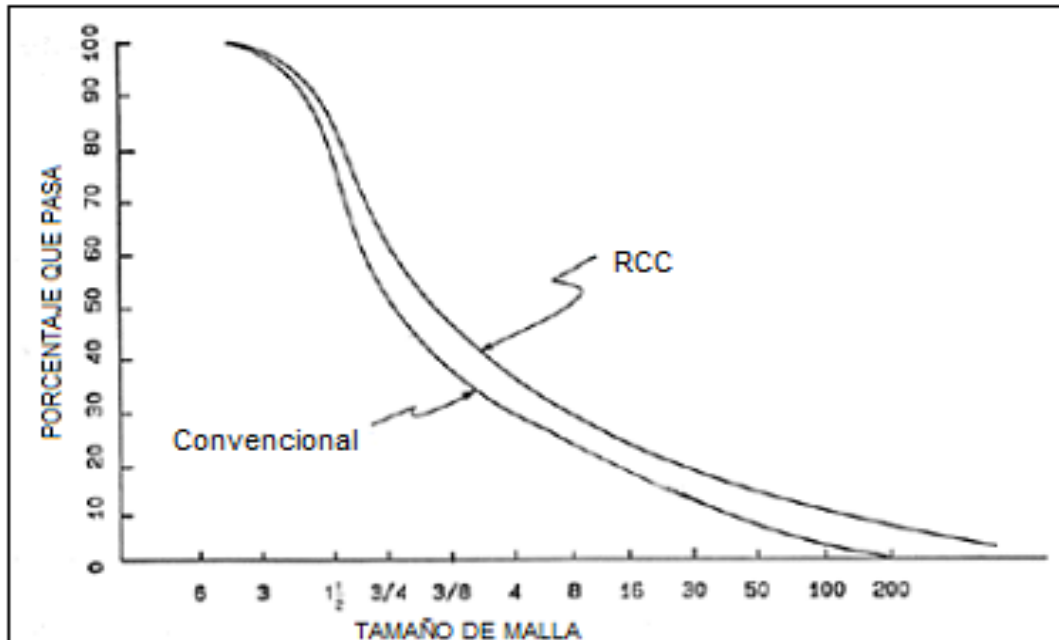


Figura 18. Curvas granulométricas típicas del concreto convencional y el CCR

A diferencia de una presa de concreto masivo convencional, el CCR se coloca a lo largo de grandes áreas en cada capa, generalmente de un margen a otro y de la cara de aguas arriba a la de aguas abajo. En consecuencia, la planeación y programación, previas y detalladas del proceso constructivo, son cruciales. Además, será necesario contar con la cantidad suficiente de agregados para el concreto y un sistema de transporte y colocación eficiente. Se deben tomar las previsiones necesarias en cuanto a equipos disponibles, tiempo y costo. Es común que este tipo de estructuras se construya en boquillas angostas para que la colocación del material sea de manera continua. Aunque generalmente este tipo de presas no se utilizaban para proyectos de gran altura, en los últimos años se ha venido haciendo de una manera exitosa.

Debido al proceso constructivo, tanto la preparación de la mezcla, como el transporte, colocación y compactación del concreto son etapas cruciales que requieren especial atención. En cuanto a la mezcla de los agregados, debe contarse con el equipo adecuado que alimente el cemento de manera uniforme, especialmente cuando el contenido de cemento es muy bajo. Como regla, el acarreo debe completarse a los diez minutos del mezclado, el concreto debe

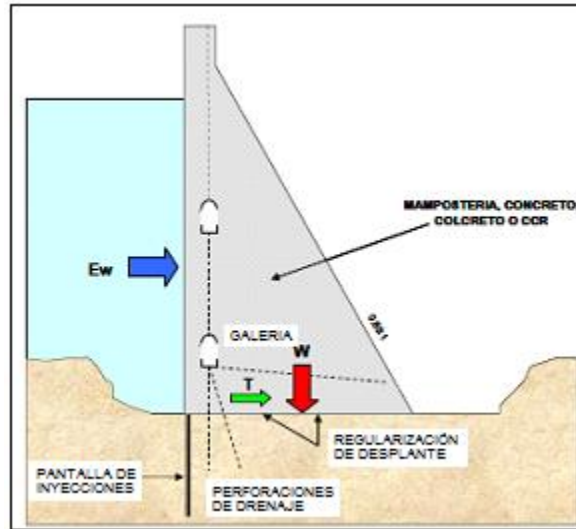
extenderse en diez minutos después de la colocación, y debe compactarse en los diez minutos siguientes. El tiempo total de construcción de cada capa debe ser alrededor de 40 minutos, con el fin de que no se desarrollen juntas frías entre capas con la resultante pérdida de estabilidad. Una vez colocado, el CCR, como cualquier concreto, requiere un procedimiento de curado, sin embargo entre capas sucesivas no se recomienda utilizar componentes de curado y aunque se pueden romper la liga entre ellas, únicamente deben mantenerse húmedas las capas previas a la colocación de la siguiente.

Son estructuras de dimensiones tales que por su peso propio resisten las fuerzas que actúan sobre ellas. Están ampliamente difundidas en todo el mundo gracias a la sencillez de su esquema constructivo y método de ejecución, a la seguridad para cualquier altura de presa y para diferentes condiciones naturales de su emplazamiento.

## **2.3 Según su estructura**

### **2.3.1 Presas de gravedad**

Su estabilidad frente al empuje del agua y otras fuerzas actuantes externas se debe fundamentalmente a su peso propio. Figura 19. Las cortinas de gravedad se utilizan ampliamente por su alta estabilidad, gran resistencia a diferentes agentes externos tales como filtración, desbordamiento, sismo e intemperie. Su diseño y construcción son relativamente sencillos; la construcción puede ser de forma continua y se puede adaptar a una gran gama de condiciones geológicas y geotécnicas, en boquillas de prácticamente cualquier geometría. Dentro del cuerpo de la cortina se pueden construir obras de toma, de excedencias, desagües, casas de máquinas para generar electricidad, así como desvíos; sin embargo, el esfuerzo promedio generado en la cortina es bajo, por lo que no se aprovecha bien la resistencia del material disponible, el cuerpo es voluminoso y el uso de cemento es cuantioso. Los esfuerzos generados por la temperatura y contracción durante la construcción son altos y la temperatura debe ser controlada de manera rigurosa.



**Figura 19. Presa a gravedad**

El eje de la cortina generalmente es recto, aunque existen casos con quiebres o curvas por adaptarse a las condiciones particulares del sitio. La cara de aguas arriba es esencialmente vertical. La cara aguas abajo tiene generalmente una pendiente entre 0.6 (H): 1(V) y 0.8:1. La base de la cortina representa 0.7 a 0.9 de la altura total de éstas. El diseño debe considerar en primer lugar la ubicación de las obras de excedencias y desagües, las cuales deben cumplir con los requisitos de control de avenidas extraordinarias y evitar problemas de socavación en la cimentación de la cortina y otras estructuras aledañas.

Las cortinas de gravedad pueden ser masivas o aligeradas. Las cortinas masivas presentan dos tipos de juntas (figura 20) de construcción y de contracción. Las primeras sirven para facilitar el trabajo del colado de concreto y la disipación de calor, las juntas en la dirección longitudinal pueden ser verticales o inclinadas, ranuradas e inyectadas y tienen un espaciamiento de 15 a 30 m. las juntas de contracción pueden ser con o sin ranuras y con o sin inyección. Si la cortina es del tipo cantiliver, las juntas no son ranuradas ni inyectadas; si es articulada, las juntas son ranuradas sin inyección; finalmente cuando la cortina es integral, las juntas son ranuradas e inyectadas.



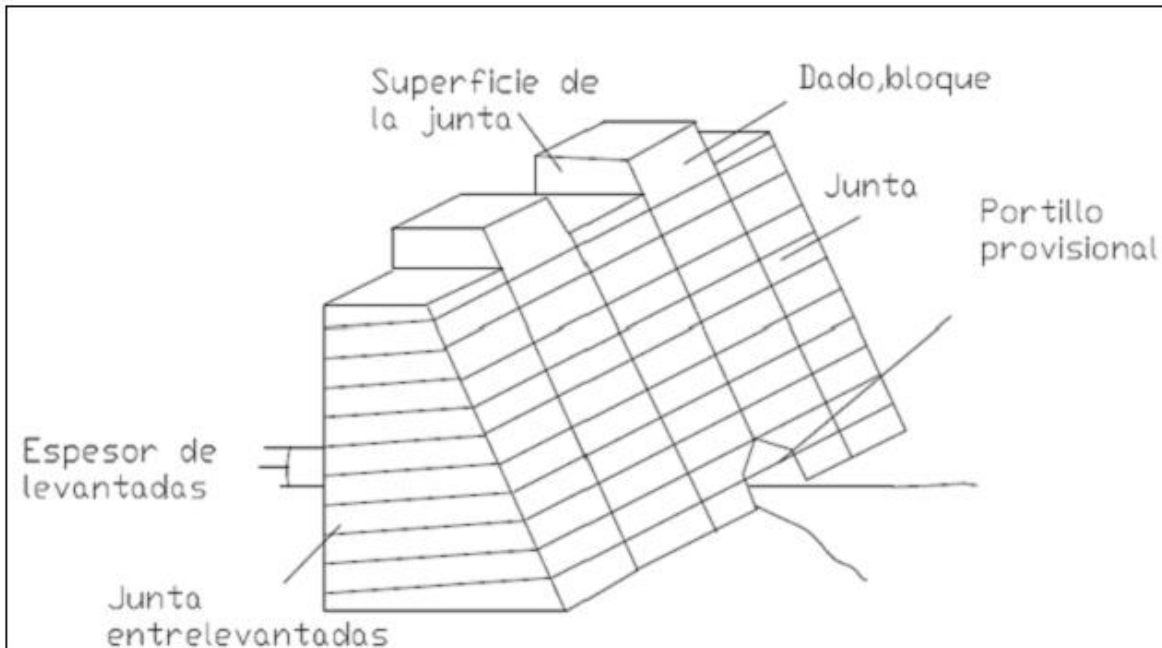


Figura 20. Diferentes juntas en presas de gravedad

### 2.3.2 Presas de contrafuertes

Formada por una serie de placas inclinadas sostenidas por contrafuertes, las placas reciben directamente las cargas que provienen de aguas arriba tales como empuje hidrostático y de azolves. Las placas y contrafuertes pueden formarse con un conjunto integral. Según la forma de la placa, se pueden clasificar en tres grupos: losa plana (Ambursen) apoyada simplemente sobre los contrafuertes (Figura 21). Las losas y los contrafuertes son de concreto reforzado; b) arco múltiple, que forma la cara aguas arriba por medio de arcos semicirculares, los cuales se integran a los contrafuertes, c) machones (cabeza redonda, cabeza diamante, cabeza en T tipo marcélo), aquí las secciones se amplían formando cabezas separadas entre éstos por medio de juntas de contracción; las cabezas son estructuras de gran volumen de concreto aunque, si la altura de la cortina no es alta, puede ser edificada de mampostería.

Las cortinas de contrafuertes se caracterizan por su gran estabilidad. A fin de contrarrestar posible filtración se requiere de un cuidadoso tratamiento en el contacto entre los contrafuertes y el terreno de cimentación, así como las pantallas

de impermeabilización. Como las placas y los contrafuertes tienen espesores pequeños, los esfuerzos están más concentrados, pero son mejor aprovechados.

Si en las cortinas de placa plana y de cabeza se disponen juntas de contracción, ellas son capaces de adaptarse a la deformación de terrenos poco competentes; sin embargo, las cortinas de arco múltiple, por ser estructuras integrales, son sensibles a las condiciones de terreno y requiere una cimentación rocosa y adecuada, por otro lado el cuerpo de la cortina, por ser de volumen reducido, no están influenciado por el cambio de temperatura ambiental, particularmente las de arco múltiple; por lo que son adecuadas en un clima extremoso. Las cortinas pueden tener vertedores o disponer desagües o tuberías de conducción en su cuerpo.

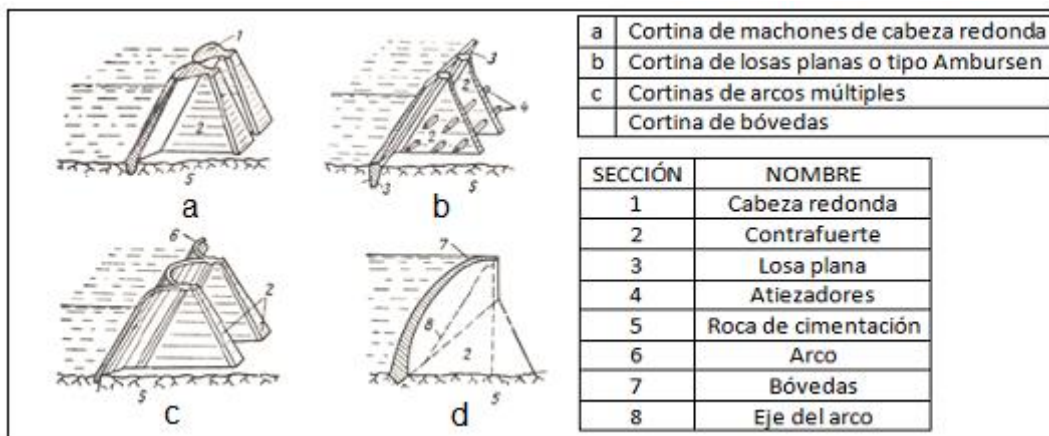


Figura 21. Presa de contrafuertes

### 2.2.3 Presas de arco

Se construyen esencialmente de concreto y tienen por objeto transmitir a las laderas el empuje del agua y otras fuerzas que reciben en la cara aguas arriba por la acción del arco (figura 22). Existen dos clasificaciones comunes, una atendiendo a la del trabajo de la presa y otra, que considera el radio de curvatura para el trazo de la cortina. La primera clasificación es la siguiente:

1. Arco de gravedad, siendo el peso de la cortina una importante fuerza estabilizadora.
2. Arco delgado, siendo el propio peso despreciable.

3. Arco-bóveda o bóveda de doble curvatura que pretende un efecto de cascaron mediante la inclusión de doble curvatura.

La segunda se refiere a dos tipos de Bóvedas: a) presas de radio de curvatura o centro constante que tienen el parámetro aguas arriba vertical, aunque a veces se han construido con cierto talud cerca de la base. Las curvas del extradós generalmente son concéntricas con respecto al intradós y preferibles en cañones en forma de U por poder transmitir cargas a la base de la boquilla; b) presas de ángulo constante que tienen un radio del extradós decreciente desde la corona hasta el fondo, en forma tal que el ángulo es casi constante para asegurar una máxima eficiencia de arco en todas las elevaciones y estas son preferibles en los cañones en forma de V.

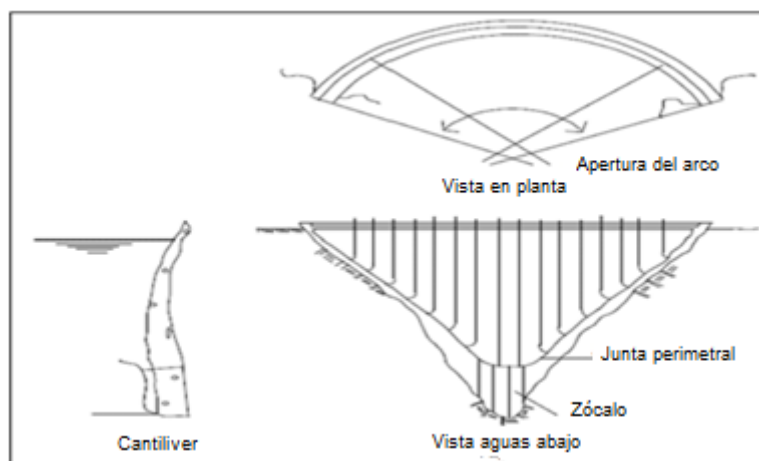


Figura 22. Presa de arco

## 2.4 Por su riesgo potencial

Clasificar las presas en función del riesgo potencial derivado de su posible rotura o funcionamiento incorrecto en tres categorías, en función de las posibles afectaciones a la población, servicios esenciales y bienes materiales y medioambientales, dicha clasificación se describe en los siguientes apartados:

1. Categoría A: corresponde a las presas cuya falla o funcionamiento incorrecto pueden afectar gravemente a núcleos urbanos (más de 5 viviendas habitadas y representa un riesgo para las vidas de los habitantes) o servicios esenciales (abastecimiento y saneamiento, suministro de

energía, sistema sanitario, sistema de comunicaciones y sistemas de transporte), o producir daños materiales (daños a industrias y polígonos industriales, daños a las propiedades rústicas, daños a cultivos y daños de consideración al medioambiente (aquellos que tengan asimismo el carácter de irreversibles en el patrimonio histórico-artístico).

2. Categoría B: corresponde a las presas cuya falla o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o al medio ambiente importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
3. Categoría C: corresponde a las presas cuya falla o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y solo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las categorías A o B.

## 2.5 Por su tamaño

Para clasificación de las presas según su tamaño se ha tomado la clasificación utilizada por ICOLD (International Commission on Large Dams) que se muestran en el siguiente tabla (tabla 1).

**Tabla 1. Clasificación de las presas por su tamaño**

	Pequeña	Mediana	Grande
Altura de la cortina	< 10 m	10-15 M	>15 m
Longitud de corona	< 1.000 m	< 500 m	>500 m
Capacidad de embalse	< 0.5 Millón m <sup>3</sup>	< 1 Millón m <sup>3</sup>	>1 Millón m <sup>3</sup>

Se consideran pequeñas aquellas estructuras con menos de medio millón de metros cúbicos de embalse, con una longitud menor a un kilómetro y cuya altura de corona es menor a 10 metros.

Se denominan presas medianas a las que embalsan menos de un millón de metros cúbicos, con una longitud máxima de 500 m y cuya altura de corona se encuentra entre 10 a 15 metros.

Las grandes presas embalsan un millón de metros cúbicos o más, cuya longitud de corona es mayor a 500 metros y su altura mayor a 15 metros.

## 2.6 Por su uso

Las presas pueden clasificarse de acuerdo con la función más común que van a desempeñar: almacenamiento, derivación o regulación:

1. Presas de almacenamiento: embalsan el agua en los periodos en que sobra, para utilizarla cuando se escasea. Estos periodos pueden ser estacionales, anuales, o más largos. Las presas de almacenamiento se pueden a su vez clasificar de acuerdo con el propósito de su almacenamiento. Para abastecimiento de agua, para recreo, para la cría de peces y animales salvajes, para la generación de energía eléctrica, irrigación, etc.
2. Presas de derivación hidráulica: su función fundamental es proporcionar carga hidráulica necesaria para derivar el agua hacia las zanjas, canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se van a usar. Suelen denominarse barreras.
3. Presas reguladoras: su función principal es retardar el escurrimiento de las crecidas normales y disminuir el efecto de las mayores. Pueden cumplir otras funciones, tales como recargar acuíferos, atrapar sedimentos, etc. Las presas reguladoras se dividen en dos tipos: de almacenamiento temporal y de almacenamiento por periodos de tiempo fijo. Las presas reguladoras también se construyen para detener los sedimentos. A menudo a estas se les conoce como presa para arrastres.

En la tabla 2 se presentan los usos de las 536 grandes presas en México.

**Tabla 2. Uso de las grandes presas en México**

Finalidad	Uso único	Uso múltiple	Total de usos	Porcentaje usos
Irrigación	387	60	447	83
Control de avenidas	20	61	81	15
Hidroeléctricas	34	18	52	10
Suministro de agua	12	13	25	5
Recreación	2	1	3	0.5
Total	455	153	608	114

>100, algunas presas cumplen varias finalidades al mismo tiempo.

## **Capítulo 3. Generalidades básicas de un sismo**

### **3.1 Los sismos y sus causas**

Se llama temblor o sismo a cualquier movimiento o estremecimiento de la corteza terrestre. La tierra puede temblar por razones muy diversas, entre las que se tienen: explosiones, colapsos del subsuelo o cualquier otro tipo de deslizamiento o acomodamiento que se produzca por debajo de la superficie terrestre. Los sismos producidos por las explosiones volcánicas pueden ser bastantes fuertes. Sin embargo, la mayor parte de los temblores, sobre todo los más fuertes, tiene origen tectónico.

Hay dudas en cuanto a los mecanismos que producen movimientos tectónicos. La teoría más favorecida sostiene que los sismos tectónicos son causados por deslizamientos a lo largo de fallas geológicas. En los sismos mayores tendría lugar una reacción en cadena a lo largo de toda la longitud del deslizamiento, pero en cualquier instante dado, el origen del sismo quedaría en un pequeño volumen de la corteza.

#### **3.1.1 Constitución interna de la tierra**

El conocimiento actual acerca del interior de la Tierra es resultado de numerosos estudios científicos, en su mayoría basados en la propagación de las ondas sísmicas a través del propio material terrestre. De esta manera ha sido posible determinar su composición y dividirla en varias capas concéntricas; del exterior al interior, son Corteza, manto, núcleo externo y núcleo interno (figura 23).

Para el estudio de la actividad sísmica, es de particular importancia la cubierta rígida de nuestro planeta, constituida por la corteza y la parte superior del manto. A esta cubierta se le denomina litosfera; el promedio de su espesor es de 100 km.

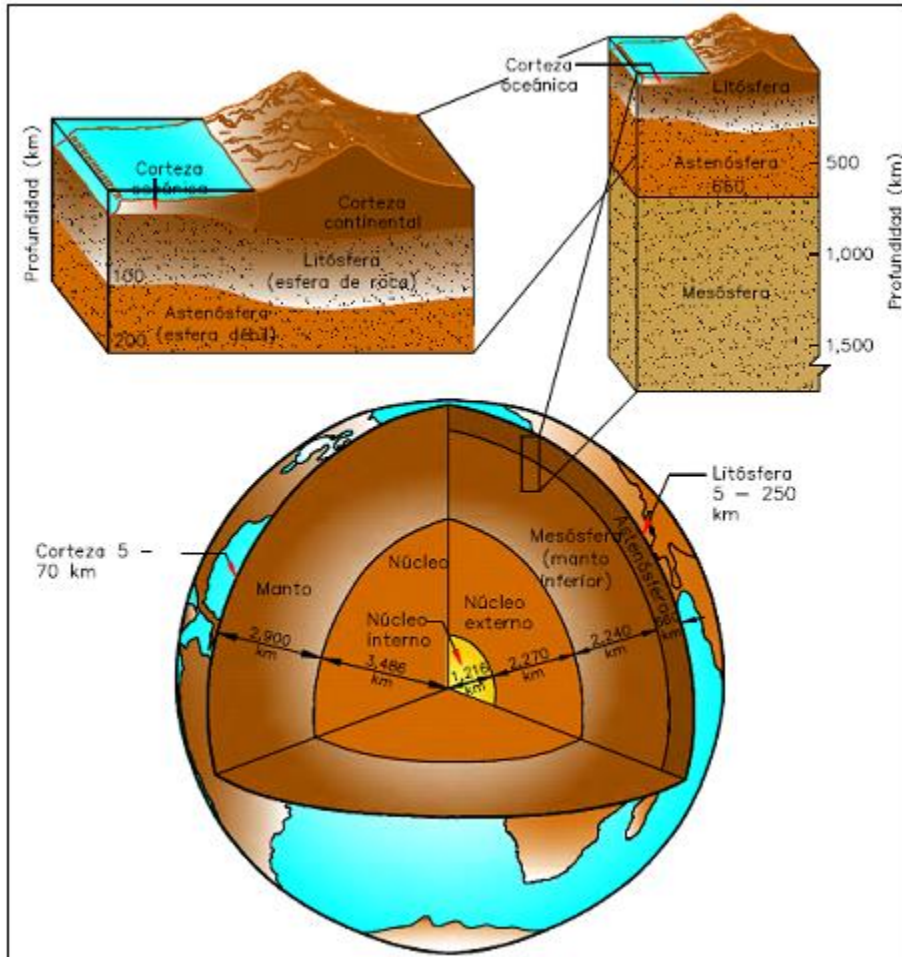
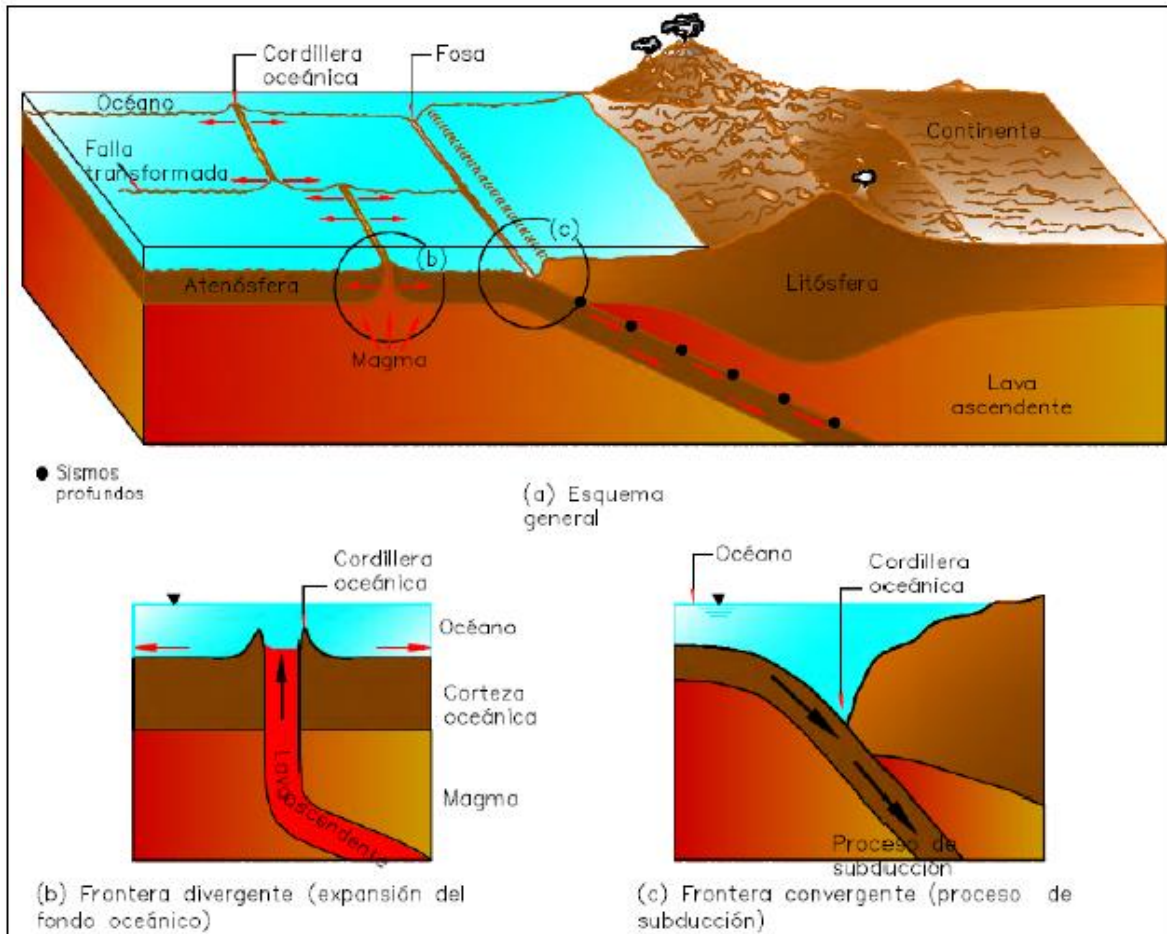


Figura 23. Corte de la tierra en el que se muestra su estructura interna

### 3.1.2 Tectónica de placas

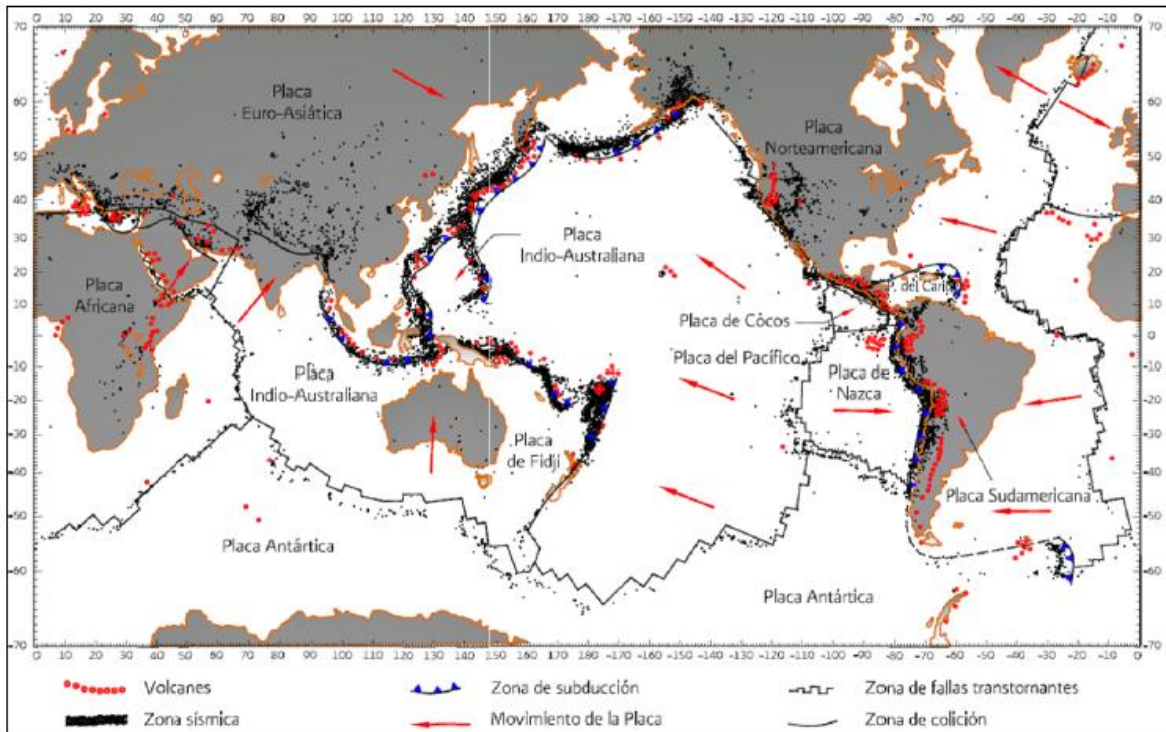
La teoría de tectónica de placas postula que la corteza está dividida en placas y estas a su vez en subplacas, que están en movimiento relativo, generándose en los encuentros de ellas, zonas de abducción o separación, donde existe afloramiento de magma y creación de nueva corteza, zonas de subducción o incursión de una placa bajo la otra (destrucción de placa), y en zonas de fractura o deslizamiento transcurrente de una placa al lado de otra, en la figura 24 se muestran los tres tipos de movimientos relativos de las placas.



**Figura 24. Movimiento relativo de las placas**

El planeta está cubierto por 6 grandes placas, las cuales son: América, Eurasia, África, India-Australia, del pacífico y antártica, con subplacas como las de Nazca y del Caribe, pertenecientes a las placas del pacífico y América respectivamente (figura 25).





**Figura 25. Placas tectónicas, epicentro y volcanes**

La sismicidad de México se encuentra concentrada en las costas del pacifico de nuestro país. La actividad sísmica está dominada fundamentalmente por la interacción entre las placas oceánicas de Rivera y de Cocos en el océano pacifico y la placa de Norteamérica, sobre la cual se encuentra México (figura 26).

Los sismos que ocurren a lo largo de la costa del Pacifico mexicano son producto del movimiento relativo entre las placas oceánicas de Cocos y Rivera y la de Norteamérica. Donde las placas oceánicas se introducen por debajo del continente (subducción). La velocidad relativa entre estas placas tectónicas es de aproximadamente 6 centímetros al año y en una dirección casi perpendicular a la costa.

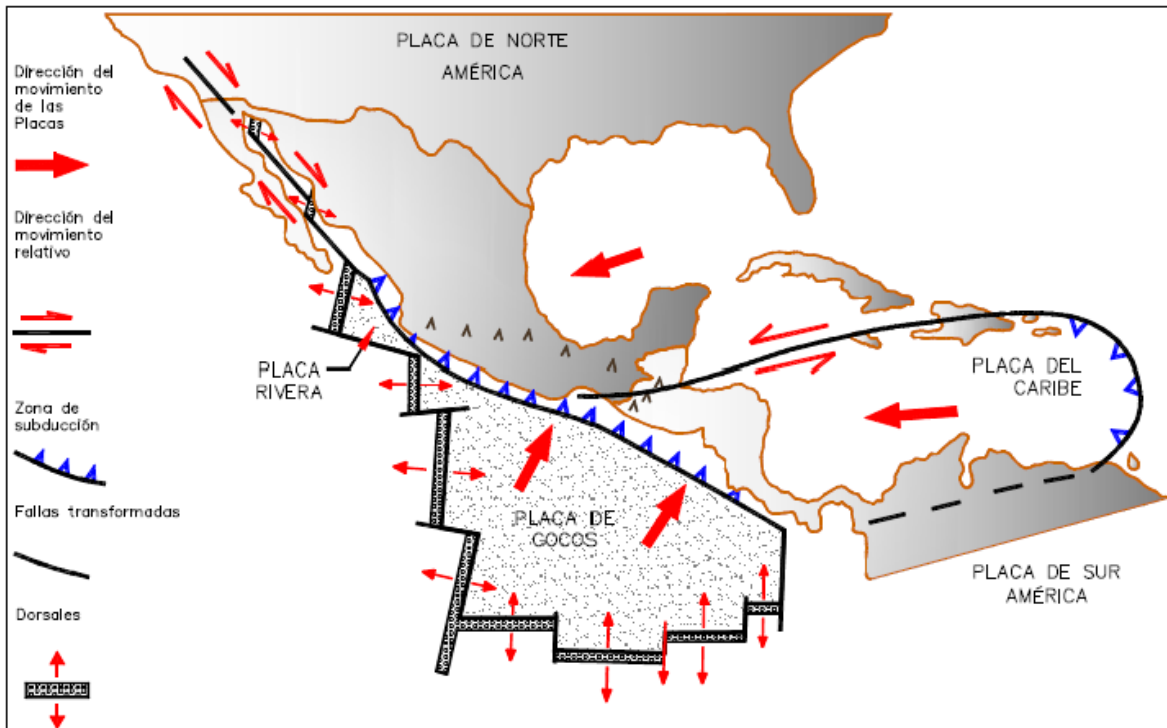


Figura 26. Placas tectónicas que afectan a México

### 3.1.3 Clasificación de los sismos

Los sismos se pueden caracterizar como un proceso de ruptura y deformación elástica del material de la litosfera, y bajo esas condiciones todos los sismos son iguales, sin embargo, se ha visto que dependiendo del tipo de falla o mecanismo causal, así como del medio de propagación, los sismos puede tener consecuencias diferentes en la superficie. Es por eso que se pueden clasificar a los sismos según su zona de generación, y su profundidad.

De acuerdo a lo anterior tenemos la siguiente clasificación:

1. Sismos de subducción someros, aquellos que se generan en las fronteras de este tipo y que ocurren a profundidades que no exceden los 40 km.
2. Sismos de subducción profundo, aquellos que ocurren debido a la interacción de subducción y en la zona de fricción (interplaca), pero a profundidades mayores a los 40 km.
3. Sismos intraplaca de profundidad intermedia, sismos que se presentan en la placa subducida, pero no ocasionados por la fricción entre las placas sino

por fractura de la placa que ha penetrado, sus profundidades son mayores a los 80 km y generalmente menores de 500 km en México.

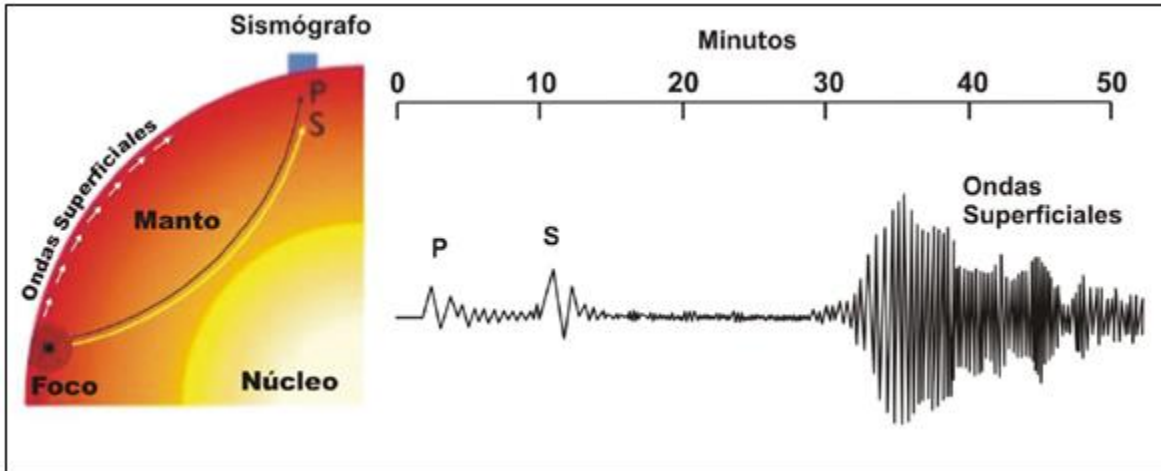
4. Sismos de zonas de acreción; sismos que se presentan en este tipo de fronteras, por lo general con profundidades que no exceden los 20 km.
5. Sismos de fallas de transurrencia; los que se presentan en este tipo de frontera, cuyas profundidades nos exceden los 30 km por lo común.
6. Sismos corticales intracontinentales, sismos que no se presentan en fallas directamente relacionadas con los procesos de interacción entre las placas, sino al interior de una placa. Sus profundidades no exceden el grosor de la placa.

Adicionalmente, se pueden considerar los sismos volcánicos, los cuales tienen una clasificación propia. Entre estos, los llamados sismos volcano-tectónicos serían equivalentes a los sismos corticales. Otros sismos de este tipo pueden deberse al transporte de fluidos (Magma o agua) en cavidades y fracturas, ocasionando la emisión de bajas vibraciones por lo que se llaman temores.

Se ha visto que los mayores sismos son, por lo general, del tipo 1. Sin embargo, los sismos de tipo 2, 3, 5 o 6 pueden llegar a tener consecuencias graves.

### **3.2 Ondas sísmicas**

El movimiento sísmico de la corteza terrestre se propaga a través de ondas desde el foco del temblor. Hay dos tipos principales de ondas: las ondas de cuerpo u ondas internas (P y S) que son las que viajan por el interior de la tierra y las ondas superficiales que lo hacen por la superficie terrestre (Love y Reyleigh), las cuales son más lentas y por sus características son las más destructivas (figura 27).



**Figura 27. Generación de las ondas internas y superficiales, ilustrando los diferentes trayectos y tiempos de arribo al sismógrafo**

En términos generales se definen como:

1. Ondas P, son ondas de compresión; son las que tienen mayor velocidad respecto a las demás y a su vez pueden atravesar materiales sólidos o líquidos. Su movimiento produce la compresión y dilatación temporal de las rocas en la misma dirección que la propagación de la onda (figura 28).
2. Ondas S, son ondas de corte o cizalla; más lentas que las ondas P, viajan solamente por roca sólida. Producen una deformación temporal perpendicular a la dirección en que se desplaza la onda (figura 29). Las ondas S no atraviesan el núcleo externo por ser líquido.
3. Ondas Rayleigh; Denominadas así en honor al físico y matemático inglés Lord Rayleigh (John William Strutt), que en 1885 demostró teóricamente su existencia. Estas ondas resultan de una combinación particular entre los desplazamientos de las partículas debido a las ondas P y S. las partículas se mueven en forma elíptica en el plano vertical que pasa por la dirección de propagación (figura 30).
4. Ondas Love, son ondas de cizalla; donde las partículas oscilan sólo en la dirección perpendicular al plano de propagación, el movimiento se produce sólo en forma horizontal. Estas ondas toman el nombre del matemático británico A. E. H. Love que en 1911 logró crear un modelo matemático de

las mismas. La velocidad de las ondas Love es ligeramente superior a la velocidad de las ondas Rayleigh (figura 31).

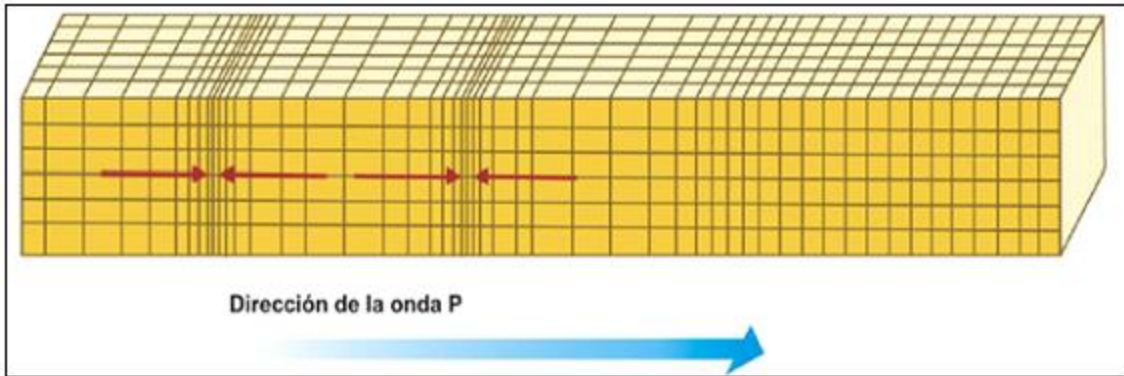


Figura 28. Deformación que provocan las Ondas P

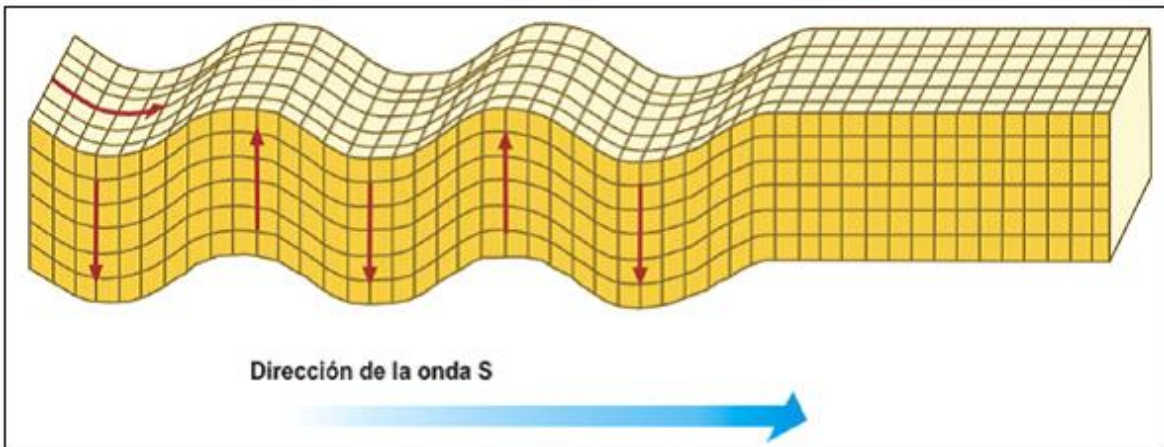


Figura 29. Deformación que provocan las Ondas S

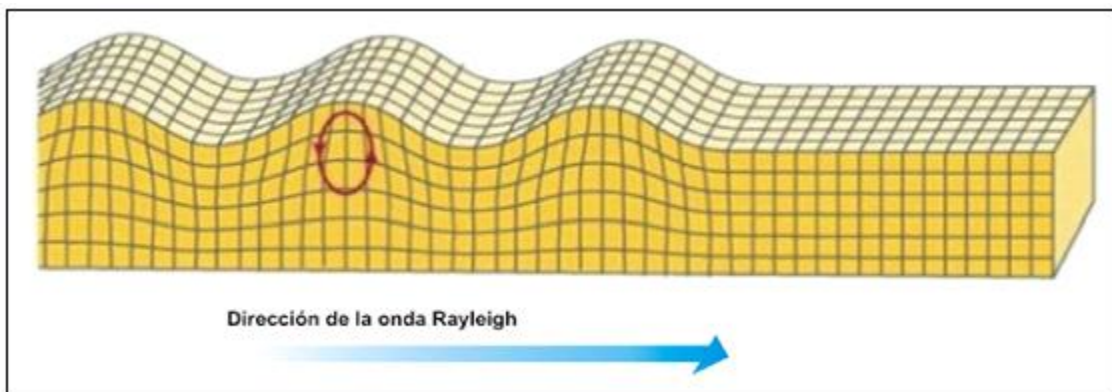


Figura 30. Deformación que provocan las Ondas Rayleigh.



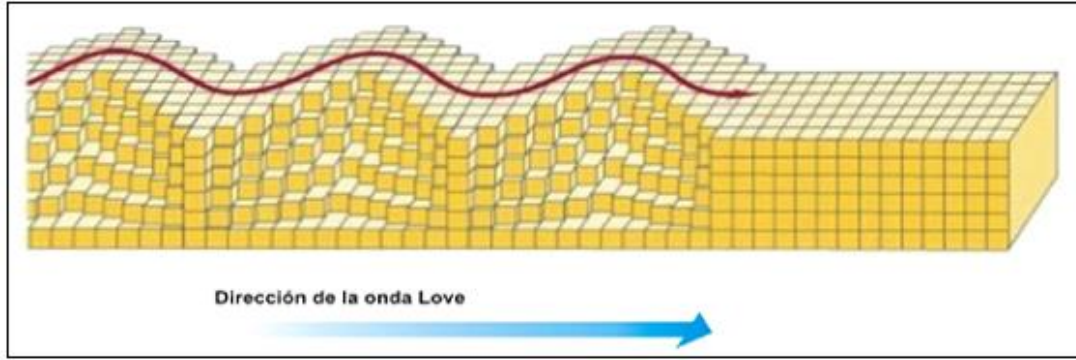


Figura 31. Deformación que provocan las Ondas Love

Las velocidades de las ondas internas y superficiales están relacionadas de la siguiente manera:

$$V_p > V_s > V_{Love} > V_{Rayleigh}$$

Mientras que las amplitudes (A) de las ondas, en muchos casos corresponde el orden inverso:

$$A_{Rayleigh} > A_{Love} > A_s > A_p$$

### 3.3 Características de la fuente sísmica

Para tener una idea de la dimensión de un sismo es necesario medir la energía liberada para lo cual podemos emplear diferentes procedimientos. En la figura 32 se muestra un resumen de las formas más usuales empleando sismogramas.

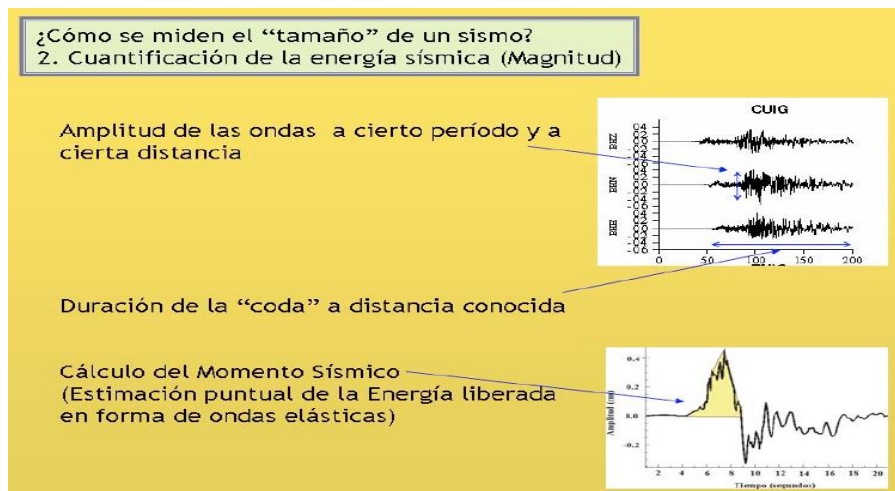


Figura 32. Formas más usuales de medir un sismo

### 3.3.1 Energía

Para los sismólogos resulta necesario cada terremoto según su energía intrínseca, es decir la energía liberada por el sismo. Esta clasificación debe ser un número único para cada evento, y este número no debe verse afectado por las consecuencias de los terremotos que varía mucho de un lugar a otro.

#### 3.3.1.1 Magnitud

La magnitud de un sismo se determina con base en la amplitud de las ondas sísmicas registradas con un sismógrafo. A partir de los sismogramas, se conocen los tiempos de llegada de las ondas P, S y superficiales, ya que tienen diferentes amplitudes y periodo dominantes.

La escala de magnitud Richter se usa universalmente (Richter, 1958). La definición original de magnitud Richter  $M$  es el logaritmo base 10 de la amplitud de la traza, en micras, de un sismógrafo estándar Wood-Anderson con amplificación de 2800, periodo natural de 0.8 s, con una fracción del amortiguamiento crítico de 80 %, colocado en terreno firme a 100 km del epicentro.

La magnitud Richter  $M$  está relacionada con la energía  $E$  (en ergios) del sismo mediante la ecuación:

$$\log_{10}E = 11.8 + 1.5.M \quad (\text{Gútemberg y Richter}) \quad (3.1)$$

También se define una magnitud local  $M_L$ , que es la más comúnmente escuchada.

$$M_L = \log A/A_0 \quad (3.2)$$

Donde  $A$  es la amplitud del sismograma a la misma distancia que la amplitud base  $A_0$ .

La magnitud y la profundidad del epicentro en forma conjunta determinan la intensidad del sismo y la activación de deslizamientos. A mayor magnitud y menor profundidad del sismo, los deslizamiento son más probables y de mayor tamaño.

### 3.3.1.2 Intensidad

Está basada en la observación y cuantificación de los daños causados por un sismo en un determinado sitio. Por tanto, la intensidad de un sismo se refiere a un lugar específico o sitio; es una medida de los efectos causados en el hombre, en sus construcciones y en general en el sitio.

La intensidad es una medida de la capacidad de destrucción sísmica local, por tanto, a un sismo se asocia una sola magnitud, mientras que su intensidad varía de sitio a sitio. Las escalas de intensidad como la de Mercalli modificada (tabla 3) son subjetivas, sin embargo, en pocas ocasiones constituyen un elemento importante de juicio en áreas donde no se tienen instalados instrumentos para sismos intensos y suministra el único medio para interpretar la información histórica.

**Tabla 3. Escala de Mercalli modificada**

Grado	Descripción
I	No es sentido por las personas, registrado por los instrumentos sismo gráficos.
II	Sentido solo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos superiores, objetos suspendidos pueden oscilar.
III	Sentido en el interior de las edificaciones, especialmente en pisos superiores, pero muchos pueden no reconocerlo como temblor, vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo liviano, objetos suspendidos oscilan.
IV	Objetos suspendidos oscilan visiblemente, vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo pesado, vehículos estacionados se bambolean, cristalería y vidrios suenan, puertas y paredes de madera crujen.
V	Sentido aun en el exterior de los edificios, permite estimar la dirección de las ondas, personas dormidas se despiertan, el contenido líquido de recipientes y tanques es perturbado y se puede derramar, objetos inestables son desplazados, las puertas giran y se abren o cierran, relojes de péndulo se paran.
VI	Sentido por todas las personas, muchos sufren pánico y corren hacia el exterior, se tiene dificultad en caminar establemente, vidrios y vajillas se quebran, libros y objetos son lanzados de los anaqueles y estantes, los muebles son desplazados o volcados, el revoque y entucido de mortero de baja calidad y mampostería tipo D se fisuran, campanas pequeñas tañen.
VII	Se tiene dificultad en mantenerse parado, percibido por los conductores de vehículos en marcha, muebles se rompen, daños y colapso de mampostería tipo D, algunas grietas en mampostería tipo C, las chimeneas se fracturan a nivel de techo, caída del revoque de mortero, tejas, cornisas y parapetos sin anclajes, algunas grietas en mampostería de calidad media, campanas grandes tañen, ondas en embalses y depósitos de agua.
VIII	La conducción de vehículos se dificulta, daños de consideración y colapso parcial de mampostería tipo C, algún daño a mampostería tipo B, ningún daño en mampostería tipo A, caída del revoque de mortero y de algunas paredes de mampostería, caída de chimeneas de fábricas, monumentos y tanques elevados, algunas ramas de árboles se quebran, cambio en el flujo o temperatura de pozos, grietas en terreno húmedo y en taludes inclinados.
IX	Pánico general, construcciones de mampostería tipo D totalmente destruidas, daño severo y aún colapso de mampostería tipo C, daño de consideración en mampostería tipo B, daño a fundaciones, daños y colapso de estructuras apuntadas, daños de embalses y depósitos de agua, ruptura de tubería enterrada, grietas significativas visibles en el terreno.
X	La mayoría de las construcciones de mampostería y a base de pórticos destruidas, algunas construcciones de madera de buena calidad dañadas, puentes destruidos, daño severo a represas, diques y tenaplenas, grandes deslizamientos de tierra, el agua se rebasa en los bordes de ríos, lagos y embalses, rieles de ferrocarril deformados ligeramente.
XI	Los rieles de ferrocarril deformados severamente, ruptura de tuberías enterradas que quedan fuera de servicio.
XII	Destrucción total, grandes masas de roca desplazadas, las líneas de visión óptica distorsionadas, objetos lanzados al aire.



### 3.3.2 Duración

Las placas terrestres están en continuo movimiento, sin embargo, bajo ciertas velocidades no se pueden percibir e incluso registrar sus efectos, que es lo que ocurre la gran parte del tiempo.

La duración de un evento sísmico es el tiempo en el que se concentra la gran mayoría de la energía liberada o del potencial destructivo.

Una expresión aceptablemente válida para rangos de  $4.7 < M < 7.6$  y  $0.1 \text{ km} < R < 130 \text{ km}$  del foco, en la costa oeste de USA es:

$$\log_{10} t_d = 0.43.M_L - 1.83 \quad (3.3)$$

Donde  $T_d$  es la duración del evento.

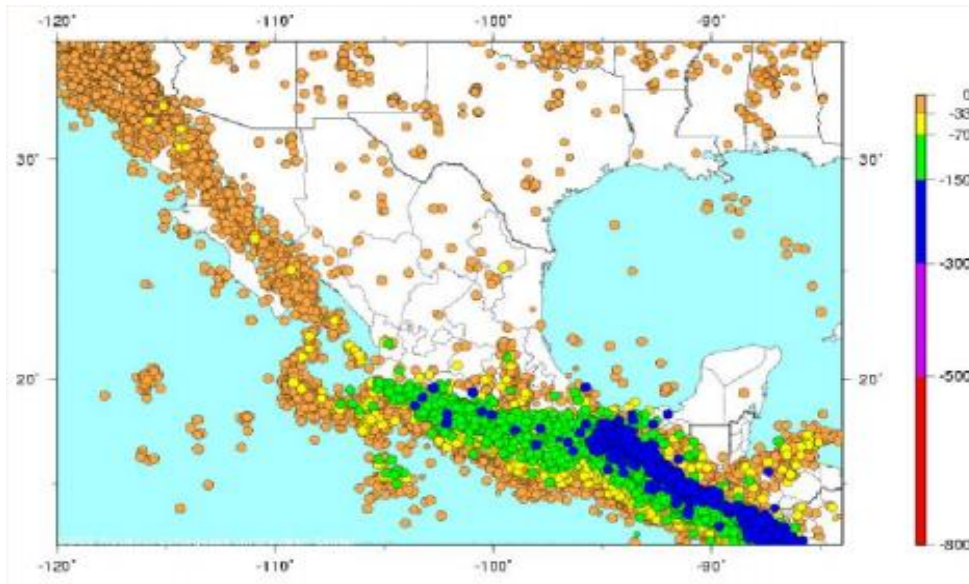
### 3.4 Sismicidad

Relaciona la actividad sísmica, su distribución espacial y temporal, con las características fisiográficas y geológicas de cada región.

Los efectos que representan la peligrosidad sísmica de una zona pueden ser: aceleración, velocidad, desplazamiento del terreno, o bien, mediante la intensidad macro-sísmica.

#### 3.4.1 Eventos principales

A las características de ocurrencia de sismos en una región dada se le conoce como sismicidad. La sismicidad de una zona dependen de su situación tectónica. En general de las regiones del planeta con mayor frecuencia de ocurrencia de sismos y mayor energía liberada corresponden a las zonas de subducción. En México dicha zona corresponde a la margen occidental, desde Jalisco hasta Chiapas (figura 33). Sin embargo, las otras zonas no dejan de ser peligrosas ya que, en ocasiones, la zona de generación se puede encontrar muy cercana a un centro de población, como en el caso de las fallas continentales. Se conocen como eventos principales a los sismos de magnitud moderada a grande que desencadenan una secuencia posterior de eventos menores.



**Figura 33. Sismicidad en México y la zona del Caribe de 1900 a la fecha. Cada punto representa un sismo. Los colores indican la profundidad**

### 3.4.2 Réplicas

Son los eventos menores posteriores a un evento principal que ocurren en una vecindad pequeña en tiempo y en espacio. Se ha determinado una relación empírica (a la que posteriormente se ha validado con algunas teorías y que se conoce como ley de Omori-Utsu), entre el número de réplicas y el tiempo transcurrido, la cual se ha visto decrece de forma exponencial:

$$n(t) = \frac{K}{(t + c)^p} \quad (3.4)$$

Donde N es el número de réplicas en el tiempo t. K, c y p son constantes.

Otra observación común es que la magnitud de la réplica mayor es generalmente un grado o más, menor a la magnitud del evento principal. El tiempo en el que se pueden observar las réplicas depende de la magnitud del evento principal, pero en general va de las pocas horas hasta los meses, e incluso años (para sismos mayores a 7.0 grados). La mayor replica, sin embargo, ocurre (por lo general) unas horas a unos pocos días después del evento principal.

### 3.4.3 Sismicidad umbral

Para poder cuantificar el peligro sísmico en una zona es necesario conocer las características de ocurrencia en tiempo y magnitud de los sismos que la pueden afectar. La sismicidad umbral es la actividad “normal” de la zona, es decir, sin considerar replicas y enjambre (agrupación de sismos anómalas). Se ha visto que dicha actividad sigue una relación del tipo:

$$\log N = a - bM \quad (3.5)$$

Donde N es el número acumulado de sismos con magnitud mayor o igual a M por unidad de tiempo (se puede considerar un año o un mes), a y b son las constantes conocidas como valores a y b. A dicha relación se le conoce como ley de Gutenberg-Richter o de Ishimoto-Ida, en honor a los sismólogos que la propusieron originalmente. De relaciones de este tipo se pueden inferir tasas de excedencia, es decir, el número de veces que se puede exceder una cierta magnitud en un tiempo dado.

### 3.4.4 Sismicidad estadística

En algunas ocasiones no es posible conocer con detalle la sismicidad de una zona debido a la falta de datos, en particular de registro de sismo pequeños. Esto se puede subsanar por medio de inferencias estadísticas, basada en relaciones como la anterior. Adicionalmente, es necesario tomar en cuenta las posibles ocurrencias de eventos aislados de magnitud considerable, las cuales no se apegan a la forma de la relación mencionada. Dichos eventos se conocen como eventos característicos.

## **Capítulo 4. Análisis de esfuerzo y deformación**

En el análisis y diseño de las presas se deben evaluar los estados de esfuerzo y deformación, junto con las condiciones del flujo de agua y estabilidad de taludes.

La estimación de la magnitud del asentamiento en la corona es fundamental para estimar la pérdida del bordo libre que se espera a corto y largo plazo y para diseñar consecuentemente el bordo libre y/o contraflecha.

Las deformaciones que ocurren en la cortina no son uniformes y varían tanto en la dirección transversal (sentido de la corriente del río) como longitudinal (sentido del eje de la cortina). Estos asentamientos diferenciales son la causa principal de agrietamientos transversales y longitudinales. El análisis de deformación arroja indicadores directos sobre el potencial de agrietamiento.

### **4.1 Causas de asentamientos**

Algunas de las principales causas de asentamientos son las siguientes:

1. Compresibilidad del terreno de cimentación.
2. Compresibilidad del material constituyente del cuerpo de la cortina.
3. Peso propio de la cortina.
4. Llenado del embalse.
5. Vaciado del embalse.
6. Sismo, explosión u otras fuentes vibratorias.
7. Lluvias.
8. Sobre elevación.

Tanto la cortina como el terreno que la soporta sufren deformaciones por la construcción de la primera, así como por el cambio en las condiciones hidráulicas y geotécnicas. Si la cortina se construye sobre un terreno compresible, el asentamiento debido al peso propio de la cortina es de poca importancia al compararlo con el que ocurre en el terreno de cimentación. En términos generales el asentamiento tiene tres componentes: 1) la instantánea, 2) la consolidación primaria y 3) la compresión secundaria. El asentamiento instantáneo se debe a la

distorsión elástica del terreno de cimentación bajo efectos de esfuerzos cortantes. Como la dimensión de la base de la cortina es generalmente grande en comparación con el espesor del terreno de cimentación, el asentamiento instantáneo es despreciable en la presas.

### **4.3 Asentamientos**

En el terreno de cimentación. El cálculo de asentamientos en el terreno de cimentación es muy similar al procedimiento empleado en la ingeniería de cimentación de edificios. Se procede a los siguientes pasos:

1. Subdividir el estrato compresible del terreno de cimentación en varios subestratos.
2. Estimar, con base en el peso volumétrico y el nivel del agua freática, el esfuerzo vertical efectivo inicial para la altura media de cada subestrato. Este esfuerzo inicial se supone uniforme en todo el ancho de la cortina.
3. Estimar el incremento de esfuerzos en cada subestrato, con base en el ancho de la corona, talud y altura de la cortina y el peso volumétrico del material de la cortina.

En el terraplén. La forma como ocurren los asentamientos dentro del terraplén es distinta a como suceden en el terreno de cimentación; esto se debe a que el asentamiento en el terraplén puede generarse durante la etapa de construcción o formación del mismo. Por lo tanto se pueden distinguir dos categorías entre los asentamientos del terraplén. El primer tipo sucede en cortinas de sección homogénea, con un material tan impermeable que difícilmente se disipa el exceso en presión de poro durante la construcción. Si se supone que la cortina se construye rápidamente y el material está totalmente saturado, no ocurre asentamiento alguno al finalizar su construcción. El asentamiento toma lugar sólo cuando el material está sometido a un proceso de consolidación. Bajo estas circunstancias dicho asentamiento debe empezar a producirse a partir del momento en que la cortina ya está construida; en otras palabras, este asentamiento corresponde al caso en que la cortina se construye en una sola etapa.

El segundo tipo de asentamiento ocurre en cortinas de enrocamientos. En estas cortinas, si se ignora la influencia del corazón impermeable, el enrocamiento tiene tan alta permeabilidad que no permite la acumulación de exceso en presión de poro de manera que el asentamiento se presenta inmediatamente después de haber colocado el material. El asentamiento en un determinado punto puede observarse solamente a partir del momento en que la parte subyacente de ese punto es construida.

#### **4.4 Consolidación**

La consolidación en el terreno de cimentación puede evaluarse dentro del contexto de la teoría de consolidación unidimensional, cuyos detalles pueden consultarse en cualquier libro de texto de mecánica de suelos.

Si la cortina es de sección homogénea o de enrocamiento con corazón impermeable, es importante considerar la consolidación dentro del terraplén. Este es un problema bidimensional cuya solución requiere de alguna técnica numérica, tal como el método del elemento finito o de diferencias finitas.

#### **4.5 Modelos constitutivos utilizados en Geotecnia**

Wulfsohn y Adams (2002), refieren que para simular el comportamiento físico de un material es necesario tener modelos o relaciones entre esfuerzos y deformaciones que incorporen las propiedades del material en cuestión. Por otra parte, Desai (2005), considera que las leyes o modelos constitutivos representan una definición matemática para el comportamiento de un material basado en ensayos de laboratorio o de campo, que incluye factores significativos que afectan el comportamiento de éste.

Los modelos constitutivos son ecuaciones matemáticas que expresan la relación esfuerzo deformación de un material. Todos los aspectos que influyen en la respuesta mecánica del suelo bajo condiciones determinadas de carga no es posible tomarlas en cuenta, por lo tanto se necesitan idealizaciones, tanto del material como de las condiciones de carga, para simplificar la expresión matemática. Estas idealizaciones incorporan las principales propiedades del material, excluyéndose los aspectos considerados de menor importancia

(Wulfsohn y Adams). El modelo constitutivo debe aplicarse sólo para las condiciones en las cuales estos fueron desarrollados o validados.

Un modelo ideal para los suelos sería aquel que estuviera basado en las características tanto mecánicas como fisicoquímicas de las partículas, en el cual pudieran considerarse los giros, deslizamientos y deformaciones de cada partícula que conforman al material. Un modelo con estas características podría representar el comportamiento de cualquier material como arcillas, arenas, limos, rocas y aún plásticos o metales. Sin embargo, es claro que el estado actual de conocimientos no permite aun enfrentar algunos de los retos que exigen dichos modelos, es por esta razón que actualmente la mayor parte de los modelos estudiados se basan en el comportamiento macroscópico de los materiales y, por tanto, generalmente son válidos únicamente para el tipo de material estudiado y para cierto tipo de solicitaciones.

Los modelos constitutivos se pueden dividir en dos grandes grupos, empíricos y analíticos. Los modelos empíricos se desarrollan a partir de datos experimentales de un material bajo condiciones específicas de carga y luego estadísticamente, se determinan las ecuaciones que con mayor exactitud se ajustan a las observaciones. Los modelos analíticos aplican las leyes físicas para describir la respuesta esfuerzo-deformación del material. Estos modelos están basados en parámetros a escala microscópica o macroscópica. Los modelos microscópicos consideran cada partícula en una masa sólida como una entidad distinta y luego predicen la respuesta esfuerzo-deformación basada en la distribución de fuerzas interpartículas. Los modelos macroscópicos tratan la masa sólida como un medio continuo o interacción continua y describen las características esfuerzo-deformación del material como un todo.

Actualmente con los avances significativos de la computación a nivel global, se han implementado una serie de modelos constitutivos a diversas plataformas numéricas de análisis de problemas geotécnicos. Tienen propuestas de solución con diversos métodos numéricos, como elementos finitos, diferencias finitas o elementos discretos. Esta evolución de diversos programas de cómputo,

acompañados de poderosas herramientas de cálculo, han optimizado tiempos y magnificado el área de investigación en lo que respecta a los modelos constitutivos. Sin embargo, con el desarrollo de modelos cada vez más generalizados, se tiene el inconveniente de estar siempre al pendiente de la cantidad y uso de parámetros involucrados en los modelos.

Los modelos constitutivos del suelo pueden clasificarse de acuerdo a criterios como (Shen y Kushwaha, 1988):

1. Modelos lineales o no lineales; en dependencia de la linealidad de la ecuación.
2. Modelos elásticos, plásticos y elastoplásticos; en dependencia de si se considera en el modelo sólo la deformación elástica, plástica o ambas.
3. Modelos estáticos o dinámicos (reológicos); en dependencia de si el tiempo se tiene en cuenta en el modelos.

#### **4.5.1 Modelos elásticos lineales**

Un material es elástico cuando recupera totalmente, en el proceso de descarga, la deformación experimentada durante la carga. El material además es lineal cuando se conserva durante la carga y descarga la linealidad de la relación esfuerzo-deformación. El comportamiento del material elástico lineal está representado por una serie de constantes elásticas. En su forma más general, se requieren de 21 constantes para describir completamente su comportamiento. El número de constantes se reduce considerablemente cuando se toman en cuenta planos o ejes de isotropía. En un material totalmente isotrópico se requieren solamente dos constantes: módulo de elasticidad y relación de Poisson. Existen otras definiciones de constantes elásticas pero son función de las constantes primarias.

El modelo elástico lineal no es adecuado para calcular la deformación pero en muchas ocasiones proporciona resultados satisfactorios en la estimación de esfuerzos. El modelo se utiliza también para poder representar la estratigrafía del suelo y la presencia de estructuras de concreto. En la práctica, es casi indispensable realizar el análisis elástico lineal antes de emplear cualquier otro



modelo más complejo en el afán de detectar algunas anomalías en la inclusión de datos geométricos, cargas y zonificación de materiales.

#### **4.5.2 Modelos elásticos no lineales**

Un material se considera elástico si las fuerzas externas aplicadas provocan deformaciones que no exceden ciertos límites; y al retirar las cargas actuantes todas las deformaciones desaparecen, recuperando completamente su estado inicial; bajo el supuesto de que es homogéneo e isotrópico.

Las principales limitaciones de los modelos elásticos no lineales se refieren a que el estado de esfuerzos en el instante considerado; no es posible predecir con precisión la respuesta del volumen del suelo bajo carga y descarga (excepto el modelo hiperbólico) y no deben ser empleados en altas cargas. Dentro de estos, el modelo más empleado ha sido el hiperbólico; Liu (1995), refiere que el éxito del modelo se debe a su generalidad y la factibilidad en la determinación de los parámetros incluidos, a través de ensayos triaxiales.

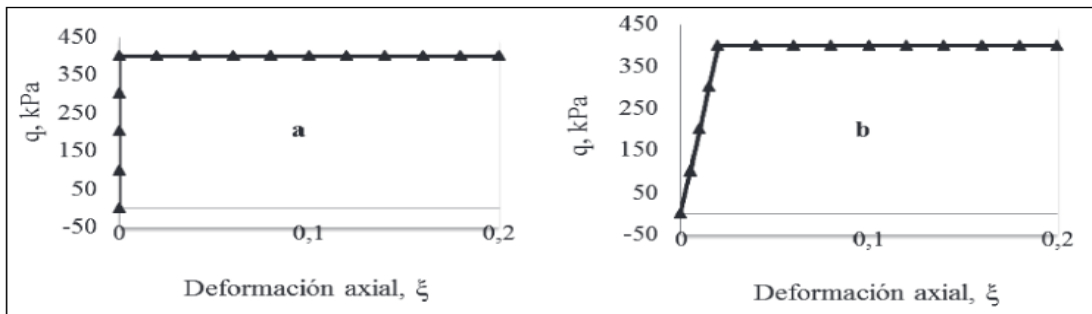
#### **4.5.3 Modelos elastoplásticos**

La deformación es elástica cuando al retirar la carga aplicada al suelo recupera su estado inicial y plástica cuando la deformación es permanente e irreversible.

El suelo se deforma considerablemente bajo carga, por lo cual, es necesaria una ley que tenga en cuenta esta cualidad. Los modelos plásticos pueden resolver la limitación de la deformación permanente del suelo bajo carga. La teoría de la plasticidad fue desarrollada originalmente para predecir la respuesta mecánica de metales sujetos a esfuerzos superiores a sus límites elásticos. A partir de estos se desarrollaron los modelos para calcular las deformación irreversibles en concreto, materiales geotécnicos y polímeros.

La más simple forma del modelo plástico es el rígido-plástico perfecto (figura 34a); en el cual se supone que el suelo no se deforma hasta que el esfuerzo alcanza el punto de fluencia (no hay deformación elástica) y que posteriormente ocurre deformación plástica pura. Una aproximación más cercana a la respuesta mecánica del suelo se describe con el modelo elástico-plástico perfecto (figura

34b), ya que toma en cuenta tanto la deformación elástica en bajas cargas como la deformación permanente.



**Figura 34. Modelos perfectamente plásticos: a) rígido perfectamente plásticos, b) elástico perfectamente plástico**

En base a criterios elastoplásticos se han fundamentado muchos de los modelos constitutivos empleados para representar la compactación del suelo. Estos modelos asumen al suelo como un material elástico lineal mientras está sometido a bajas cargas, y a partir de puntos de fluencia lo representan mediante un comportamiento plástico.

Wulfsonh y Adams establecen cinco invariantes que son empleadas para describir la relación esfuerzo-deformación para un material elastoplástico sometido a condiciones generales de carga:

1. Comportamiento elástico que describe la deformación recuperable del suelo.
2. Existencia de una superficie de fluencia que define la frontera del dominio elástico, determinado cuando ocurre deformación plástica.
3. Una ley de endurecimiento que establece la magnitud a la cual la superficie de fluencia se expande o contrae.
4. Una superficie de potencial plástico en el espacio de esfuerzos, que detalla el modo de deformación plástica en este punto, especificado la extensión relativa de la deformación plástica incremental cuando el material está fluyendo.
5. Una regla de flujo que relaciona el incremento de deformación plástica al incremento de esfuerzos.

## **Capítulo 5. Métodos de análisis tradicionales en el diseño sísmico de cortinas de tierra y enrocamiento**

### **5.1 Método pseudoestático**

En este tipo de análisis la influencia del sismo se incorpora mediante fuerzas de cuerpo horizontales. La fuerza horizontal pseudoestática disminuye el factor de seguridad (aumenta la fuerza actuante). La fuerza vertical pseudoestática, puede incrementar o disminuir la magnitud de las fuerzas actuantes y resistentes dependiendo de su sentido positivo o negativo. Por lo tanto, al emplear un análisis pseudoestático, se asume que la aceleración del movimiento del terreno se aplica en un periodo de tiempo suficientemente largo como para que los esfuerzos inducidos se puedan considerar constantes. La localización de la fuerza es un punto importante a tener en cuenta en este análisis. Terzaghi (1950) sugirió que la fuerza debía aplicarse sobre el centro de gravedad de la superficie de falla potencialmente deslizante. Este es un criterio razonable y conservador.

El aspecto más importante en un análisis de estabilidad de taludes pseudoestático es la selección apropiada del coeficiente sísmico ya que los resultados son fuertemente dependientes de su magnitud. Éste controla la fuerza pseudoestática actuando sobre el talud. Por lo tanto, su valor puede ser relacionado con alguna medida de la amplitud de la fuerza inercial inducida en el material potencialmente inestable. Si el material del talud fuese rígido, la fuerza inercial inducida podría ser igual al producto de la aceleración real horizontal y la masa del material inestable. Esta fuerza inercial podría alcanzar su valor máximo cuando la aceleración sea máxima. Considerando que los taludes reales no son rígidos y que la aceleración máxima se presenta en un tiempo infinitesimal, los coeficientes pseudoestáticos usados en la práctica corresponden a aceleraciones diferentes a la aceleración máxima en la base del talud.

La representación a través de una aceleración pseudoestática constante unidireccional de los efectos dinámicos de los movimientos sísmicos es evidentemente limitada y alejada de la física real del problema, particularmente si

se desarrollan altas presiones de poro en el suelo o se presenta más del 15% degradación en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo ante carga cíclica.

### 5.1.1 Coeficientes para el análisis pseudoestático

La cuantificación de un valor de aceleración máxima para la estabilidad de taludes debe tener en cuenta los siguientes criterios empíricos:

1. Si la masa considerada para el deslizamiento es rígida, la aceleración inducida sobre la masa debe ser igual a la aceleración máxima esperada con sus respectivas amplificaciones por sitio y topografía.
2. Si la masa de suelo no es rígida, como es el caso de la mayoría de situaciones y si se tiene en cuenta que la aceleración pico solo se presenta en periodos de tiempos muy pequeños, no suficientes para producir una falla, se pueden utilizar valores entre 0.1 y 0.2g, dependiendo de la intensidad del sismo esperado.

Generalmente, el coeficiente sísmico pseudoestático corresponde a una aceleración horizontal y usualmente no se tienen en cuenta las aceleraciones verticales. Se recomienda utilizar valores entre 30 y 50% de la aceleración máxima esperada con las respectivas amplificaciones. En la tabla 4 se muestran los coeficientes sísmicos más utilizados en la práctica.

**Tabla 4. Valores del coeficiente recomendados para el análisis pseudoestático**

$k_h$	F.S.	Observaciones
0.10g	>1.0	Sismo importante. Cuerpo de ingenieros (USACE), 1982.
0.15g	>1.0	Sismo de gran magnitud, Cuerpo de ingenieros (USACE), 1982.
0.15g a 0.25g	>1.0	Japón
0.15g	>1.15	Seed, 1979. Con una reducción de resistencia del 20%
½ de la aceleración máxima	>1.0	Hynes-Griffin y Franklin, 1984, y una reducción de resistencia del 20%.

\*  $k_h$ : Coeficiente pseudoestático horizontal

La razón para utilizar el valor inferior a la aceleración pico, es que las fuerzas sísmicas son de corta duración y cambian de dirección muchas veces en un segundo. Aunque el factor de seguridad puede estar por debajo de la unidad en un periodo corto de tiempo, mientras la fuerza cambia de sentido, este tiempo no es suficiente para producir la falla.

Debido a que los sismos ocurren en periodos cortos de tiempo, es razonable asumir que con excepción de materiales muy permeables, el suelo no cambia de volumen durante el sismo. Por lo tanto, en la mayoría de los casos deben utilizarse resistencias no drenadas para el análisis pseudoestático.

### 5.1.2 Procedimiento de análisis pseudoestático de un talud infinito

Aunque ningún talud cumple con las suposiciones del talud infinito, la mayoría de los movimientos sub-superficiales tienden a ser de traslación. La idealización del talud infinito no es confiable como herramienta de diseño, pero puede ayudar a identificar las variables más importantes del fenómeno estudiado a un nivel preliminar de reconocimiento. En una falla plana, las fuerzas pseudoestáticas actuantes son:

$$F_h = \frac{a_h * W}{g} = K_h * W \quad (5.1)$$

$$F_v = \frac{a_v * W}{g} = K_v * W \quad (5.2)$$

Dónde:

$F_h, F_v$ : Fuerzas pseudoestáticas actuantes

$a_h, a_v$ : Aceleraciones máximas horizontal y vertical

$K_h, K_v$ : Coeficientes pseudoestáticos horizontal y vertical

El factor de seguridad para este tipo de falla es:

$$FS = \frac{a_v * c * L * [(W - F_v) * \cos \alpha - F_h \sin \alpha] * \tan \phi}{(W - F_v) * \sin \alpha + F_h \cos \alpha} \quad (5.3)$$

Dónde:

c: Cohesión

L: Longitud del plano de falla

$\alpha$ : Ángulo de inclinación del plano de falla

$\phi$ : Ángulo de fricción

W: Peso de la masa deslizante

### **5.1.3 Limitación del método pseudoestático**

Este método presenta algunas inconsistencias para modelar el efecto real de un sismo sobre un talud. Algunas de estas limitaciones son las siguientes:

1. No es confiable en los suelos que generan presiones de poros altas durante el evento sísmico.
2. No tiene en cuenta que algunos suelos presentan degradación de la resistencia hasta en un 15% debido a carga sísmica.

## **5.2 Método de Newmark**

En la quinta conferencia Rankine, Nathan Newmark (1965) presento un modelo sencillo de comportamiento de presas y terraplenes sometidos a acciones sísmicas.

El modelo expuesto suponía un bloque de presa o terraplén apoyado sobre un plano horizontal, sometido a un sismo en una sola dirección, en el que el bloque deslizaba, si la aceleración superaba al rozamiento entre el plano y el bloque. Newmark considero dos hipótesis:

1. El bloque es libre de deslizarse en cualquier dirección.
2. El bloque está obligado a deslizarse en una dirección.

Esta última hipótesis es la que se ha utilizado en la mayoría de aplicaciones.

Newmark propuso su método para la determinación del deslizamiento permanente de un terraplén producido por la acción de un sismo, para lo que simuló el

terraplén que se mueve como un bloque rígido-plástico deslizando sobre un plano inclinado (Figura 35).

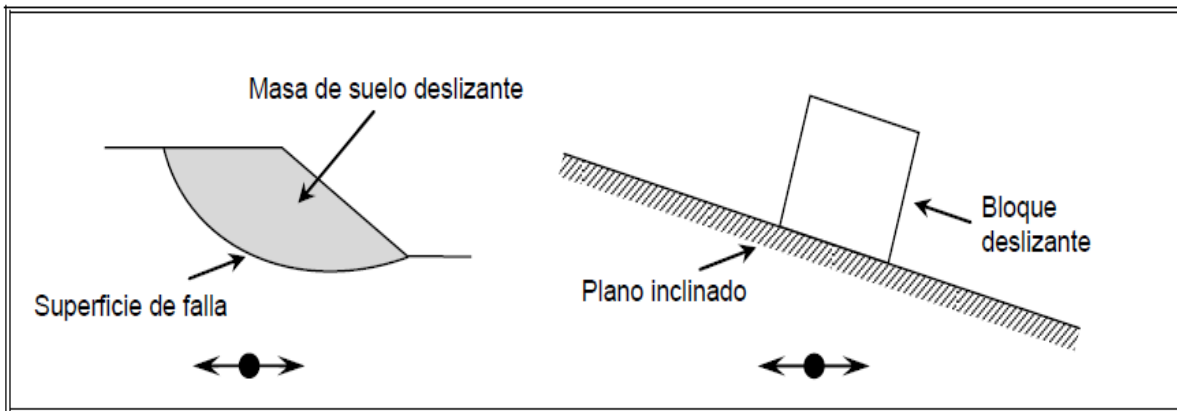


Figura 35. Analogía de Newmark. Método del bloque deslizante

Se define como aceleración de falla, aquella aceleración límite, que una vez rebasada se producirá el deslizamiento del bloque, o en otras palabras, la mínima aceleración del suelo requerida para superar la máxima resistencia del bloque deslizante.

En el método de Newmark, se calcula la aceleración de falla en función de un factor de seguridad estático y la geometría del talud. Cuando las aceleraciones de la onda sísmica exceden el valor, el bloque se mueve; el resto del tiempo el bloque permanece en reposo. De esta forma, se calcula la deformación acumulada durante el sismo.

Mediante la integración de las aceleraciones que sobrepasan la aceleración crítica se determinan en primer lugar las velocidades, y con la doble integración, los desplazamientos.

### 5.2.1 Consideraciones generales del método

1. Se considera que en el talud existen planos de debilidad bien definidos y el movimiento ocurrirá a lo largo de superficies específicas o planos, de manera similar a los supuestos en el análisis estático usual de estabilidad de taludes.

2. Existirán deformaciones permanentes solo si el esfuerzo dinámico supera la resistencia al cortante del talud.
3. Los deslizamientos ocurren “cuesta abajo”. La resistencia “cuesta arriba” se considera infinita y el bloque no se moverá aunque la aceleración crítica se exceda en la dirección contraria.
4. La aceleración crítica se calcula mediante el método de equilibrio límite.

### 5.2.2 Resistencia al deslizamiento del bloque

La resistencia al deslizamiento de un bloque de suelo o roca es función de su resistencia al corte bajo condiciones aplicables en un sismo. La magnitud de dicha resistencia depende de la cantidad de desplazamiento que se produzca, sin embargo, para movilizar la resistencia al corte media en un talud no es necesario un gran desplazamiento.

En el método de Newmark se establece esta resistencia en términos de un coeficiente  $N$  multiplicado por el peso de la masa deslizante. La cantidad  $N \cdot g$  donde  $g$  es la aceleración de la gravedad, corresponde a la aceleración constante, actuando en la dirección apropiada, la cual sobrepasa la resistencia al deslizamiento del elemento en la dirección en la cual la resistencia tiene su menor valor.

### 5.2.3 Cálculo de la aceleración crítica

En la figura 36 se muestra la superficie de deslizamiento circular.

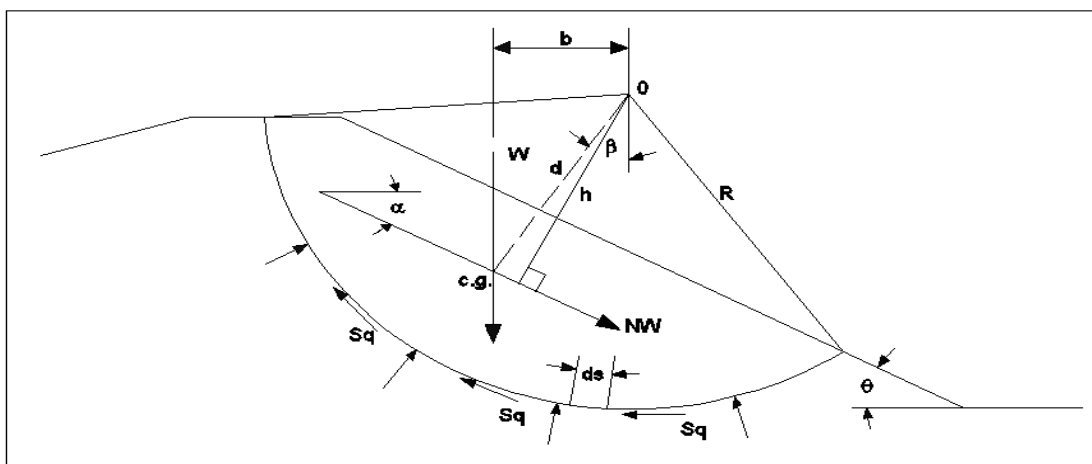


Figura 36. Superficie de deslizamiento circular



Se considera un elemento que desliza sobre una superficie circular de radio  $R$ . El peso del elemento  $W$  tiene un brazo de palanca  $b$ , alrededor del centro de rotación  $O$  (figura 36). Se considera una fuerza  $NW$  la cual corresponde a una aceleración constante  $N$  veces la de la gravedad, actuando a lo largo de la línea que forma un ángulo  $\alpha$  con la horizontal, el cual puede ser diferente del ángulo que forma la superficie del talud con la horizontal ( $\theta$ ). Para los valores de aceleraciones constantes menores a  $Ng$ , no ocurre deslizamiento, pero para valores mayores, se producirá el desplazamiento del elemento. Para cualquier aceleración arbitraria  $N'g$ , podemos definir un factor dinámico de seguridad  $FS'$ , que se convierte en unidad si  $N'=N$ .

Ahora bien, cuando  $N'$  se toma cero, el factor de seguridad dinámico  $FS'$  para esta definición se convierte a  $FS$ , definida como la relación de momentos de las fuerzas resistentes en la superficie deslizante al momento perturbador  $Wb$ . Este factor dinámico de seguridad se define de forma diferente al factor de seguridad estático habitual.

Los esfuerzos cortantes  $\tau$  para condiciones estáticas son hasta cierto punto indeterminados, pero su valor total, o su valor medio puede determinarse a partir de la relación entre el momento perturbador  $Wb$  y el momento motor  $R\Sigma\tau ds$ , cuando  $N'=0$ .

$$Wb = R\Sigma\tau ds \quad (5.4)$$

El momento de las fuerzas resistentes sobre el arco es  $R\Sigma s_q ds$ . Por lo tanto, el factor dinámico de seguridad es:

$$FS = R\Sigma s_q ds / R\Sigma\tau ds = \Sigma s_q ds / \Sigma\tau ds \quad (5.5)$$

Estableciendo el equilibrio de momentos respecto al centro de rotación y la fuerza  $NW$  se obtiene la siguiente expresión:

$$Wb + NWh = R. \Sigma s_q ds \quad (5.6)$$

Por lo tanto, sustituyendo la ecuación 5.4 en 5.6 se obtiene:

$$NWh = R \cdot \sum s_q ds - R \sum \tau ds \quad (5.7)$$

El factor de seguridad está definido por:

$$FS = \frac{\sum s_q ds}{\sum \tau ds} \quad (5.8)$$

Operando la ecuación 5.7 se obtiene que:

$$N = (FS - 1) \frac{b}{h} \quad (5.9)$$

Ya que el máximo valor de h para una superficie de deslizamiento dada ocurre cuando h iguala a d, la distancia desde 0 al centro de gravedad del elemento, el valor mínimo de N ocurre para un talud perpendicular a d, y se obtiene para esto:

$$N = (FS - 1) \sin \beta \quad (5.10)$$

Donde  $\beta$  es el ángulo entre d y la vertical. Se considera que el suelo tiene una resistencia estática y dinámica similar, situación que es alejada de la realidad.

Para el bloque deslizante (figura 37)

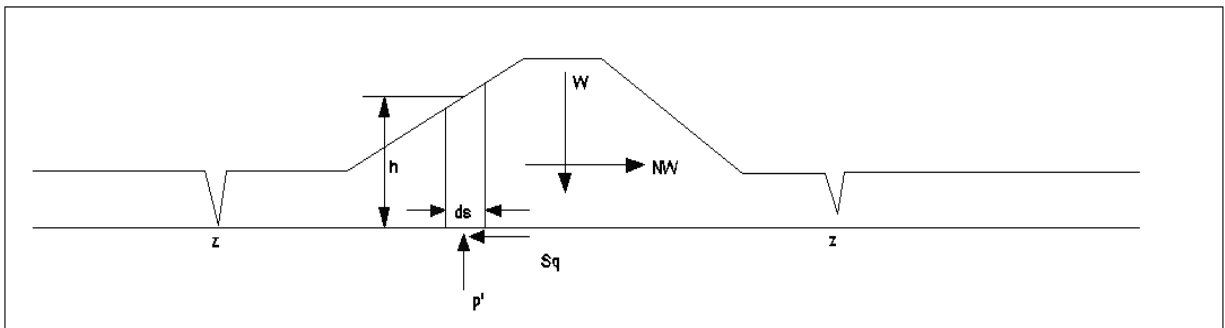


Figura 37. Bloque deslizante

De acuerdo al método de Newmark, para deslizamiento en bloque de toda la presa a lo largo de una superficie horizontal entre dos fisuras o superficies de taludes, las relaciones a ser usadas involucran la suma de fuerzas en lugar de la suma de momentos. Para la condición estática de equilibrio puede ser asumido, sin cometer

un error significativo, que el esfuerzo de corte medio estático a lo largo de la superficie es cero y la única fuerza perturbadora, es el efecto de la aceleración constante. La fuerza de corte máxima que puede ser movilizada por condiciones sísmicas es la fuerza de corte no drenada  $s_q$ .

Ya que la suma de las fuerzas perturbadoras por unidad de ancho de la presa debe ser igual a la suma de la resistencia por esfuerzo cortante por unidad de ancho.

$$NW = \sum s_q ds \quad (5.11)$$

Donde  $ds$  es la longitud del elemento donde la resistencia actúa. Por lo tanto  $N$  es la relación entre la resistencia horizontal total y el peso de la presa.

El esfuerzo de sobrecarga efectivo  $p'$  es igual al peso del elemento y  $u_p$  es la presión de poro.

Por lo tanto

$$p' = \gamma h - u_p \quad (5.12)$$

Donde  $\gamma$  es la densidad aparente del suelo,  $h$  la altura del elemento y  $u_p$  es la presión de poro.

Sin embargo

$$W = \sum \gamma h ds \quad (5.13)$$

En general, la resistencia al corte no drenada es función del esfuerzo de sobrecarga efectivo. Para el caso especial de un suelo normalmente consolidado, la razón entre  $s_q$  y  $p'$  es constante.

De las ecuaciones anteriores, para un suelo normalmente consolidado se puede determinar  $N$  como:

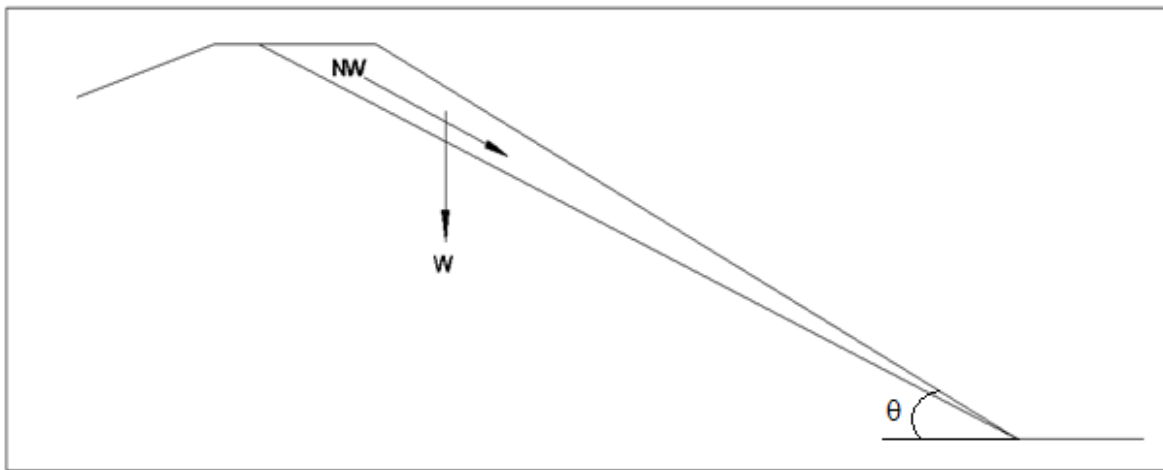
$$N = \frac{S_q}{p'}(1 - r_u) \quad (5.14)$$

Dónde:

$$r_u = \frac{\sum u_p ds}{\sum \gamma h ds} \quad (5.15)$$

La cantidad  $r_u$  en general no es constante y debe ser determinada en cada caso como un valor medio. Debe ser tomado como un valor conservador proporcionado para el aumento de la presión de poro en un sismo.

En la figura 38 se muestra la superficie de deslizamiento plana.



**Figura 38. Superficie de deslizamiento plana**

Para materiales sin cohesión y libres de filtraciones, con superficies de deslizamiento planas, se ha encontrado que el plano de deslizamiento más peligroso es el talud superior, formando un ángulo  $\theta$  con la horizontal. Bajo estas condiciones, para un material con un ángulo de fricción interna  $\phi$  donde el deslizamiento toma lugar, el valor del factor de seguridad contra el deslizamiento es:

$$\overline{FS} = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (5.16)$$

Bajo estas condiciones se puede determinar que el valor mínimo de N es:

$$N = (FS - 1) \sin \theta \quad (5.17)$$

#### 5.2.4 Deslizamiento de un sólido-rígido-plástico

El cálculo de los desplazamientos de Newmark está basado en los supuestos de que toda la masa se mueve como un solo cuerpo rígido con resistencia movilizada a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Se considera que el cuerpo rígido tiene un peso  $W$  y una masa  $M$  y un desplazamiento  $x$ . el movimiento del suelo en el cual la masa reposa se designa como  $y(t)$ , donde  $y$  es función del tiempo  $t$ . El movimiento relativo de la masa comparado con el del suelo es designado por  $u$ , donde:

$$u = x - y \quad (5.18)$$

La resistencia al movimiento está representada por una resistencia al corte, que se puede expresar como proporcional al peso  $W$ , de magnitud  $NW$ . Esto corresponde a una aceleración basal de magnitud  $Ng$  que puede causar el movimiento relativo de la masa con respecto al suelo.

La aceleración considerada es un único pulso de magnitud  $Ag$ , que dura un intervalo de tiempo  $t_0$ .

Es posible considerar un pulso sinusoidal, pero complica innecesariamente la expresión.

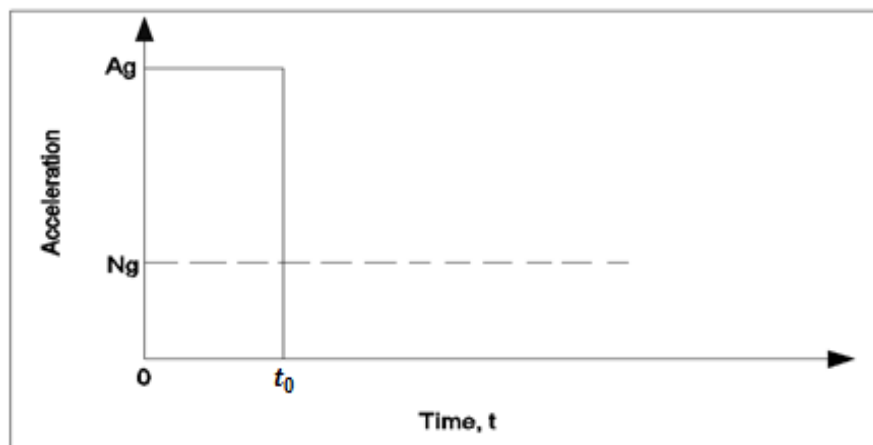


Figura 39. Bloque rectangular de un pulso de aceleración

En la figura 39 la aceleración resistente  $Ng$  se muestra con una línea punteada. La fuerza de aceleración dura solamente el corto intervalo de tiempo  $t_0$ , pero la fuerza de desaceleración se prolonga hasta el cambio de dirección del movimiento.

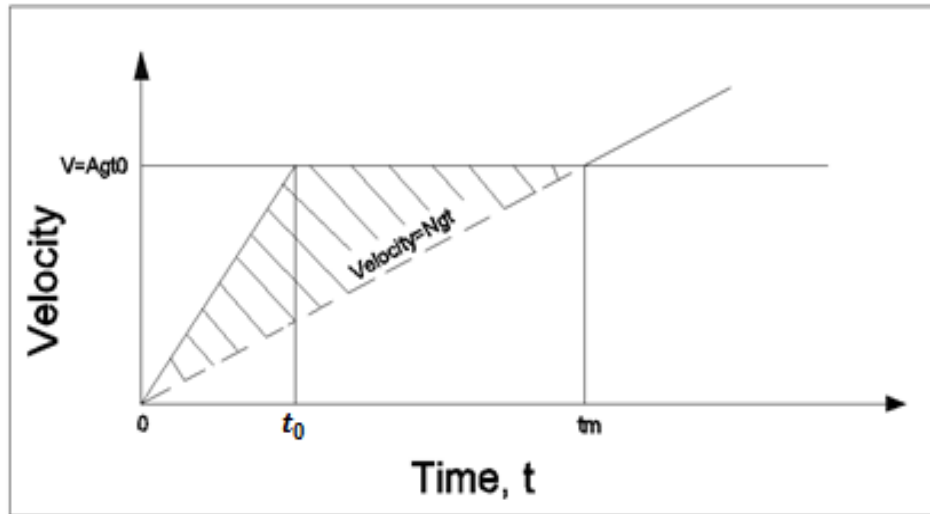


Figura 40. Velocidad de respuesta a un bloque de aceleración rectangular

En la figura 40 se muestran las velocidades como función del tiempo para la fuerza de aceleración y la fuerza resistente. La velocidad máxima para la fuerza de aceleración tiene una magnitud  $V$  dada por la expresión:

$$V = Agt_0 \quad (5.19)$$

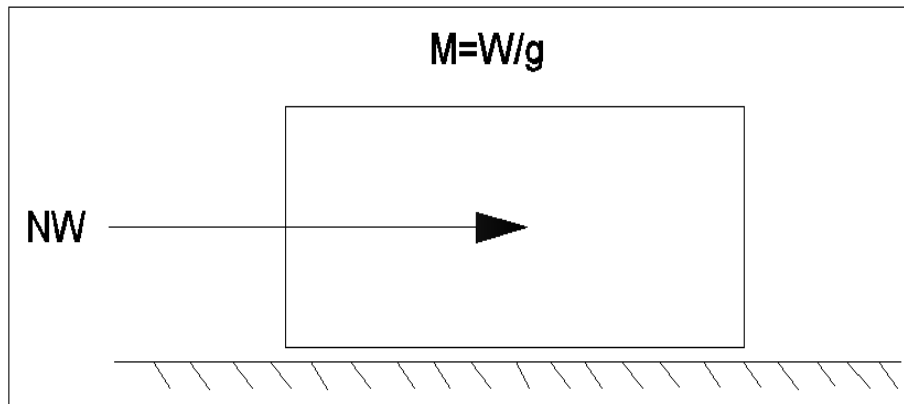
Luego de que se alcanza el tiempo  $t_0$ , la velocidad debida a la fuerza de aceleración permanece constante. La velocidad debida a la aceleración resistente tiene una magnitud  $Ngt$ . Al tiempo  $t_m$ , las dos velocidades son iguales y la velocidad neta se vuelve cero o el cuerpo queda en reposo respecto del suelo. La fórmula para  $t_m$  se obtiene igualando la velocidad  $V$  a la cantidad  $Ngt$ , dando como resultado la expresión:

$$t_m = \frac{V}{Ng} \quad (5.20)$$

El desplazamiento máximo de la masa con respecto al suelo  $u_m$ , se obtiene calculando el área triangular de la figura 40:

$$u_m = \frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \quad (5.21)$$

El valor del desplazamiento relativo dado por la ecuación anterior generalmente está sobreestimado porque no toma en cuenta los pulsos en direcciones opuestas. Sin embargo, da un orden razonable de la magnitud del desplazamiento relativo. Indica que el desplazamiento es proporcional al cuadrado de la velocidad máxima del suelo.



**Figura 41. Masa deslizando bajo una fuerza constante**

El resultado obtenido anteriormente también es aplicable para una serie de pulsaciones cuando la resistencia en cada dirección de potencial movimiento es igual. Para una situación en la cual el cuerpo tenga una resistencia mayor al movimiento en una dirección que en la otra, se debe tener en cuenta el efecto acumulativo de los desplazamientos.

### **5.3 Método de Richards y Elms**

Richards y Elms (1979) extendieron el trabajo hecho por Newmark (1965) y otros investigadores como Seed y Whitman (1970) y Franklin y Chang (1977), dando como resultado un método determinístico de diseño de muros de gravedad ante cargas sísmicas basado en corrimientos admisibles. Para su aplicación, se requiere conocer el coeficiente de aceleración crítica horizontal  $k_y$  del conjunto suelo-muro. Considerando un muro de peso  $W$ , con un parámetro inclinado un ángulo  $\theta$ , un ángulo de fricción en la base  $\phi_b$  y una fricción entre suelo y muro  $\delta$ . Y

al plantear el equilibrio en la condición activa (despreciando la componente sísmica vertical) se consigue:

$$k_y = \tan \phi_b - \frac{P_{AE} \cos(\delta + \theta) - P_{AE} \sin(\delta + \theta) \tan \phi_b}{W} \quad (5.22)$$

Richards y Elms proponen calcular  $P_{AE}$  por medio del método de Monobe-Okabe. Por lo tanto, la ecuación anterior debe resolverse de forma iterativa, puesto que el empuje  $P_{AE}$  depende a su vez del valor de  $k_y$ .

Utilizando los resultados obtenidos por Franklin y Chang (1977), quienes siguieron el método de Newmark analizando una vasta gama de registros sísmicos en diferentes tipos de suelo, Richards y Elms (1979) plantearon una envolvente conservadora de los desplazamientos obtenidos, según la ecuación:

$$d = 0.087 \frac{V^2}{Ag} \left( \frac{N}{A} \right)^{-4} \quad (5.23)$$

A partir de la expresión anterior, el diseñador puede seleccionar un desplazamiento admisible para un sismo con valores conocidos de aceleración máxima y velocidad máxima del suelo y con ello calcular el coeficiente de aceleración horizontal crítico que debe ser capaz de resistir la estructura de contención de modo de no superar el desplazamiento previamente elegido.

#### **5.4 Método de Whitman y Liao**

Whitman y Liao (1985) pusieron de manifiesto algunos errores encontrados en el trabajo de Richards y Elms (1979), derivados principalmente de las hipótesis simplificadoras inherentes al método del bloque deslizante de Newmark. Identificaron como principales fuentes de error despreciar la deformabilidad del relleno e ignorar la falla por giro. En menor medida, se encuentran la incertidumbre derivada de la elección de los registros sísmicos y los parámetros de resistencia al corte del suelo. A partir de lo anterior, formularon un método probabilístico para calcular los desplazamientos sísmicos de un muro de gravedad.



Utilizando los resultados obtenidos por Wong (1982), quien aplicó el método del bloque deslizante de Newmark a 14 registros sísmicos, Whitman y Liao hallaron que los desplazamientos permanentes se distribuyen en forma lognormal con media dada por la expresión:

$$d_D = \frac{37V^2}{Ag} \exp\left(\frac{-9.4N}{A}\right) \quad (5.24)$$

Al incluir los efectos de las fuentes de errores mencionadas con anterioridad, los desplazamientos permanentes fueron presentados como una distribución de variable aleatoria mediante la expresión:

$$d_D = \frac{37V^2}{Ag} \exp\left(\frac{-9.4N}{A}\right) QM \quad (5.25)$$

Donde N, Q y M son variables aleatorias que representan la incertidumbre en las propiedades del suelo, los registros sísmicos y los errores asociados a la modelación, respectivamente. Utilizando los valores medios de estas variables, Whitman y Liao propusieron la envolvente de desplazamiento siguiente:

$$\bar{d}_R = \frac{130V^2}{Ag} \exp\left(\frac{-9.4N}{A}\right) \quad (5.26)$$

Al igual que el caso del método de Richards y Elms (1979), utilizando la ecuación anterior se puede calcular el coeficiente de aceleración horizontal crítico que debe ser capaz de resistir la estructura de contención de modo tal que no se supere un desplazamiento admisible previamente elegido.

### **5.5 Método del elemento finito**

Para el análisis de la respuesta de sitio en dos dimensiones es muy útil la técnica del elemento finito. Se considera el medio continuo como un conjunto de elementos discretos cuyas fronteras están definidas por puntos nodales, y supone que la respuesta del continuo puede ser descrita como una combinación de respuestas de los puntos nodales.

El campo de desplazamientos del suelo en cualquier punto dentro del elemento,  $\{V\}^T = \{u \cdot V\}$ , se expresa en términos de los desplazamientos de los puntos nodales  $\{q\}^T = \{u_1 \cdot u_2 \cdot u_3 \cdot V_1 \cdot V_2 \cdot V_3 \cdot V_4\}$  (en el caso de elementos cuadriláteros), por medio de:

$$\{V\} = [N] \cdot \{q\} \quad (5.27)$$

Donde  $[N]$  es la matriz de funciones de forma. La matriz deformación-desplazamiento  $[B]$  permite determinar las deformaciones a partir de los desplazamientos de los puntos nodales, como sigue:

$$\{\varepsilon\} = [B] \cdot \{q\} \quad (5.28)$$

Y la matriz esfuerzo-deformación  $[D]$  relaciona los esfuerzos con las deformaciones:

$$\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (5.29)$$

La ecuación de movimiento de un elemento, el, se puede escribir como:

$$[m]_{el}\{q\} + [C]_{el}\{q\} + [k]_{el}\{q\} = \{Q(t)\} \quad (5.30)$$

Donde  $\{Q(t)\}$  es el vector de fuerzas en el elemento. Una vez que se obtienen las ecuaciones de movimiento de cada elemento, se combinan de tal forma que se cumpla con la compatibilidad de desplazamiento para obtener la ecuación global de movimiento, como sigue:

$$[M]\{u\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\} \quad (5.31)$$

Donde  $[M]$  es la matriz global de masa,  $[C]$  la matriz global de amortiguamiento,  $[K]$  la matriz global de rigidez,  $\{u\}$  es el vector global de desplazamiento de los puntos nodales, y  $\{P(t)\}$  el vector de carga dinámica.

En el caso de que la carga sea inducida por una historia de aceleraciones, la ecuación de movimiento queda en la siguiente forma:

$$[M]\{u\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M][1]u_g(t) \quad (5.32)$$

Donde  $u_g(t)$  es la historia de aceleración en la base. Para sistemas lineales esta ecuación puede resolverse por superposición modal, entre otros.

Para realizar este tipo de análisis con mayor facilidad, debido al gran volumen de información que puede llegar a manejarse, se han desarrollado diversos programas de cómputo de uso comercial. Dentro del campo de la Geotecnia y con orientación al análisis estático y dinámico de problemas de interacción suelo-estructura, merecen citarse: *PLAXIS*<sup>[30]</sup>, *LUSH*<sup>[125]</sup>, *FLUSH*<sup>[126]</sup>, *FLAC/FLAC*<sup>3D</sup>, *SASSI*<sup>[127]</sup>, etc.

Estos programas comerciales no dan acceso al código fuente, mientras que otros, desarrollados al amparo de licencias gubernamentales como *LUSH*<sup>[125]</sup>, *FLUSH*<sup>[126]</sup>, expresamente preparados para problemas de interacción suelo-estructura, ofrecen su código abierto y permiten introducir modificaciones o nuevas subrutinas de cálculo.

## **5.6 Método de diferencias finitas**

Los métodos de diferencias finitas fueron ampliamente utilizados tanto en problemas de Física como de Ingeniería, desde la aparición de la computadora hasta la utilización masiva del Método de los Elementos Finitos por su versatilidad.

Los primeros programas de diferencias finitas tenían limitaciones, fundamentalmente de tipo geométrico, pero los que se han desarrollado últimamente tienen una gran versatilidad (*FLAC/FLAC*<sup>3D</sup>).

En los problemas de Física y de Ingeniería aparecen numerosos cálculos relativos al medio continuo. La computadora no es capaz de manejar los cálculos requeridos directamente, pero si se discretiza el continuo en una serie de puntos, puede determinar los valores en ellos con la condición de que la diferencia de resultados entre dos puntos contiguos sea inferior a un valor prefijado de antemano. Este es el concepto de diferencias finitas que fue ampliamente utilizado en programas de cómputo antes de la aparición del Método de los Elementos Finitos y que por supuesto fue aplicado en problemas de interacción suelo-estructura. Hoy en día se han desarrollado potentes programas mediante el

Método de Diferencias Finitas como *FLAC/FLAC<sup>3D</sup>* que permiten resolver problemas dinámicos con la consideración de la variable temporal.

Se desarrollaron tres tipos de diferencias finitas, indicando en qué sentido se determinaba la diferencia:

1. “Backward differences” (diferencias hacia atrás).
2. “Forward differences” (diferencias hacia adelante).
3. “Central differences” (diferencias centrales).

La idea del Método de Diferencias Finitas consiste en aproximar las derivadas que aparece en las ecuaciones diferenciales ordinarias o en derivadas parciales (ecuación de Laplace, ecuación de ondas, ecuación del calor, etc.) mediante desarrollos en serie de Taylor truncados a los primeros términos, de forma que se reduzcan a un sistema lineal.

El método numérico de diferencias finitas al igual que el del elemento finito, permite resolver ecuaciones diferenciales, con la diferencia de que en dicho método, se sustituyen las derivadas por diferencias de cantidades (pendientes). Así en la figura 42 la pendiente en el punto 1 está dada exactamente por la ecuación siguiente:

$$m_1 = \left(\frac{dy}{dx}\right)_1 \quad (5.33)$$

La cual puede ser aproximada por la siguiente ecuación:

$$m_1 = \left(\frac{\Delta y}{\Delta x}\right)_1 = \frac{y_2 - y_1}{\Delta x} \quad (5.34)$$

El problema presentado en la figura 42, en la formulación general de problemas, los cuales puede contener variables en el tiempo y en el espacio, se debe tomar en consideración:

1. Que el tamaño del espaciamiento de la malla determina el número de ecuaciones que deben ser resueltas, y

2. El decremento del espaciamento de la malla seleccionada aumenta la aproximación de la solución obtenida a la exacta. Sin embargo, aumenta el número de ecuaciones y por lo tanto la complejidad del análisis.

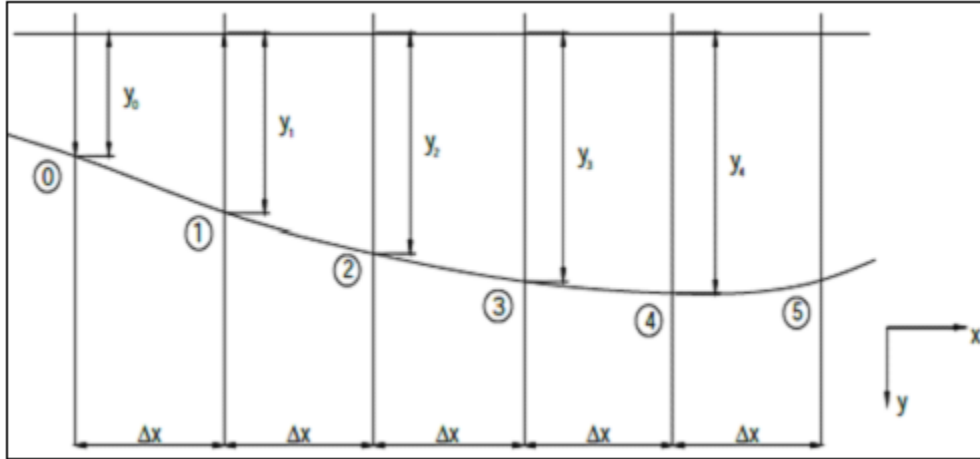


Figura 42. Modelo de diferencias finitas

La aproximación para la segunda derivada,  $d^2y/dx^2$  es obtenida de la siguiente forma:

$$\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)_1 = \left[ d\left(\frac{dy}{dx}\right)/dx \right]_1 = \left[ \Delta\left(\frac{\Delta y}{\Delta x}\right)/\Delta x \right]_1 \quad (5.35)$$

$$= \frac{\left(\frac{y_2 - y_1}{\Delta x}\right) - \left(\frac{y_1 - y_0}{\Delta x}\right)}{\Delta x} \quad (5.36)$$

$$= \frac{y_2 - 2y_1 + y_0}{(\Delta x)^2} \quad (5.37)$$

Y en general para los puntos (n-1), (n) y (n+1) esta dada por:

$$\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right) = \frac{y_{(n+1)} - 2y_{(n)} + y_{(n-1)}}{(\Delta x)^2} \quad (5.38)$$

Las relaciones anteriores son específicamente para la malla de la figura 42. Sin embargo, la forma por la cual fueron obtenidas corresponde al procedimiento a seguir para un caso cualquiera de ecuaciones diferenciales parciales u ordinarias.

## Capítulo 6. Análisis sísmico en presas

Debido a la magnitud de la obra y a las diversas condiciones de diseño, la seguridad sísmica de presas debe demostrarse en términos de la capacidad estructural por estabilidad (estática y dinámica), esfuerzos y deformaciones. Según las NTCDS-RCDF, las presas se clasifican como estructuras importantes del grupo A. Para la revisión sísmica de este tipo de estructuras, los movimientos del terreno deben especificarse para:

1. El sismo base de operación (TBO), definido como el mayor sismo esperado en un periodo de retorno de 125 años.
2. El sismo máximo probable (TMP), definido como el sismo con una probabilidad baja de excedencia (10%) durante la vida útil de la estructura (50 años).

El periodo de recurrencia para la acción sísmica que tiene una probabilidad de excedencia  $p$  en un tiempo de exposición  $t$  es:

$$T_r = \frac{t}{e^p - 1} \quad (6.1)$$

De acuerdo a las recomendaciones del ICOLD, las presas se verifican bajo dos escenarios: el sismo de operación normal y el terremoto de seguridad, que generalmente coincide con el máximo creíble para el emplazamiento de la presa. Sometida al terremoto de operación normal, se espera que la presa sea capaz de resistir la acción sísmica con daños menores, tales que no impliquen una interrupción de su operación. Por otra parte, la verificación con el sismo de seguridad tiene el objetivo de comprobar que la presa no ponga en riesgo vidas humanas y bienes situados aguas abajo de la misma. Bajo este sismo, se espera que la estructura no colapse ni alcance una situación de fuga de agua incontrolada, aunque si se admite que ocurran daños importantes e incluso que la presa quede fuera de servicio y que sea necesario vaciarle el embalse.

Se estima que una tercera parte de las presas construidas en el mundo se encuentran en zonas sísmicas. Aun las presas localizadas fuera de las zonas sísmicas también pueden ser afectadas por la sismicidad inducida por el llenado del embalse; se ha presentado este fenómeno en un 17% de las presas cuyas alturas son mayores de 100 m, o cuyos almacenamientos son mayores de 1000 millones de m<sup>3</sup>. Sin embargo, en el mundo solamente se han presentado una docena de fallas totales de presas debidas, exclusivamente, a eventos sísmicos. Esto implica, aparentemente, que el sismo no es una causa importante para la falla y que estas han funcionado satisfactoriamente durante eventos sísmicos.

El aparente alto grado de seguridad sísmica se debe principalmente a que existen escasas presas que han sido sujetas a sismos intensos. Se puede decir que no existen presas expuestas a las dos condiciones extremas de diseño: que el sismo en el sitio sea el máximo probable y que el embalse este lleno. Por lo tanto, considerando las consecuencias catastróficas de la falla de una presa, la forma repentina sin aviso previo de las fallas por sismo y las incertidumbres sobre el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, su diseño debe ser suficientemente conservador sin menospreciar los aspectos económicos.

De las presas construidas en México, una buena parte se encuentra en regiones de alta o mediana sismicidad. La ingeniería sísmica aplicada a presas ha alcanzado logros significativos en el país, de los cuales dan testimonio los estudios vanguardistas en la revisión de la seguridad de las presas El Infiernillo y La Villita. También se han hecho esfuerzos para implementar programas de revisión de seguridad para presas de mediana y baja altura.

## **6.2 Comportamiento sísmico**

Las cortinas de enrocamiento, en términos generales, tienen un comportamiento sísmico bastante bueno. Esto se debe a que las cortinas de este tipo, por lo general, se construyen empleando maquinarias modernas de compactación dando como resultado una alta resistencia al corte en los materiales de enrocamiento; la alta permeabilidad de este tipo de materiales también contribuye a que su buena

resistencia al corte se mantiene durante eventos sísmicos sin que se presenten problemas de licuación.

Sherard (1967) ha presentado una lista de causas probables que pudieran llevar a las presas de tierra y enrocamiento a la falla bajo cargas sísmicas. Estas son:

1. Ruptura de la cortina por gran movimiento de falla en la cimentación.
2. Pérdida de bordo libre a movimientos tectónicos diferenciales en el terreno.
3. Fallas de talud inducidas por movimientos sísmicos del terreno.
4. Pérdida de bordo libre debida a fallas de talud o compactación del suelo.
5. Deslizamiento de la cortina debido a la mala condición del terreno de cimentación.
6. Falla de tubificación a través de grietas inducidas por movimientos sísmicos del terreno.
7. Desbordamiento de la cortina debida al oleaje en el embalse.
8. Desbordamiento de la cortina debido a deslizamiento o caídas de roca hacia el embalse.
9. Falla del vertedor u obra de toma.

Esta lista, elaborada hace casi 35 años, sigue siendo una buena guía para entender el riesgo sísmico que se puede esperar en un sitio de presa. Con respecto al cuerpo de la cortina, los principales daños que se pueden presentar son los agrietamientos longitudinal y transversal, deslizamiento, asentamiento y daños en estructuras de concreto.

## **6.2 Tipos de fallas**

Los tipos de falla que pueden presentarse en una presa afectada por un movimiento sísmico, son de diferentes tipos y en diversos lugares de la presa, algunos pueden ocasionar la falla instantánea de la misma y otros pueden ocasionar severos deterioros que a la larga se traducen en una falla de la misma

### **6.2.1 Agrietamiento longitudinal**

Se localiza principalmente en el área de la corona; cuando las grietas se presentan en taludes tienden a aparecer en la parte aguas arriba, probablemente



por el alto nivel de filtración en este lado del talud. Si el drenaje es inadecuado también pueden formarse grietas en el talud aguas abajo. Asimismo, las grietas pueden producirse por grandes asentamientos del corazón impermeable o de la cimentación. Asentamientos inusuales ocurren cuando la resistencia de la cimentación no es uniforme o cuando los depósitos sueltos del río no han sido removidos. Muchas veces las grietas longitudinales están escondidas a cierta profundidad, por lo que es necesario llevar a cabo investigaciones cuidadosas si el daño no está a la vista. Los agrietamientos longitudinales se presentan en cortinas de enrocamiento debido a la diferencia de rigidez entre el respaldo y el corazón impermeable.

### **6.2.2 Agrietamiento transversal**

Existen cuatro tipos: el primero, formado por la intensa vibración en la dirección paralela al eje de la cortina; el segundo, formado cerca de ambos extremos del eje de la cortina por la diferencia de las características dinámicas de la cortina y los empotramientos; el tercero, formado por la consolidación no uniforme en diferentes zonas de la cortina; y el cuarto y último, debido a asentamientos excesivos de la cimentación. Se observan en la práctica pocas grietas trasversales si se comparan con las longitudinales, pero aquellas pueden formar canales de agua que pudieran causar la rotura de la cortina. Es necesario la oportuna reparación de estos daños.

### **6.2.3 Deslizamiento**

Ocurren cuando se moviliza una masa a lo largo de una superficie deslizante dentro de la cortina, debido a la pérdida de estabilidad por el incremento en esfuerzos dinámicos o la disminución en la resistencia al corte que es, a su vez, causada por el aumento en presión de poro. Los deslizamientos ocurren con frecuencia en la parte aguas arriba y movimientos laterales, en aguas abajo. Si el lado aguas arriba está saturado y la vibración es excesiva, esta parte puede licuarse. La licuación se presenta con más facilidad en taludes tendidos; pero una vez iniciado el fenómeno, la estabilidad ya no mantiene una relación estrecha con la pendiente del terraplén. El deslizamiento superficial ocurre acompañado por

movimiento de enrocamientos que están colocados en la parte superior de la cortina para proteger las caras aguas arriba y aguas abajo. (Figura 43)



Figura 43. Deslizamiento

#### 6.2.4 Tubificación interna

Los movimientos diferenciales ocasionados por asentamientos y/o desplazamientos del terraplén, originan grietas (figura 44) a través de las cuales y debido a la fuerza de arrastre del gradiente hidráulico, se genera un conducto, que facilita la erosión interna del material que migra hacia el exterior hasta producir el colapso de la presa.



Figura 44. Tubificación (erosión interna)

### 6.2.5 Asentamientos

Las causas de los asentamientos son el deslizamiento, movimiento lateral y compactación dinámica, siendo la primera la más frecuente. El asentamiento es el principal daño que se observa en cortinas de enrocamiento. El asentamiento se debe esencialmente a la compactación dinámica de los materiales constituyentes de la cortina, particularmente los enrocamientos, así mismo, la saturación del enrocamiento provoca la rotura de las partículas las cuales dan como consecuencia deformaciones. El asentamiento, si es excesivo o acompañado por el oleaje generado por sismo, puede causar la pérdida del bordo libre. El movimiento lateral ocurre simultáneamente con el asentamiento. La magnitud del movimiento lateral es similar a la del asentamiento, por lo que gran parte del movimiento lateral se debe a la compactación dinámica. Como las cortinas de enrocamientos son más esbeltas que otras cortinas de tierra, el movimiento lateral también se atribuye a los empujes laterales que incluyen el estático, el hidrodinámico y el de inercia. (Figura 45)

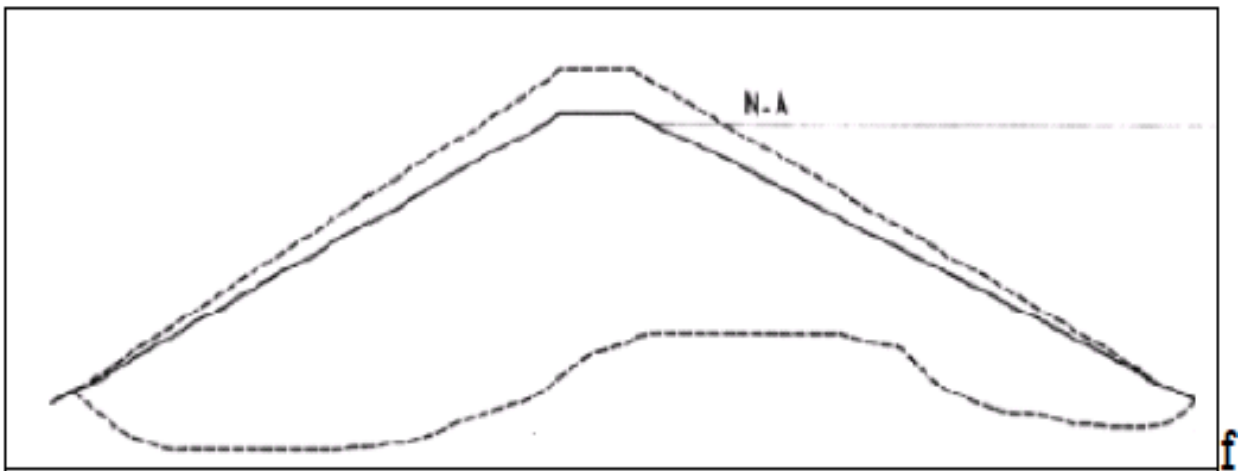


Figura 45. Asentamientos de la cortina

### 6.2.6 Rotura de la presa

Un movimiento sísmico puede provocar desplazamiento tanto en sentido vertical, como en sentido horizontal de alguna falla existente, lo cual a su vez puede provocar la rotura del terraplén de la presa ocasionando su colapso. Estos movimientos se pueden observar en elevación y en planta en la figura 46.

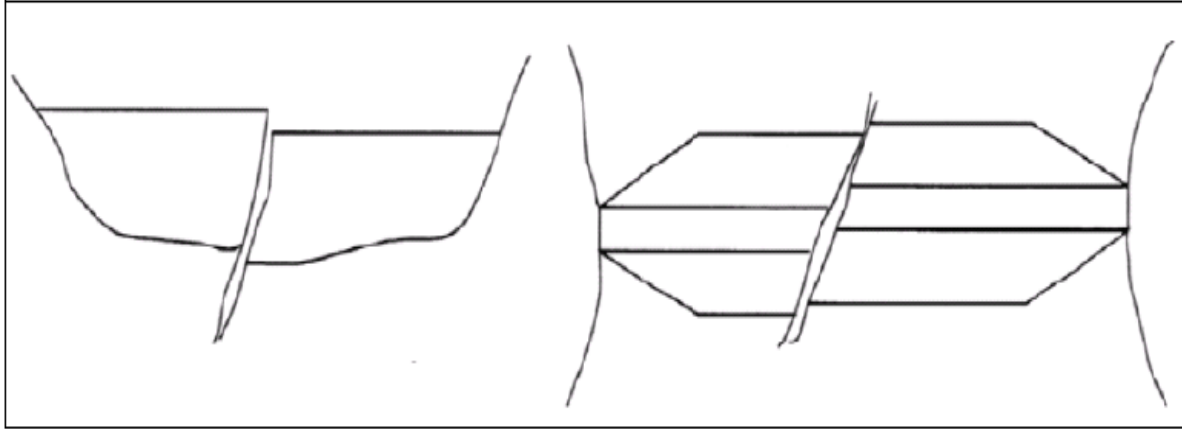


Figura 46. Desplazamiento de fallas, vertical y horizontal (elevación y planta)

### 6.2.7 Deslizamiento en el vaso de almacenamiento

Las laderas circundantes al vaso de almacenamiento se saturan, disminuyendo su estabilidad al producirse un sismo. Estas superficies pueden ceder y caer al interior del embalse (figura 47) provocando el ascenso del nivel del agua y oleajes que pueden sobrepasar la cortina.

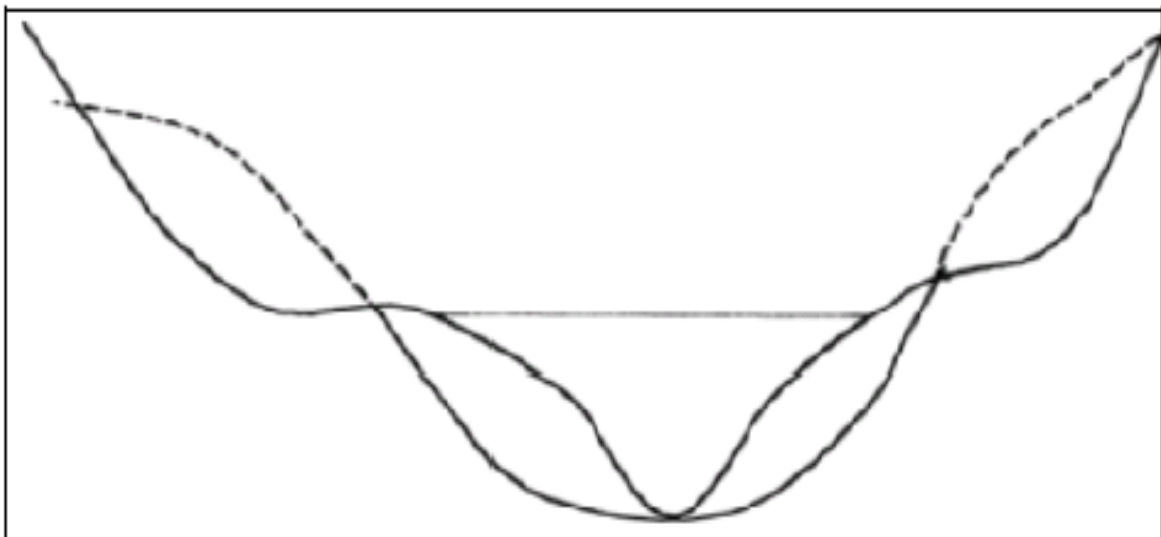


Figura 47. Deslizamiento en el vaso de almacenamiento

## Capítulo 7. Aspectos generales de la presa Ing. Manuel Moreno Torres “Chicoasén”

### 7.1 Ubicación

La presa Manuel Moreno Torres (Chicoasén), se denomina así en honor a un ilustre ingeniero, quien fue director general de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) durante el sexenio de (1958-1964). Se construyó entre los años 1977 y 1980 en el estado de Chiapas sobre el río Grijalva, a 104 km aguas abajo de la presa La Angostura y 81 km aguas arriba de la presa Malpaso (ver figura 48). Sus coordenadas geográficas son: 16° 56' 29" de latitud norte y 93° 06' 03" de latitud oeste, a 42 km al NW de la Ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas (figura 49). La cuenca propia de Chicoasén comprende un área aproximada de 7,191 km<sup>2</sup>, área comprendida aguas abajo de la Presa La Angostura hasta la Presa Chicoasén.

Cabe mencionar, que la presa Chicoasén se encuentra dentro del área natural protegida, Parque Nacional Cañón del Sumidero, siendo el Cañón un punto detonante del turismo a nivel mundial.

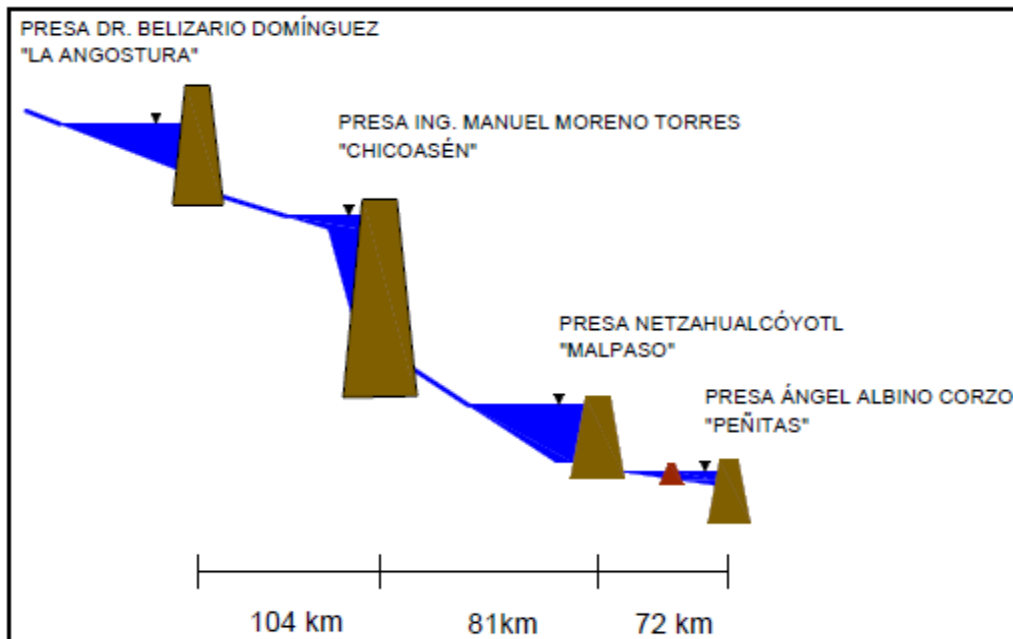


Figura 48. Perfil del sistema del río Grijalva

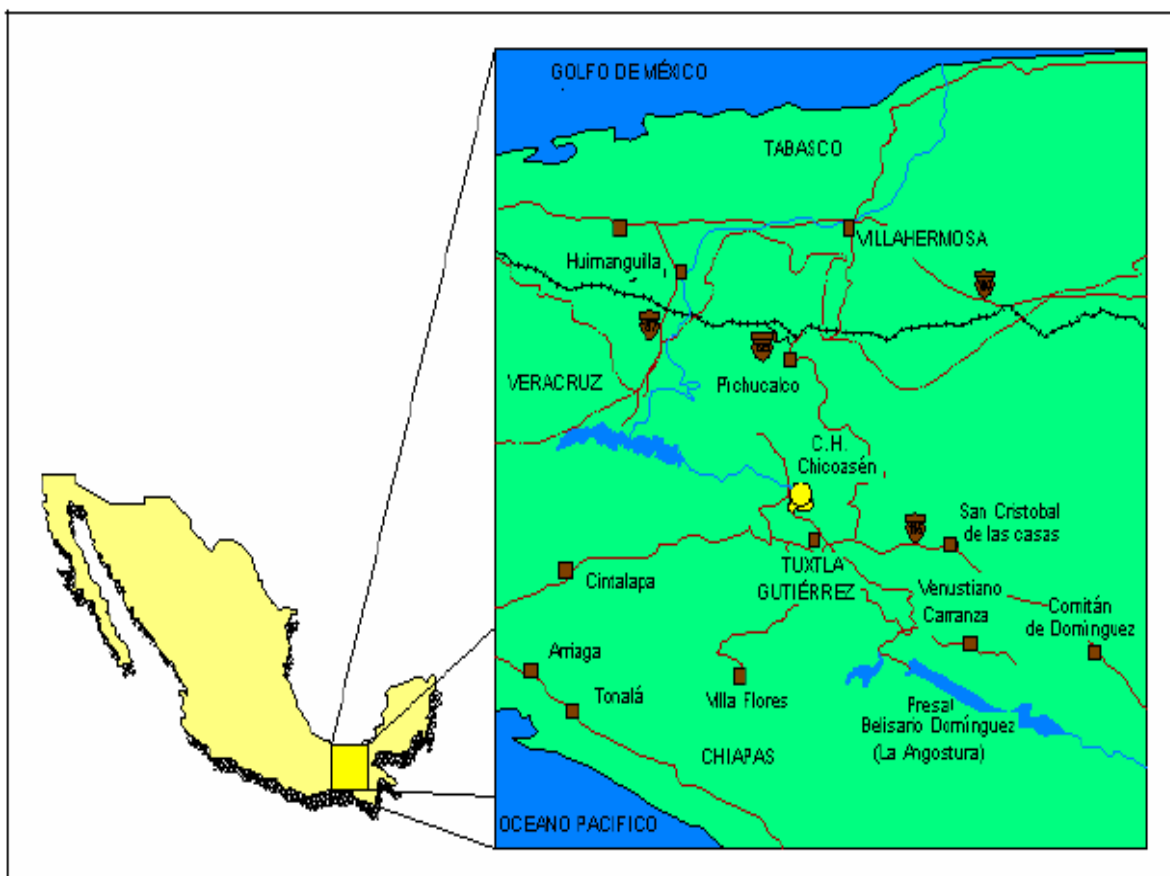


Figura 49. Localización Geográfica de la Presa Chicoasén

## 7.2 Hidrología

La presa Chicoasén se encuentra en la región hidrológica número 30 (RH30), Grijalva-Usumacinta, y se localiza en el sureste de la República Mexicana (figura 50). Dicha región hidrológica abarca los estados de Chiapas con el 85.53% de su superficie estatal y Tabasco con 75.22%, y pequeñas porciones de Campeche con 33.04%, Oaxaca con 1.02% y Veracruz con 0.10% de su superficie estatal. Por tanto la Región hidrológica N. 30 posee una extensión continental de 102,641 km<sup>2</sup> (figura 51). La región Hidrológica N. 30 es la más húmeda del país y aloja a los ríos más caudalosos; el Río Usumacinta y el Río Grijalva, ambos desembocan en el Golfo de México.



Figura 50. Regiones Hidrológicas

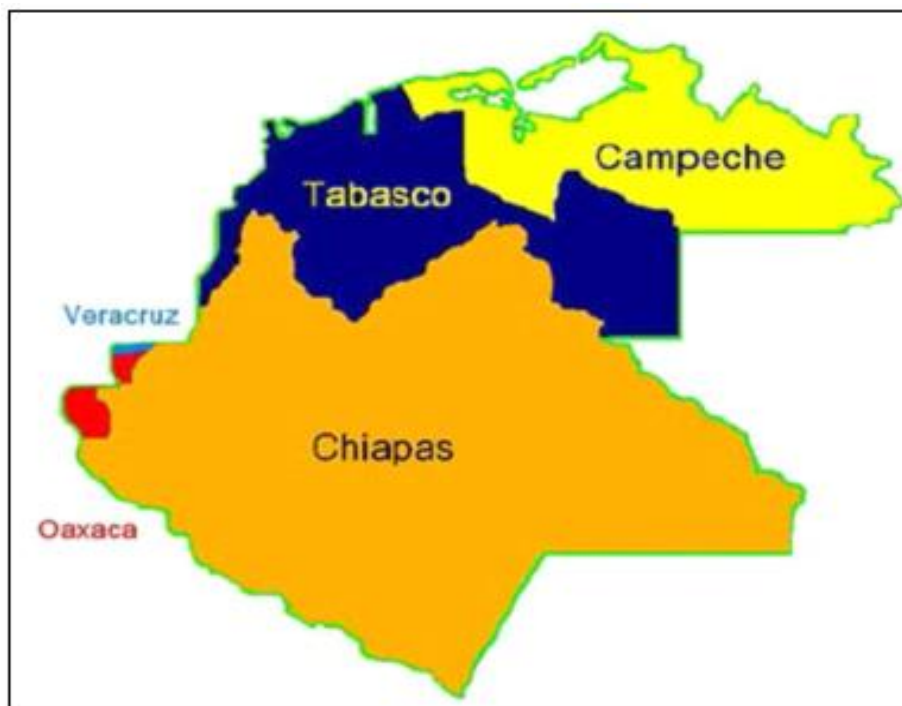


Figura 51. Región Hidrológica N. 30

El río Grijalva nace cerca del volcán Tacaná en la República de Guatemala, entra a México recorriendo la depresión central de Chiapas hasta llegar a la presa La Angostura, aguas abajo de la presa el Río Grijalva recorre la Ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Capital del estado de Chiapas, aguas abajo de la capital se ubica la

presa Chicoasén, siguiendo su paso el Rio Grijalva cuenta con las aportaciones por margen izquierda del Rio La Venta y por margen derecha de los ríos Chicoasén y Yamonho, cerca de donde se ubica la presa Malpaso (figura 52).

Posteriormente aguas abajo de la presa Peñitas recibe las aportaciones de los ríos Platanar y Camoapa, que dan origen al Rio Mezcalapa, después bifurca en los ríos Samaria por su margen izquierda y el rio Carrizal por su margen derecha, este último cruza la Ciudad de Villahermosa, Capital del estado de Tabasco, donde recibe las aportaciones del Rio Pichucalco y La Sierra que nacen en las montañas del Bajo Grijalva. Después de Villahermosa continua el Rio Grijalva hasta confluir con el rio Usumacinta para desembocar al Golfo de México (figura 52).

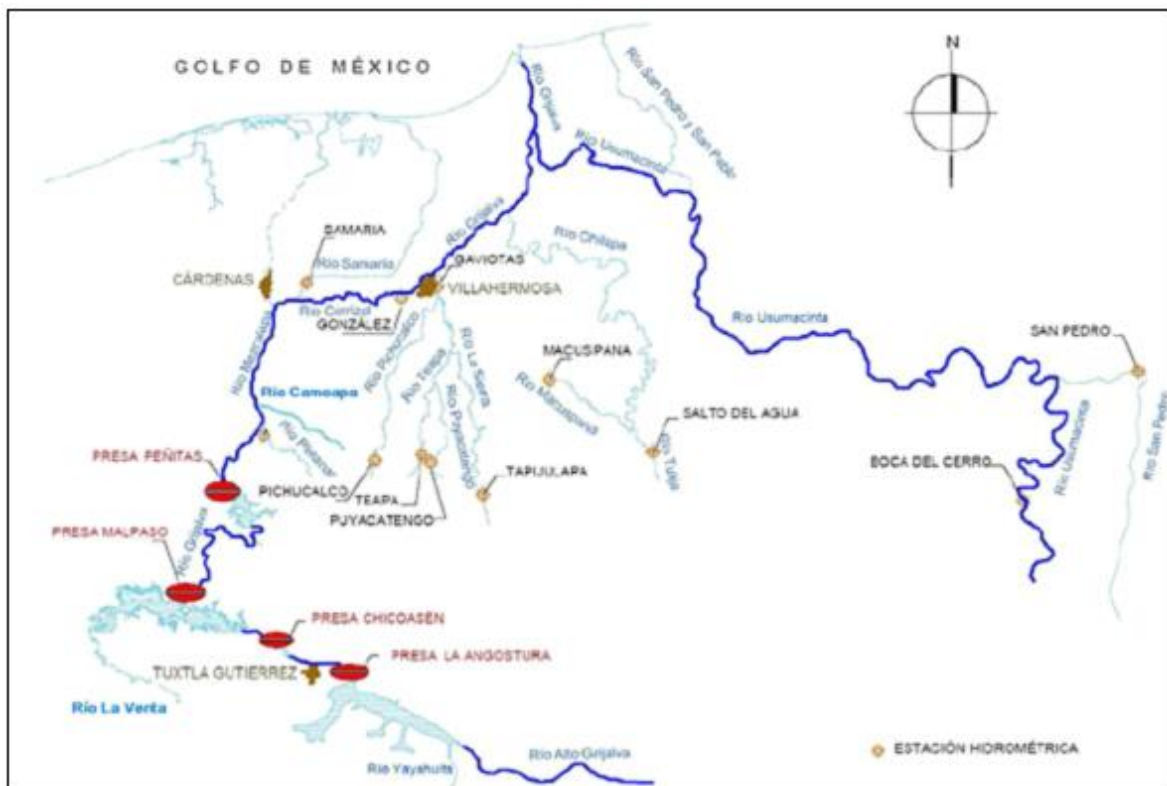


Figura 52. Sistema del Rio Grijalva

La invasión de masas de aire frío del norte y húmedos tropicales del Atlántico y el Pacífico provocan la mayoría de las precipitaciones anuales en la región. En el verano las lluvias son muy intensas. Entre el otoño y el invierno soplan los nortes, con lluvias prolongadas y torrenciales. Los ríos y lagunas alcanzan sus máximos



niveles entre septiembre y noviembre, lo que vuelve a la planicie un espejo de agua. Es en la época de las inundaciones cuando suelen ocurrir desastres en la agricultura y las poblaciones asentadas en la llanura costera del norte.

### **7.3 Sistema hidroeléctrico del Rio Grijalva**

En el año de 1937, la extinta Comisión Nacional de Irrigación fue la responsable de instalar las primeras estaciones hidrométricas, con el objetivo de conocer el comportamiento de los ríos principales de Chiapas y Tabasco. Para 1947 la extinta Secretaria de Recursos Hidráulicos realizó un reconocimiento del Rio Grijalva desde su nacimiento hasta la desembocadura en el Golfo de México, con el objetivo de localizar los probables sitios para la construcción de presas reguladoras y de generación de energía eléctrica. Este reconocimiento fijó como sitios probables los siguientes:

1. Aguas arriba del sitio de Chiapa de Corzo, se ubicaría la presa La angostura.
2. Cercana a la población de Chicoasén, quedaría ubicada la presa Ing. Manuel Moreno Torres.
3. La boquilla de Malpaso, quedaría a 2.5 km aguas abajo de la confluencia del rio La Venta, principal afluente del Rio Grijalva.
4. La boquilla de la presa Peñitas, al final del curso montañoso del Grijalva, inmediatamente aguas abajo de la desembocadura del Rio Sayula.

Para propiciar y acelerar el desarrollo de la cuenca del rio Grijalva se creó la Comisión del Grijalva en 1951, con el fin de estudiar, planear y ejecutar las obras necesarias para el desarrollo integral de la cuenca del rio Grijalva.

Como resultado de los reconocimientos generales y de los resultados topográficos, geológicos, hidrológicos, agroeconómicos, y antropológicos realizados por la comisión del Grijalva, fue posible establecer que el mejor aprovechamiento del Rio Grijalva debería comprender la construcción de diversas obras. Las funciones específicas se definieron mediante el Plan Integral del Grijalva:

1. Obras para el control de avenidas, generación de energía eléctrica, riego y mejoramiento de la navegación.
2. Obras de defensa contra inundaciones, que incluyen bordos de protección, encauzamiento de corrientes y rectificaciones de causes en la planicie costera del Estado de Tabasco y en una pequeña porción del Estado de Chiapas.
3. Canales de riego y drenaje en los terrenos agrícolas.
4. Obras de abastecimiento de agua potable y alcantarillado de las poblaciones de la cuenca del Río Grijalva.

En la tabla 5 se muestran las diferentes características de este sistema.

**Tabla 5. Energía Hidroeléctrica en las Presas del Río Grijalva**

SISTEMA HIDROELÉCTRICO DE LA CUENCA DEL RÍO GRIJALVA								
Central	Tecnología	Estado	No. De Unidades	Capacidad efectiva instalada (MW)	Generación de energía anual (GWh)	Factor de Planta (%) *	% de la capacidad hidroeléctrica nacional	% de Generación hidroeléctrica nacional
La Angostura (Belisario Domínguez)	Hidroeléctrica	Chiapas	5	900	2299	29.16		
Chicoasén (Manuel Moreno Torres)	Hidroeléctrica	Chiapas	8	2400	4725	22.47		
Malpaso (Netzahualcóyoti)	Hidroeléctrica	Chiapas	6	1080	3107	32.84		
Peñitas (Ángel Albino Corzo)	Hidroeléctrica	Chiapas	4	420	1493	40.58		
<b>Total del Sistema Grijalva</b>				<b>4800</b>	<b>11625</b>	<b>27.57</b>	<b>42.17</b>	<b>43.96</b>
Hidroeléctrica Nacional				11383	26445			
Capacidad Total Nacional				51686	235107			

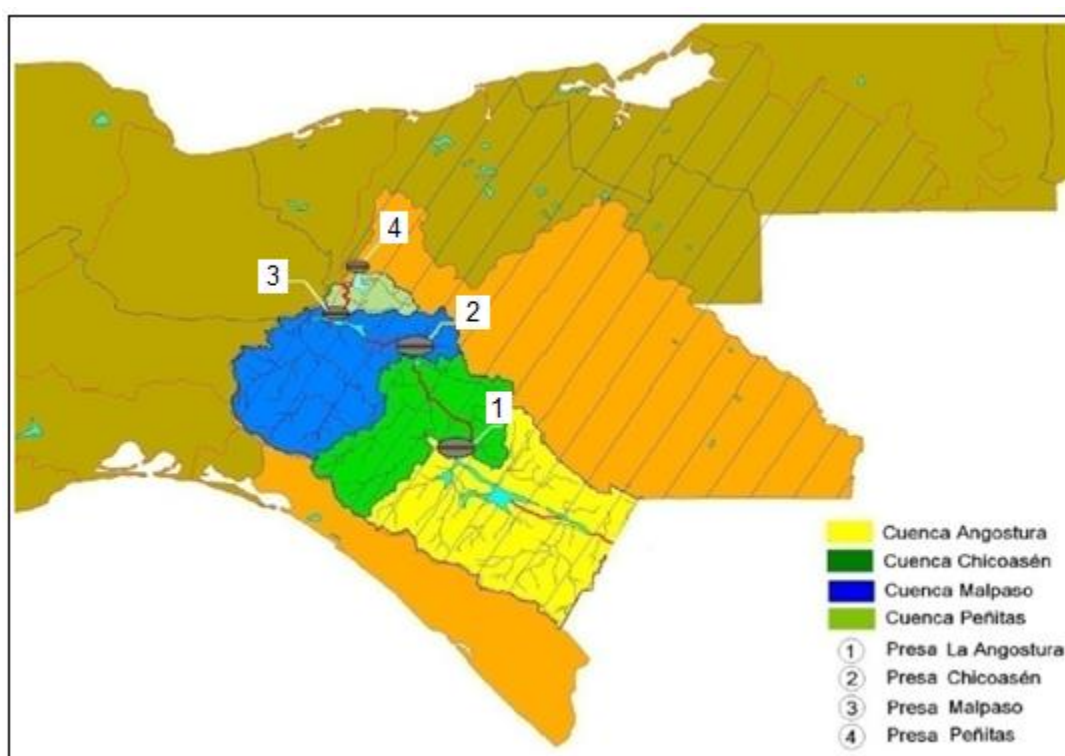
Calculado con base en su operación continua durante los 365 días del año, datos actualizados al año 2009.

Tuvieron que pasar 50 años para lograr que el sistema Grijalva funcionara como se había planeado, desde la instalación de las primeras estaciones hidrométricas en 1937 hasta la culminación de la última presa hidroeléctrica “Peñitas” en 1987.

La tabla 6 contiene los datos de las 4 presas con sus respectivos nombres oficiales, ubicación y la fecha de construcción. La figura 53 esquematiza de forma general el arreglo de las presas del Rio Grijalva en planta y en la figura 48 se puede observar en perfil.

**Tabla 6. Presas del Rio Grijalva**

Porción	Presa	Ubicación	Inicio de la construcción	Fin de la construcción	Entrada en operación
Alto Grijalva	Belisario Domínguez (Angostura)	V. Carranza, Chiapas	1969	1974	14-Jul-76
	Manuel Moreno Torres (Chicoasén)	Chicoasén, Chiapas	1974	1980	29-May-81
	Netzahalcóyotl (Malpaso)	Tecpatán, Chiapas	1960	1965	29-Ene-69
Bajo Grijalva	Ángel Albino Corzo (Peñitas)	Ostuacán, Chiapas	1979	1987	15-Sep-87



**Figura 53. Presas del Rio Grijalva alojadas en la cuenca del Rio Grijalva**

La Presa Chicoasén es la tercera en construirse del Plan Integral del Rio Grijalva. Las características hidrológicas, topográficas, geológicas y económicas del sitio hacen que esta central hidroeléctrica se convierta en la más poderosa para generar energía eléctrica anual en México.

En la cuenca propia de Chicoasén, el régimen pluviométrico establece dos periodos bien definidos: el primer periodo se presenta con precipitaciones máximas, se registra en los meses de julio a noviembre; es producto de las perturbaciones ciclónicas que se generan en el Golfo de México y el Mar Caribe, a las cuales se le agregan ocasionalmente las del Océano Pacífico. El segundo periodo corresponde al de estiaje, que comprende los meses de diciembre a junio.

#### **7.4 Descripción general de las obras**

Para el diseño de la cortina se analizaron dos alternativas. En la primera se proponía una presa de concreto tipo arco-bóveda, y en la segunda un terraplén de materiales graduados. Finalmente se optó por la segunda alternativa debido a la presencia de una falla geológica próxima a la cortina de Chicoasén (falla Chicoasén).

##### **7.4.1 Cortina**

La sección de la cortina de la presa, fue finalmente del tipo de tierra y enrocado, con una altura de 202 m sobre el fondo del río y una altura máxima sobre la roca basal de 261 m y taludes exteriores de 2.1H:1V y 2:1 las secciones transversal y longitudinal máximas. Se definió con un núcleo central flexible, impermeable, se construyó con un material clasificado como arena arcillosa (SC) con alto contenido de grava, obtenido de bancos de préstamo identificados como Tejería y la Costilla; la fracción fina de ambos suelos está formada por arcillas (CL) de baja plasticidad (Tejería:  $w_L = 37\%$ ,  $IP = 20$ ; La Costilla:  $w_L = 33\%$ ,  $IP = 12$ , en promedio). Estos materiales fueron tratados para obtener la granulometría y el contenido de agua requerido y después colocados con la humedad óptima en capas de 25 cm de espesor compactadas con rodillo vibratorio de almohadillas de 7 ton. Con objeto de aumentar la producción del banco de la Costilla, se agregó grava cuando la cantidad de finos excedía el porcentaje especificado. El núcleo se encuentra protegido por filtros en los cuales se utilizó arena bien graduada (SW), proveniente de depósitos aluviales para el de aguas arriba y producto de trituración y cribado para el de aguas abajo; en ambos casos se colocaron en capas de 40 cm de espesor, mezcladas con motoconformadora y compactadas con rodillo liso vibratorio de 10 ton. En las transiciones se utilizaron gravas producto de trituración

y cribado, y en menor proporción gravas de depósitos aluviales, ambas con tamaño máximo de 15 cm (GW y GP); fueron colocadas en capas de 40 cm de espesor y compactadas con rodillo vibratorio de 10 ton. Los respaldos amplios de protección que están formados por masas de enrocado se construyeron con roca caliza de buena calidad proveniente de canteras; para las zonas de enrocamiento compactado se utilizaron tamaños máximos entre 40 y 50 cm, colocados en capas de 60 cm densificadas con rodillo vibratorio de 12 ton; las zonas a volteo se extendieron con tractor en capas de 1 m de espesor y los fragmentos más grandes se arrastraron a los taludes exteriores. Chicoasén tiene incorporada al cuerpo de la cortina dos ataguías para el desvío del río, con alturas de 58 m la de aguas arriba y 29 m la de aguas abajo (figura 54). Para permitir abatir el nivel del agua entre ataguías y construir en seco el desplante de la cortina.

El volumen del vaso es de  $1680 \times 10^6 \text{m}^3$  y la capacidad de descarga del vertedor es de  $17,000 \text{m}^3/\text{s}$

En la tabla 7 se muestran algunas de las características más importantes de la cortina de la Presa Chicoasén.

**Tabla 7. Características de la cortina de la presa Chicoasén**

CORTINA		
Tipo	Enrocamiento	
Altura máxima	261	m
Elevación de la corona	402	msnm
Ancho de la corona	25	m
Longitud de la corona	584	m
Volumen total de la cortina	$14.51 \times 10^6$	$\text{m}^2$
EMBALSE		
NAME	395	msnm
NAMO	388	msnm
NAMINO	380	msnm

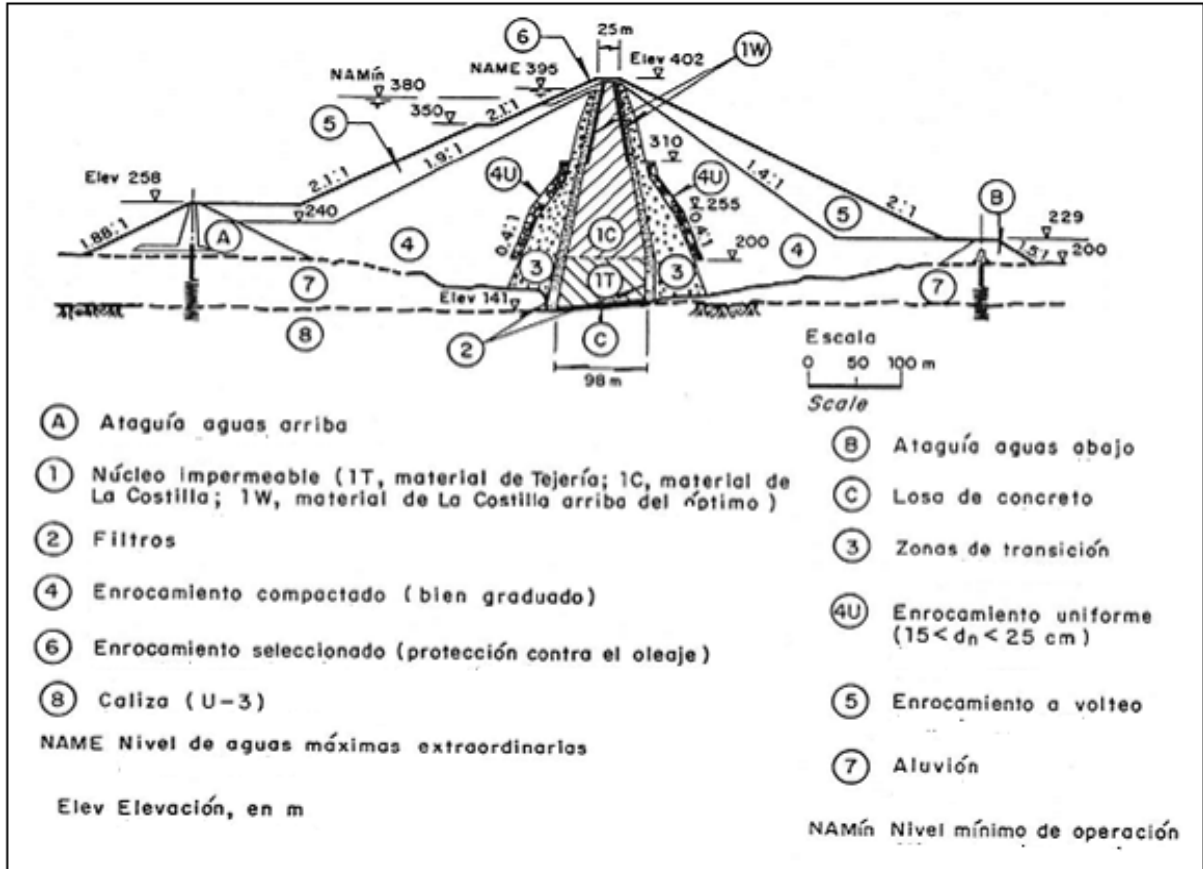


Figura 54. Sección máxima de la presa Chicoasén

#### 7.4.2 Obras de desvío

El desvío se realizó en condiciones muy favorables, ya que se tuvo que cerrar el embalse de La Angostura. Dado un reducido caudal del río después del cierre, fue posible desviarlo para librar la zona de construcción de la ataguía aguas arriba mediante la excavación de un túnel auxiliar de 343m de longitud de sección portal sin revestir, de 7 m de ancho y 6 m de altura, excavado en la margen izquierda.

La obra de desvío, consta de dos túneles excavados en la margen derecha, de sección portal sin revestir, de 13 m de ancho y 13 m de altura. Las ataguías de materiales graduados forman parte de la cortina, la de aguas arriba con 58 m de altura y de 29 m la de aguas abajo (figura 54 y 57).

#### 7.4.3 Obras de excedencias

Está formada por tres vertedores en túnel alojados en la margen izquierda, controlados por compuertas radiales (figura 57). El acceso del agua a los

vertedores es mediante un canal excavado a cielo abierto, de ancho variable. En cada uno de los vertedores se tiene tres compuertas radiales de 8.40 m de ancho por 19 m de altura. La cresta del cimacio, tipo Creager, se fijó a una elevación de 373 m y permite evacuar un gasto de 17,000 m<sup>3</sup>/s (5666.7 m<sup>3</sup>/s por túnel), bajo una carga máxima de 22 m (figura 55).

Los túneles de descarga se excavaron a 17 m de diámetro y se revistieron de concreto para quedar con diámetro de 15 m; la longitud aproximada de cada uno es de 900 m con una pendiente de 0.0322. La estructura terminal, localizada en el portal de salida de cada túnel, está constituida por una cubeta de lanzamiento (salto de esquí) (figura 55).

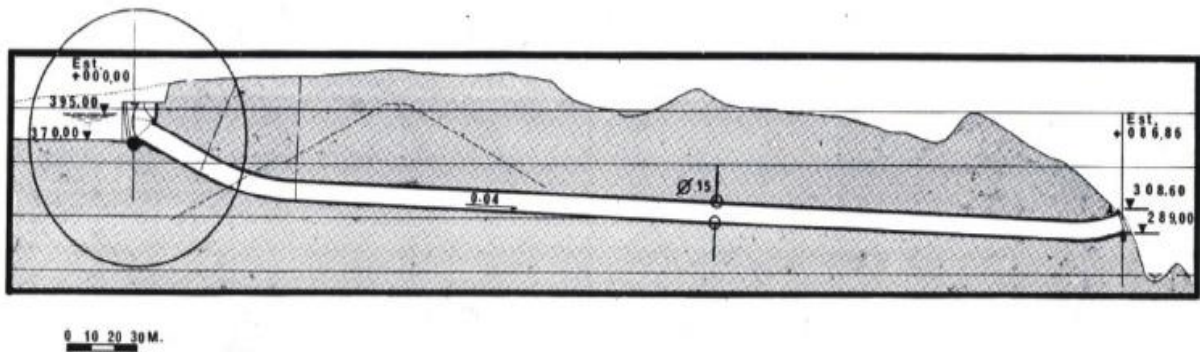


Figura 55. Perfil del vertedor

#### 7.4.4 Obras de generación

Se localiza en la margen derecha, consta de obra de toma, conducción a presión y casa de máquinas. La obra de toma consiste en un canal de acceso y 8 tomas independientes. Está diseñada con 8 estructuras de toma, una para cada grupo generador, provistas de rejillas y de una compuerta automática de accionamiento hidráulico rápido de 6.70x6.70 m (figura 57). La casa de máquinas es subterránea, tiene dimensiones de 199 m de longitud, 20.5 m de ancho y 43 m de altura. Está diseñada para alojar 8 unidades, cada una constituida por una turbina tipo Francis, con capacidad de 300 MW cada una (figura 56).



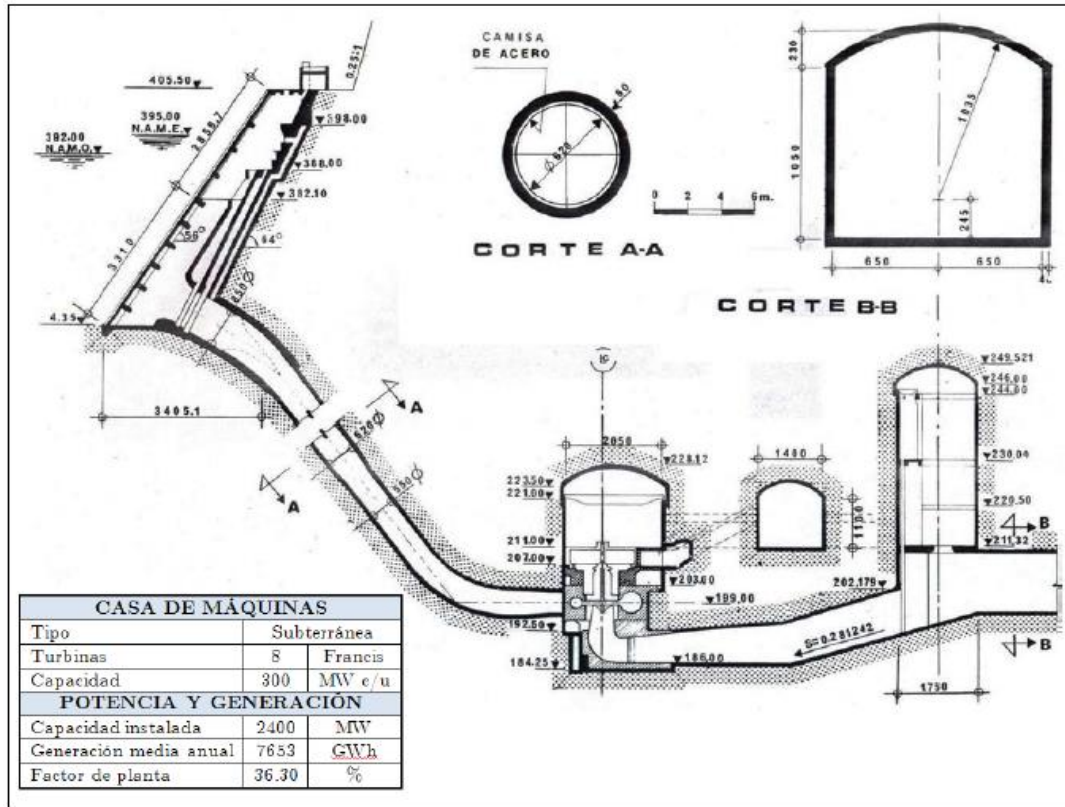


Figura 56. Tubería a presión y casa de maquinas

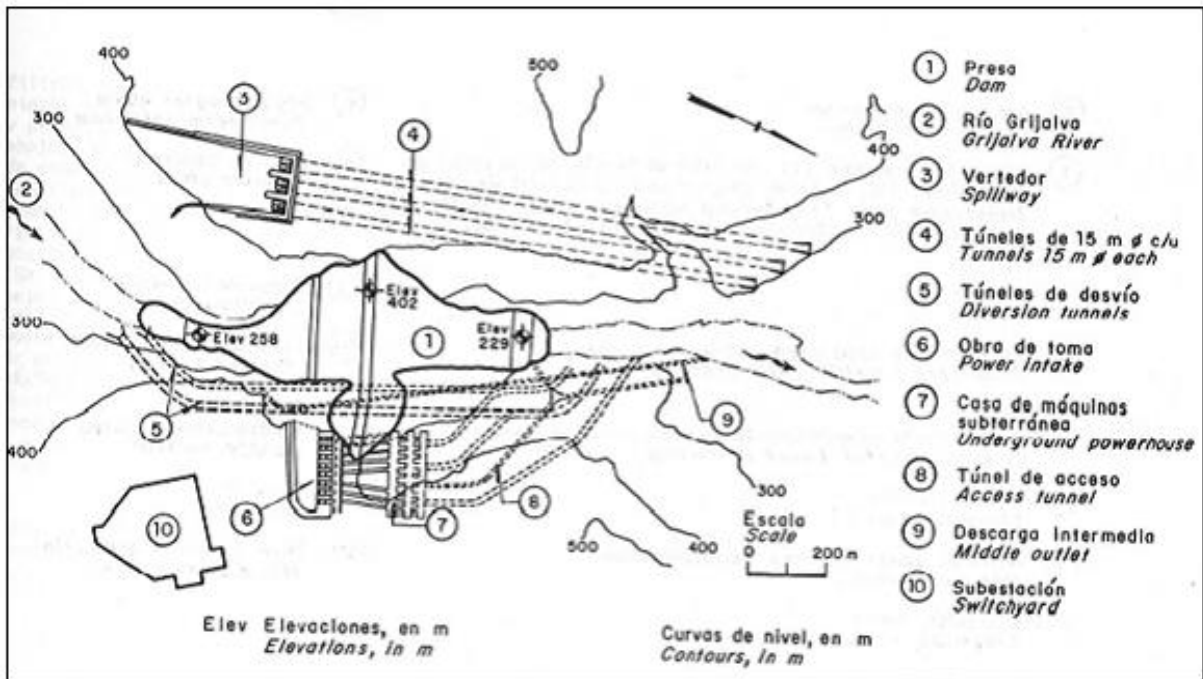


Figura 57. Vista en planta de la presa Chicoasén



## 7.5 Geología

El cañón de Chicoasén se formó por erosión en el flanco NE del anticlinal de Chicoasén. La topografía en la que se encuentra el vaso es muy abrupta, ya que gran parte se ubica dentro del cañón del Sumidero. Este anticlinal de rumbo NW está delimitado y cortado hacia el norte por la falla Chicoasén-Malpaso, sin embargo, al SE el anticlinal de Chicoasén desaparece, justo al norte del río Hondo donde se une este al último con el río Grijalva.

En el cañón de Chicoasén se ha definido las siguientes unidades estratigráficas:

En la parte más alta afloran lutitas, areniscas y brechas calcáreas del Terciario, subyaciéndolo se encuentra la unidad 1 (U1), la cual consiste de calizas estratificadas de espesores variables conteniendo capas de arcilla y lutita U1. Bajo la U1 se encuentra la unidad 2 (U2) que consiste básicamente de una caliza masiva sin estratificaciones de color blanco. Subyaciendo a la unidad 2 se encuentra la unidad 3 (U3) que consiste en calizas estratificadas de color gris oscuro, separadas por capas de arcillas carbonosas (figura 58).

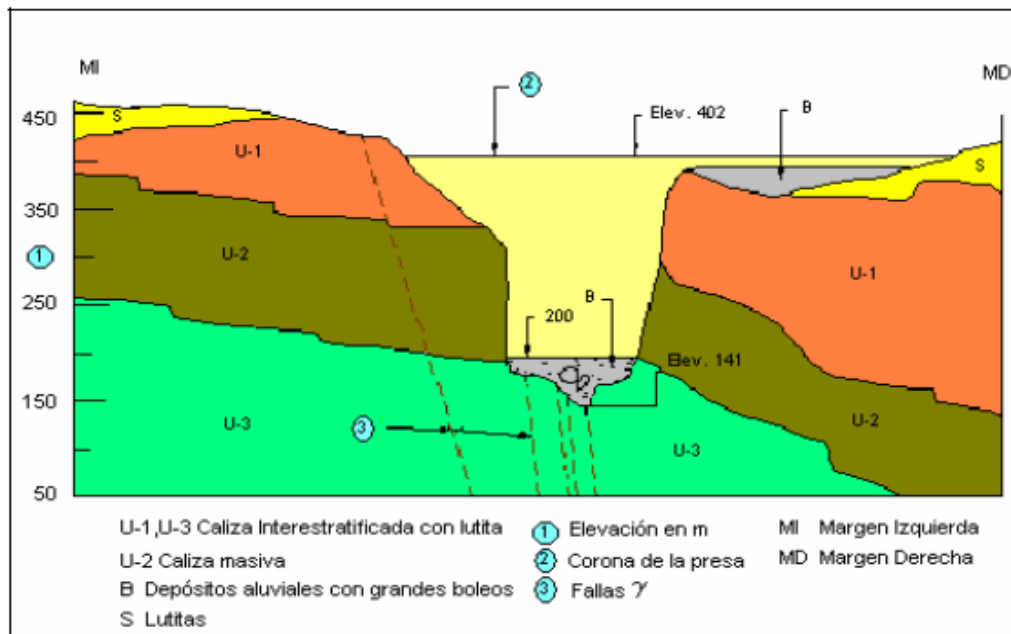


Figura 58. Perfil Geológico a lo largo del eje de la presa Chicoasén

A lo largo de 2.5 km del Cañón de Chicoasén, las márgenes han sido afectadas por diferentes tipos de fallas denominadas: alpha, beta y gamma (figura 59).

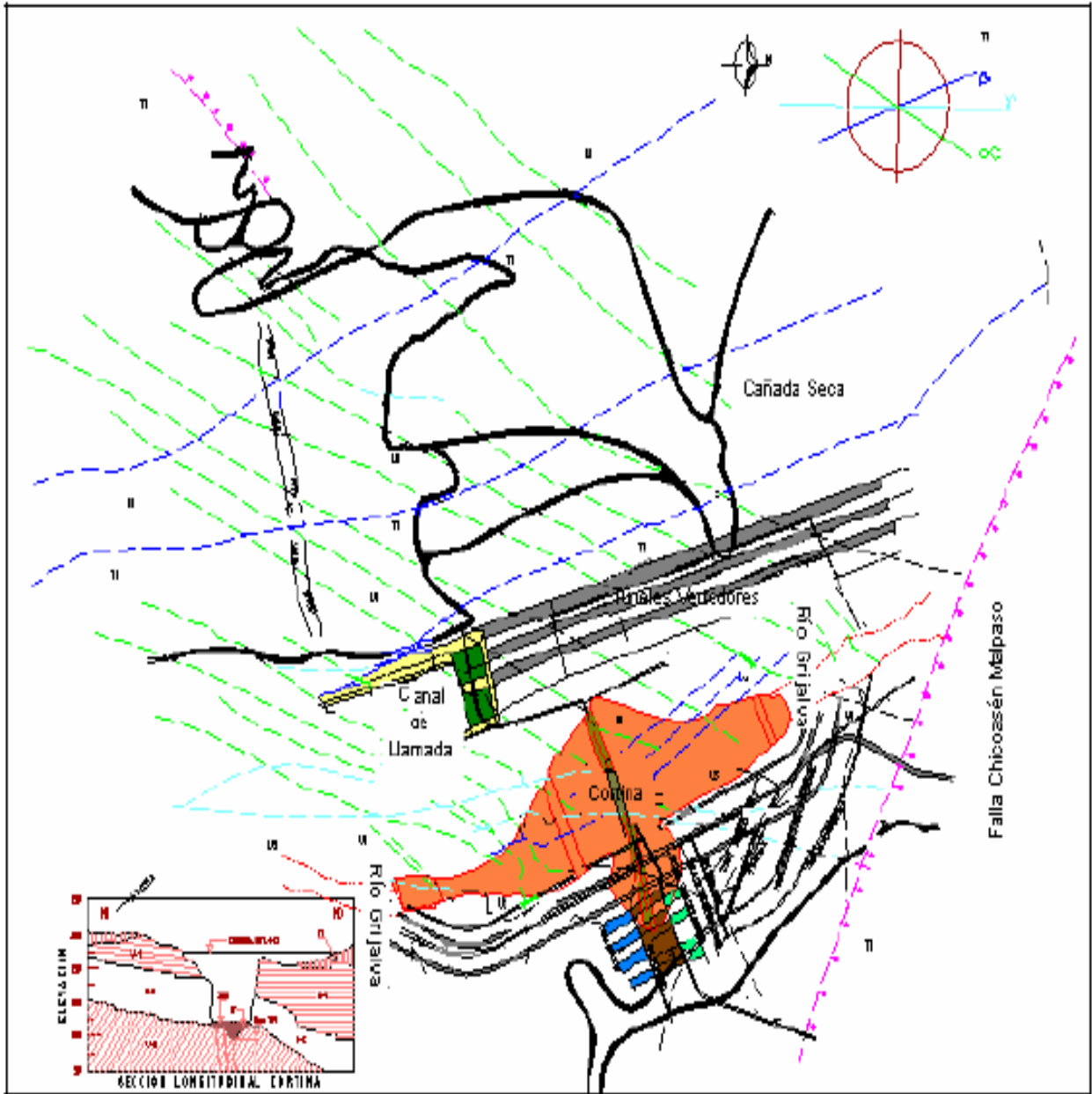
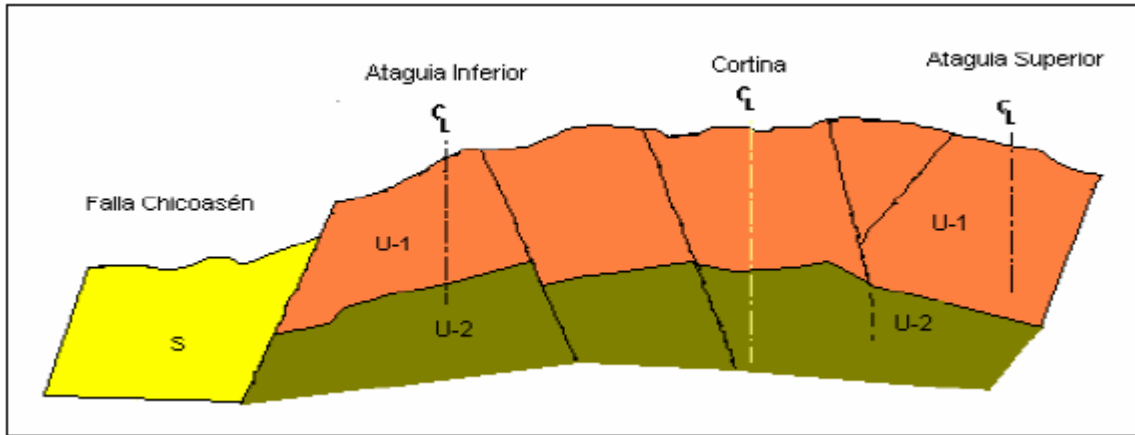


Figura 59. Fallas  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$

Alpha: Tienen rumbo general NE-SW con una inclinación al SE a la vertical variable de  $70^\circ$  y muy alabeadas tanto en el sentido horizontal como vertical. Producen desplazamientos de 3 a 50 m en las diferentes unidades y se produjeron por arrastre de la falla Chicoasén, arqueándose el cañón y provocando el hundimiento del bloque hacia el sur (figura 60).



**Figura 60. Efecto de arqueamiento por la falla Chicoasén**

Este mismo arrastre produjo varias flexuras o cambio brusco en la inclinación de las capas. Estos cambios de inclinación brusca produjeron las flexuras, arqueamientos muy apretados que dan lugar a zonas de concentración de esfuerzos, donde se produjo fracturamiento muy fino denominado microfracturamiento.

Debido a que estos plegamientos son muy apretados y a la diferencia en su capacidad para deformarse en relación con las rocas estratificadas de las unidades U1 y U3 y de las rocas masivas de la unidad U2, se han producido los siguientes efectos:

1. Las rocas estratificadas intercaladas con capas de arcilla pueden arquearse acomodando su forma, deslizando unas capas sobre otras debido a que la estratificación representa planos de debilidad y a la misma plasticidad de las capas arcillosas, por este efecto y por la diferencia de propiedades mecánicas que existe en el paquete de rocas estratificadas da lugar a que el fracturamiento se engrose.
2. En las rocas competentes de la unidad U2 por su carácter masivo el fallamiento es limpio, es decir sin halo de fracturamiento importante.

Estas fallas afectan severamente a la unidad U1. Donde es posible reconocer cuñas y zonas quebradas a los lados de las fallas en la unidad U1 estratificada,

mientras que en la unidad U2 masiva el corte es limpio sin zonas fracturadas a los lados.

Beta: forman esencialmente una X, con las fallas alfa, son menos frecuentes y presentan los mismos efectos sobre las unidades que el sistema Alfa.

Gamma: constituyen una zona de debilidad paralela a gran parte del cañón. A través de estas fallas se ha efectuado la descompresión de las laderas al erosionarse el cañón; y su efecto en las unidades de roca es similar al de las fallas Alfa.

Las exploraciones mediante socavones, excavados en diferentes sitios de las paredes del cañón, han probado que no ha formado ninguna carsticidad de importancia a través de los sistemas de fallas y fracturas.

Es importante mencionar, que las fallas Chicoasén-Malpasso y Muñiz se hunden en capas de cenizas muy delgadas no disturbada (rotas por las falla) y que datan del Pleistoceno Medio ( $5 \times 10^6$  años por el método Potasio-Argón). Por lo que se estima que las fallas han estado inactivas por lo menos todo este periodo y concluyentemente inactivas para la obra.

En la falla Cañada de Muñiz se construyó el dique 2 de Malpasso aproximadamente en 1961 y fue instrumentado de tal manera que se pudiera determinar tanto movimiento horizontales como verticales de esta falla; hasta la fecha y a pesar de haberse llenado el embalse y haberse vaciado parcialmente varias veces no ha tenido ningún movimiento.

## **7.6 Instrumentación en la cortina**

Para observar el comportamiento de la presa se instrumentó con 380 aparatos y varias líneas de mojoneras, localizados en las secciones máximas longitudinal y transversal (figura 61 a 63). La mayoría de las celdas y extensómetros se instalaron en grupos con el fin de evaluar esfuerzos y deformaciones en lugares específicos de la presa y compararlos con los valores calculados mediante análisis de elementos finitos.

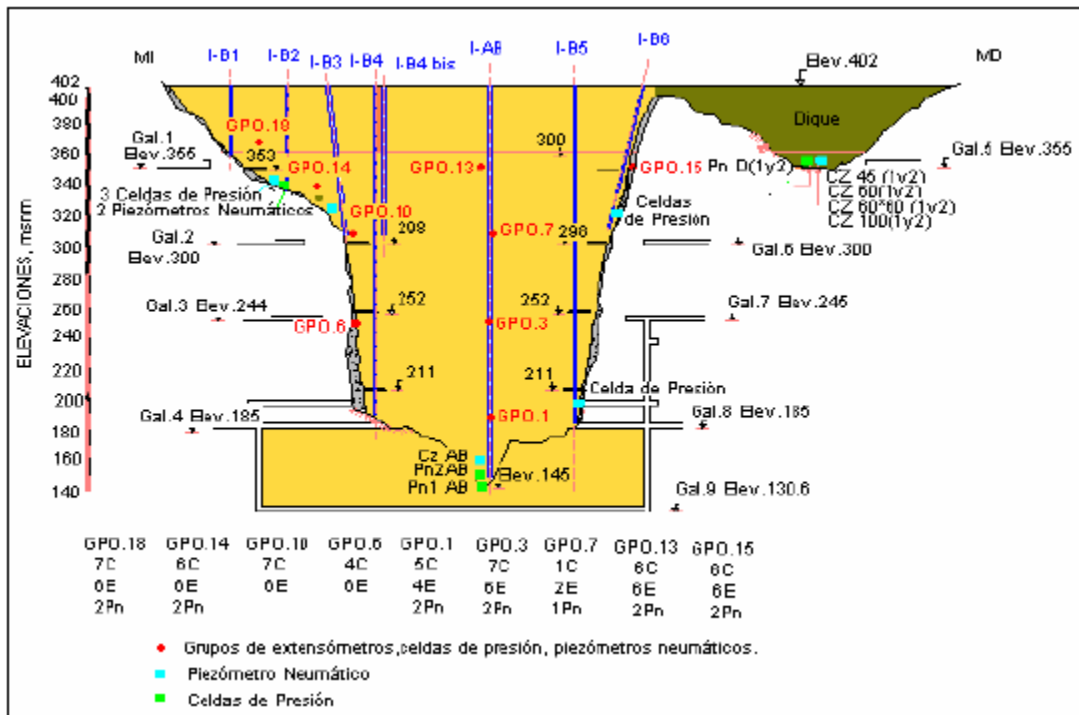


Figura 61. Instrumentación longitudinal máxima

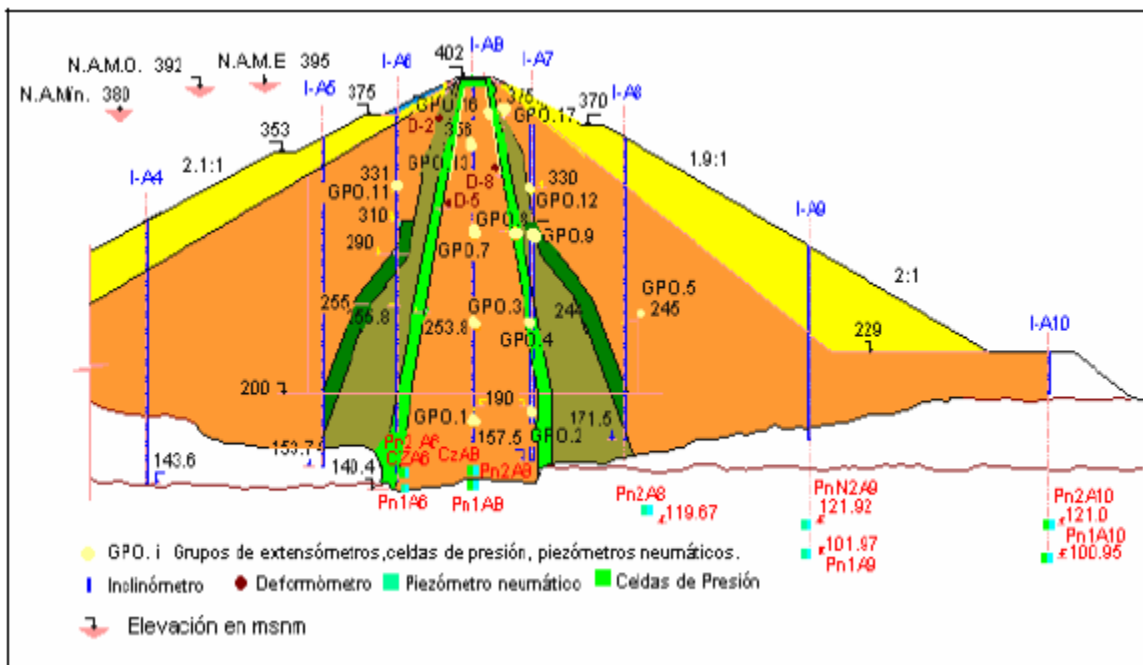


Figura 62. Instrumentación transversal máxima

Se instalaron 20 inclinómetros para medir deformaciones horizontales en el sentido del eje del río (eje A) y el eje de la cortina (eje B), así como deformaciones

verticales localizados de la siguiente manera: 5 en la ataguía de aguas arriba (A1, A2, A3, C1, y C2), 3 en el eje del río, aguas arriba (A4, A5 y A6), 8 en la corona (AB, B1, B2, B3, B5, B4 bis, B5 y B6), y 4 más localizados sobre el eje del río aguas abajo (A7, A8, A9 y A10).

Para medir asentamientos se instalaron 9 deformímetros, 3 se localizan en el material de transición aguas arriba, otros 3 en el filtro aguas arriba y los 3 restantes en el filtro aguas abajo.

Se instalaron niveles hidráulicos a la elevación 248, 308, 358 m a partir de la margen derecha, a la elevación 247, 305, 360 m a partir de la margen izquierda. Se colocaron vertedores en la cercanía de la margen derecha a la elevación 355 m.

En los 18 grupos de instrumentos que se instalaron se colocaron celdas de presión para medir esfuerzos (las celdas se pueden colocar en cualquier dirección x, y, z y combinaciones de estas), piezómetros neumáticos que miden la presión hidrostática de flujos por estratos permeables y presión de poro en el material del núcleo, también se colocaron celdas de presión aisladas localizadas en el fondo a la elevación 152 m y en las laderas a las elevaciones 194, 312 y 355.

Los extensómetros miden la deformación longitudinal en el sentido que se orienten, en los 18 grupos instrumentados se instalaron 94 extensómetros en diferentes direcciones alrededor de un punto dado, además se instalaron instrumentos en series a las elevaciones 355, 396 m en la sección longitudinal y de una ladera a otra, 24 y 40 extensómetros, respectivamente, localizados en el núcleo de la presa.

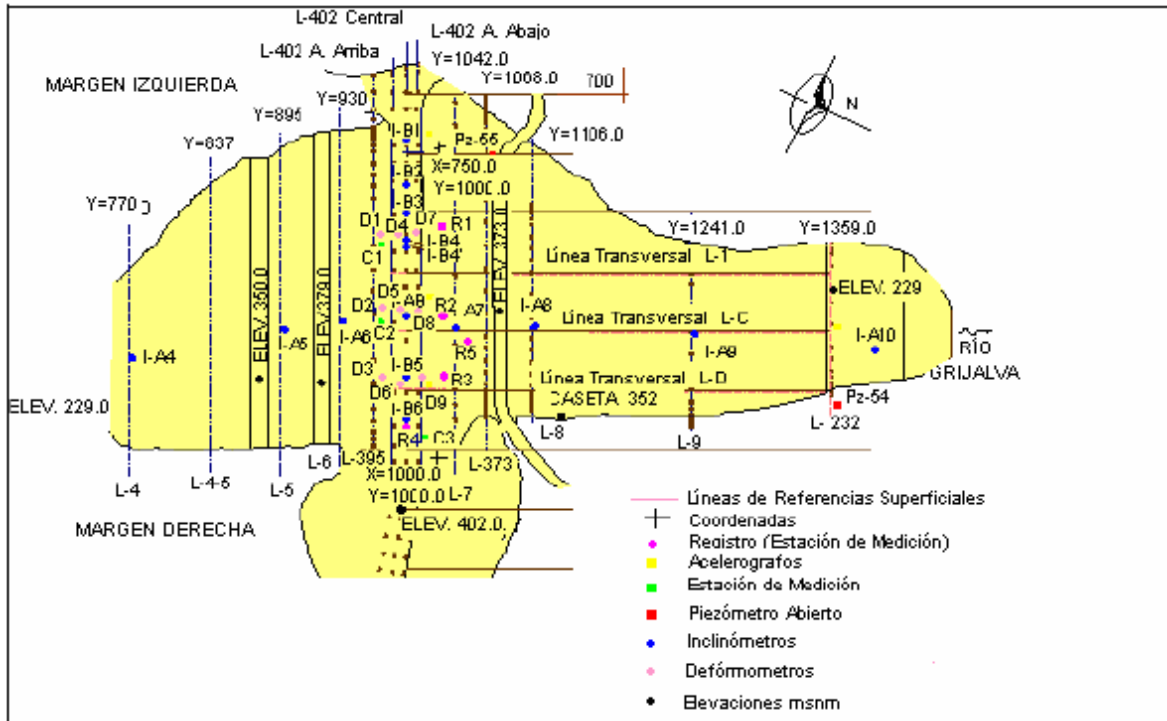


Figura 63. Instrumentación en planta

La instrumentación sísmica consta de 5 acelerógrafos digitales instalados en diferentes niveles de la cortina y otro en el poblado, sobre roca. Cada registro cuenta con sensores triaxial ortogonales, uno vertical y dos horizontales, estos últimos orientados uno paralelo al eje de la cortina (longitudinal) y el otro paralelo al eje del río, es decir perpendicular al eje de la cortina (transversal).

Se construyeron 17 líneas de mojoneras de las cuales sólo se observan 9, el resto de las líneas dejó de observarse por encontrarse dentro del embalse.

## 7.7 Sismicidad

La presa Ing. Manuel Moreno Torres (Chicoasén) está construida en una zona de gran actividad sísmica asociada a la subducción de la placa de Cocos bajo la de Norteamericana, en la que los sismos se presentan a profundidades focales mayores de los 60 km. Es importante indicar que en esta zona han ocurrido los sismos más importantes del país. Sin embargo, se han generado sismos con epicentros muy cercanos a la presa cuyo origen obedece a la falla normal o inversa de la fracción de la placa de Cocos ubicada por debajo de la placa de

Norteamérica, como es el caso del sismo de 1975 (temblor de Chiapa de Corzo,  $M_s=4.3$ ) con epicentro a 35 km y con profundidad focal menor de 5 km.

Los análisis estadísticos de datos de sismología instrumental existentes desde 1900 a la fecha, efectuados en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), establecen para la región la probabilidad solo de una aceleración máxima de 0.15g con una recurrencia de 500 años.

El cañón del Sumidero se encuentra en una zona de alta sismicidad en donde la mayor parte de la actividad sísmica se ha generado a profundidades de 100 km o mayores. Sin embargo, existe información instrumental que atestigua la ocurrencia de temblores superficiales de magnitudes moderadas a poca distancia del sitio de la cortina, justificándose con ello la evaluación detallada del riesgo sísmico.

Las características tectónicas de la zona hacen difícil de pensar en magnitudes mayores que 6.5 en la vecindad de El Sumidero, aunque es perfectamente válido suponer temblores superficiales con magnitudes superiores a 8 a lo largo de la costa, a 150 km del sitio de la cortina.

Los resultados de riesgo sísmico nos indican que la mayor parte de los sismos superficiales de magnitud moderada y grande que han ocurrido en Chiapas o en su vecindad han tenido su epicentro en la costa o en el mar, mientras que la actividad correspondiente a temblores intermedios y profundos es casi uniforme en la plataforma marina y en la zona continental.

#### **7.7.1 Sismicidad histórica**

México se encuentra en una zona de alta sismicidad debido a la interacción de 5 placas tectónicas: La placa de Norteamérica, la de Cocos, la del Pacífico, la de Rivera y la placa del Caribe. Por esta razón no es rara la ocurrencia de sismos (figura 64).





Figura 64. Placas tectónicas que interactúan en territorio mexicano

Chiapas es uno de los estados con mayor sismicidad en la República Mexicana. El origen de esta sismicidad se debe al contacto convergente entre tres importantes placas tectónicas: La placa de Cocos, la placa de Norteamérica y la Placa del Caribe. Esta última se desplaza en dirección contraria a las otras. Como consecuencia del contacto y de los movimientos entre estas placas se tienen dos límites: uno de subducción entre la placa de Cocos y la placa de Norteamericana; y el otro transcurrente entre la placa del Caribe y la placa Norteamericana, donde se desarrollaron varios sistemas de fallas. Es en la zona de límites tectónicos donde se libera la energía y se presenta la mayoría de los sismos en esta entidad.

Con respecto a esta zona, iniciando el siglo XX se produjeron 3 grandes sismos superficiales con magnitudes mayores a 7 grados en las costas de Chiapas y Guatemala. El primero ocurrió cercano a la frontera México-Guatemala, el 19 de Abril de 1902 (M 7.5); el segundo el 23 de septiembre de 1902 (M 7.7) en la costa norte de Chiapas y el tercero el 14 de enero de 1903 (M 7.6) en la costa sur de Chiapas.

Desde entonces se han producido dos sismos superficiales, el 29 de Abril de 1970 (M 7.3) y el 10 de Septiembre de 1993 (M 7.2). Ambos ocurrieron en la parte sur de Chiapas, probablemente con la zona de ruptura en la misma región del sismo de 1903.

Los temblores de Enero 2002 y noviembre 2001 se localizaron a una profundidad entre 60 y 70 km, dentro de la placa de Cocos que se encuentra en subducción.

## **Capítulo 8. Análisis y resultados de la Presa Ing. Manuel Moreno Torres “Chicoasén”**

### **8.1 Análisis de estabilidad de taludes**

El análisis de estabilidad es un método esencial para el diseño de presas, considera los estados últimos de falla en los suelos sin tomar en cuenta las deformaciones que estos experimentan durante el proceso de carga.

El análisis de estabilidad no ha dejado de ser importante aun en la actualidad por varias razones. La mayoría de las fallas registradas en taludes térreos son movimientos masivos siguiendo una superficie de falla más o menos definida. Este patrón de falla difiere mucho de la concepción de deformaciones continuas que generalmente se toma en cuenta en un análisis de esfuerzo y deformación. Para quien diseña una obra le resulta siempre imprescindible conocer cuál es el estado de falla último y bajo qué circunstancias se presentara. Por ello, se ha acumulado en el pasado vasta experiencia en la determinación de los parámetros de suelo, definición de mecanismo de falla, realización de métodos de análisis y selección de factores de seguridad.

Los procedimientos del análisis de estabilidad, por lo general, requieren de los siguientes datos:

1. Geometría y zonificación de la cortina.
2. Estratigrafía y propiedades del terreno de cimentación.
3. Condiciones geohidrológicas.
4. Peso volumétrico para el cálculo de cargas por peso propio.
5. Condiciones de carga externa: nivel del agua, sismo, etc.
6. Parámetros de resistencia: cohesión y ángulo de fricción.

Con base en estos datos de entrada se determinan los factores de seguridad utilizando alguno o algunos de los métodos de análisis. Dichos factores se comparan con los valores requeridos que garanticen la estabilidad. Si los factores de seguridad son mayores que los requeridos, los taludes serán seguros.

La estabilidad del talud se evalúa mediante el cálculo de factores de seguridad por lo que la definición de estos puede ser de primordial importancia. En los primeros análisis, como en el método sueco, el factor de seguridad se define como el cociente entre el momento resistente y el momento actuante. Esto es posible porque la superficie de falla circular y las condiciones de equilibrio se logran por momentos alrededor del centro de giro del círculo considerado. Cuando se considera un plano de falla en lugar de un círculo, se ha definido el factor de seguridad como el cociente entre la fuerza resistente total y la fuerza actuante, ambas a lo largo del plano. Estas maneras de definir factores de seguridad dependen de la forma de la superficie de falla y condiciones de equilibrio generando, por lo tanto, confusiones e inconsistencia cuando la superficie de falla es no circular; los factores de seguridad calculados pueden ser diferentes dependiendo de qué tipo de equilibrio se considera: momento o fuerza.

La selección de factores de seguridad es un proceso de toma de decisiones. Mayores factores de seguridad se adoptan cuando se tienen mayores incertidumbres sobre los parámetros del suelo, condiciones hidráulicas del sitio o estratigrafía. Se utilizan mayores factores de seguridad cuando la calidad de exploración geotécnica no se encuentra en un nivel deseado en cuanto al número y calidad de sondeos y muestreos. Asimismo, cuando las características de los materiales son poco conocidas, el factor de seguridad debe absorber tal incertidumbre.

Por medio de los análisis de estabilidad de taludes, no se pueden estimar directamente sus deformaciones; sin embargo, existe una relación directa, aunque en forma cualitativa, en que un talud con mayor factor de seguridad sufre menor deformación. En consecuencia, otro papel que juega el factor de seguridad es limitar las deformaciones en el talud a un límite de tolerancia o al nivel esperado de desempeño estructural.

En la tabla 8 se presentan los típicos valores de factor de seguridad bajo diferentes condiciones de carga que comúnmente se consideran en problemas de bordos y presas (Flores R. y Hristov V., et al. 2001).

**Tabla 8. Factores de Seguridad**

Condición	Análisis	Prueba	Factor de seguridad
Final de construcción, Aguas arriba y aguas abajo	Esfuerzo total	UU	1.25
Flujo establecido con llenado parcial, aguas arriba	Esfuerzo efectivo	CD	1.5
Flujo establecido, aguas abajo, Vaciado rápido, aguas arriba	Esfuerzo efectivo Esfuerzo efectivo/total	CD CD o CU	1.5 1.25

Para el análisis de estabilidad de taludes, se utilizó el modulo denominado SLOPE/W que forma parte del software GeoStudio, el cual está orientado al análisis de estabilidad de taludes en diferentes condiciones, sean éstas en presencia de un sismo, mediante un análisis pseudoestático, nivel freático presente en la masa del suelo, anclajes, etc.

Este módulo del programa tiene a su disposición los siguientes métodos de cálculo:

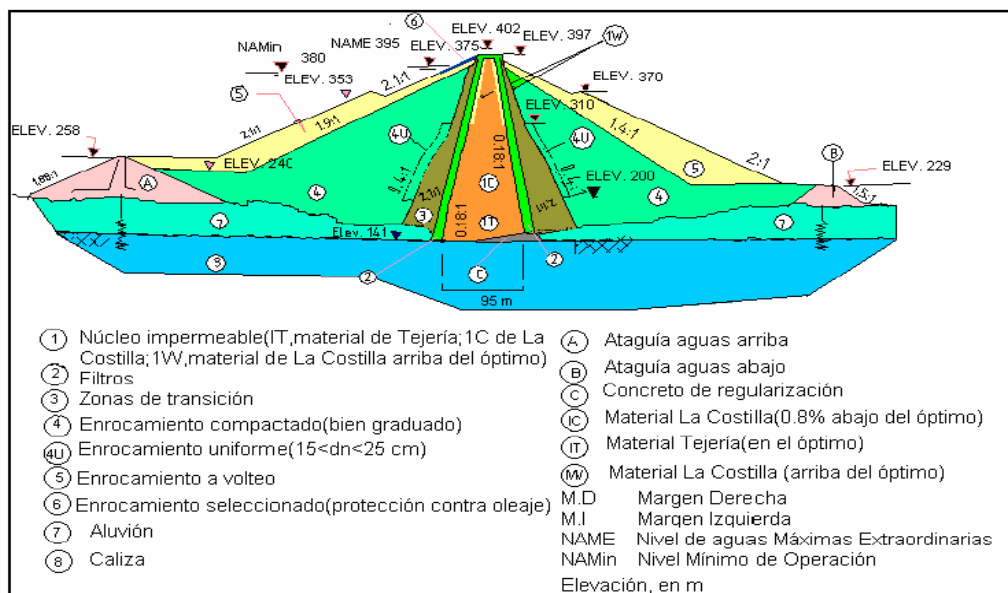
1. Ordinario (Fellenius).
2. Bishop Simplificado.
3. Jambu Simplificado.
4. Spencer.
5. Morgentern-Price.
6. Lowe-Karafiath.
7. Sarma.
8. Método de Equilibrio Limite Generalizado (MGEL).
9. Método de los elementos finitos.

El módulo SLOPE/W, maneja diferentes modelos de comportamiento y propiedades del suelo, esto es:

1. Criterio de Rotura de Mohr-Coulomb ( $\phi, c$ ).
2. Modelo espacial Mohr-Coulomb (funciones de  $\gamma, \phi$  y  $c$  con respecto a "x" e "y").
3. Resistencia no Drenada ( $c \neq 0, \phi = 0$ ).
4. Impenetrable, Bedrock (Lechos rocosos).
5. Criterio de Rotura Bilineal ( $c, \phi_1, \phi_2$  y  $\sigma_n$ ).

6. Cohesión variable con la profundidad (función lineal de c).
7. Resistencia al Corte Anisotropía ( $c_x, c_y, \phi_x, \phi_y$ ).
8. Función de Resistencia al Corte ( $\zeta = f(\sigma)$ ) “Modelo de Hoek y Brown para taludes rocosos”.
9. Modelo combinado fricción-este-no drenado.
10. Resistencia al corte en función de la sobrecarga.

En la figura 65 se muestra la sección máxima de la presa Chicoasén en estado seco, antes de ser analizada en el módulo SLOPE/W.



**Figura 65. Sección transversal máxima de la presa Chicoasén**

En la figura 66 se muestra la sección máxima de la presa dibujada en SLOPE/W para realizar el análisis de estabilidad de taludes aguas arriba de la presa.

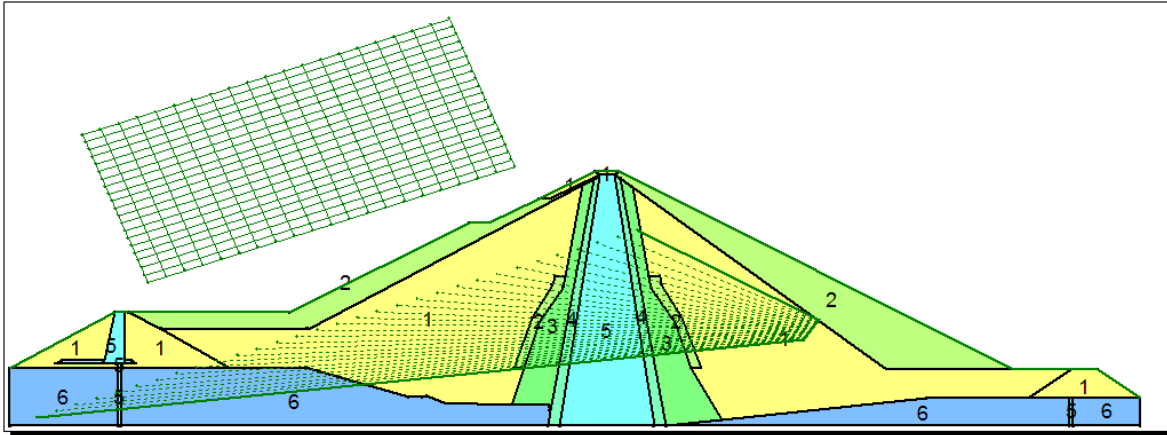


Figura 66. Sección transversal máxima de la presa Chicoasén

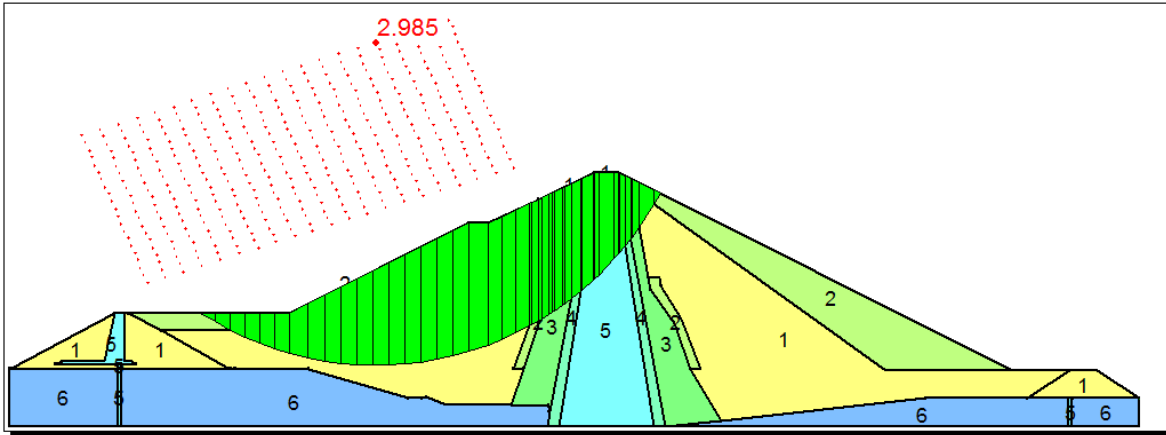
En la tabla 9 se muestran los parámetros de suelo correspondientes cada uno de los números que se muestran en la figura 66.

Tabla 9. Parámetros del suelo correspondientes a la sección transversal máxima de la presa

Numero	Material	P. vol. ( $\gamma$ en ton/m <sup>3</sup> )	Angulo de fricción ( $\phi$ )
1	Enrocamiento compactado	1.7	39
2	Enrocamiento suelto	1.7	39
3	Transición	1.7	43
4	Filtro	1.7	43
5	corazón	1.9	34
6	Aluvión	2.0	35

Para este análisis se utiliza el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, las líneas tangentes de color verde que se encuentran dentro de la sección de la presa (figura 66) es el radio de la superficie de deslizamiento y la malla que se observa en la esquina superior izquierda en esa se encontrará el centro del círculo de falla .

En la figura 67 se muestra el círculo de falla, así como el factor de seguridad obtenido en el talud aguas arriba de la presa Chicoasén.



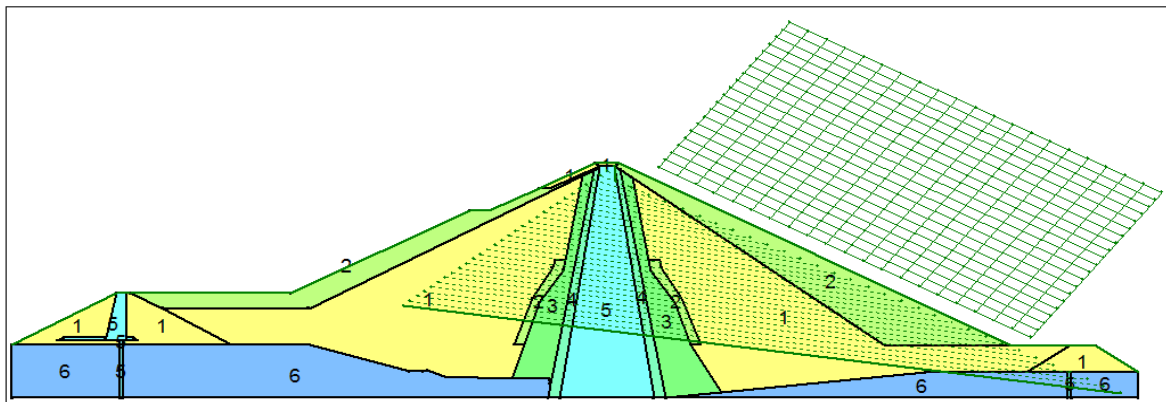
**Figura 67. Círculo de falla en el talud aguas arriba de la presa Chicoasén**

El punto del centro del círculo nos muestra el Factor de Seguridad (FS) del talud, dicho Factor es obtenido con el método de Morgenstern-Price y como se puede observar en el FS el talud es estable de acuerdo a los Factores de Seguridad mostrados en la tabla 10.

**Tabla 10. Resultados del FS con diferentes método de análisis**

Método	Morgenstern-Price	Ordinario	Bishop	Jambu
FS	2.985	2.603	2.982	2.613

Así mismo, se procedió a realizar un análisis de estabilidad de talud aguas abajo en la sección de la presa (figura 68) para poder observar si se comporta de la forma correcta.



**Figura 68. Sección máxima de la presa Chicoasén**

Al igual que el análisis anterior se utilizó el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb y para la obtención del factor de seguridad (FS) el método de Morgenstern-Price.

En la figura 69 se muestra el círculo de falla del talud aguas abajo de la sección máxima de la presa, así mismo el factor de seguridad obtenido.

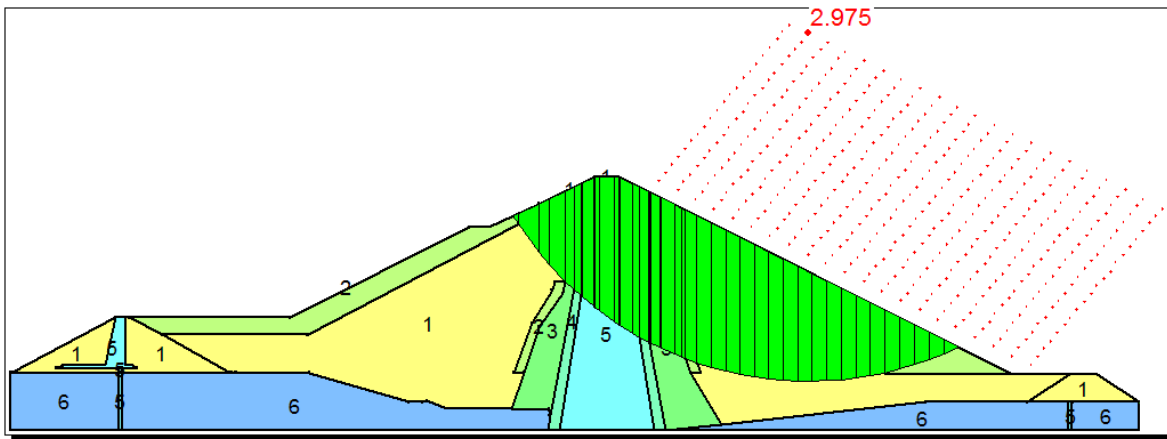


Figura 69. Círculo de falla en el talud aguas debajo de la presa Chicoasén

En la tabla 11 se muestra los diferentes FS obtenidos con diferentes métodos de análisis.

Tabla 11. Factores de Seguridad con diferentes métodos de análisis

Método	Morgenstern-Price	Ordinario	Bishop	Jambu
FS	2.975	2.665	2.970	2.665

Como se observa en las tablas 10 y 11 los resultados obtenidos en el análisis de estabilidad en los taludes aguas arriba y aguas debajo de la sección máxima de la presa Chicoasén indican que ambos taludes son estables y seguros.

## 8.2 Análisis de flujo de agua

Existen tres causas importantes relacionadas con las fallas producidas en presas de tierra y bordes debido al flujo del agua. La principal de ellas se debe al fenómeno de tubificación, el cual ha originado la tercera parte de las fallas que han ocurrido en las presas de tierra construidas en todo el mundo; este fenómeno se debe a la remoción y arrastre de partículas del suelo a través de conductos que se forman



dentro del cuerpo de la cortina o su cimentación, como consecuencia de las fuerzas originadas por el flujo del agua. La segunda causa se refiere a la subpresión que el agua ejerce sobre la cimentación de una cortina o bordo, y la inestabilidad de taludes debido a las fuerzas de flujo. Finalmente, la tercer causa de falla se puede deber al exceso de fuga de agua.

Los método más comunes para resolver estos problemas del flujo del agua son: a) selección adecuada de los materiales de construcción, b) reducción del flujo del agua mediante un diseño óptimo que tome en cuenta las condiciones geológicas del sitio de la cortina y la permeabilidad de los materiales de la cimentación, c) control estricto de la compactación y demás especificaciones de diseño durante el proceso constructivo, a manera de tener secciones homogéneas, d) utilización de zonas de transición entre materiales de diferentes granulometrías, en combinación con el diseño y construcción de filtros graduados, e) empleo de drenes de alivio que permitan la disminución y control de las presiones del agua. Generalmente se utiliza en la práctica la aplicación de una combinación de todos estos métodos.

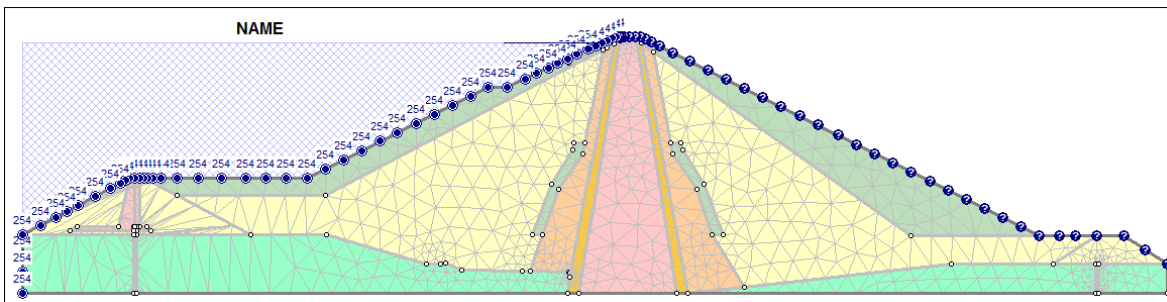
Cabe mencionar que existen diferentes métodos para el cálculo de las redes de flujo en presas como también para el cálculo de la línea de corriente superior pero esos métodos no serán abordados en este capítulo.

El análisis de flujo de agua se realizó en el programa Slide perteneciente a Rocscience, es un programa de equilibrio limite 2D para el análisis de estabilidad de taludes y el análisis de las aguas subterráneas utiliza el método del elemento finito para condiciones de flujo de estado estable o transitorio.

El análisis de flujo de agua mediante elementos finitos en Slide permite definir y analizar un problema de agua subterránea, utilizando el mismo modelo que el utilizado en el problema de estabilidad de taludes. Solo necesita que se definan los límites del problema una vez, y sean utilizados en ambos análisis de agua subterránea y en el análisis de estabilidad de taludes.

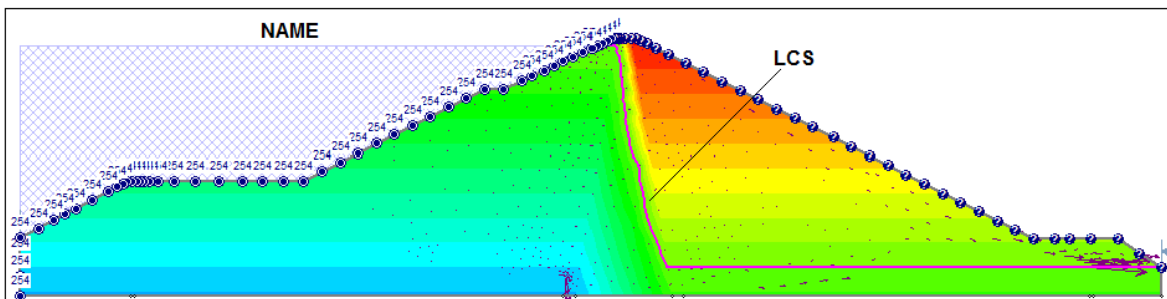
El programa Slide puede considerarse un programa completo de análisis de agua subterránea y puede ser utilizado de forma independiente de los análisis de estabilidad de taludes.

El análisis de flujo de agua se realizó utilizando el NAME de la presa Chicoasén que está a 254 m de altura como se indica en la figura 70, donde se muestra además la discretización de elementos de la cortina antes de ser analizada.



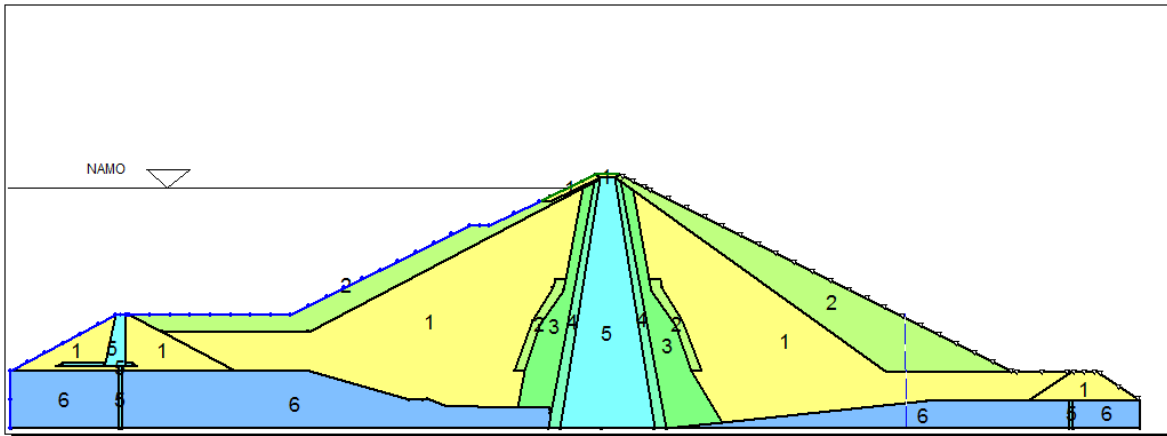
**Figura 70. Sección transversal máxima de la presa**

La malla de elementos finitos cuenta con aproximadamente 1500 elementos triangulares, en la figura 71 se muestra la sección de la presa analizada, así como la línea de corriente superior (LCS) obtenida.



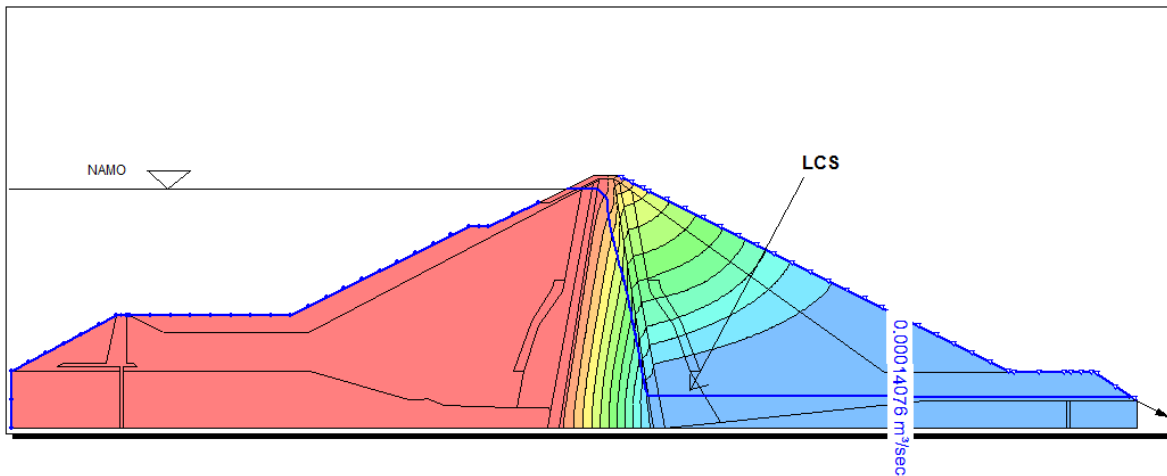
**Figura 71. Análisis de flujo de agua en la sección máxima de la presa y la LCS**

El análisis de flujo de agua para el NAMO, localizado a 247 m de altura, se realizó en el programa SEEP/W 2007. En la figura 72 se puede observar la sección máxima de la presa así como el tirante de agua correspondiente al NAMO.



**Figura 72. Sección transversal máxima de la presa con el NAMO**

En la figura 73 se muestra el flujo de agua en la sección máxima de la cortina así como la línea de corriente superior (LCS), así como el gasto perteneciente al NAMO.



**Figura 73. Análisis de flujo de agua del NAMO en la sección máxima de la presa y la LCS**

En la tabla 12 se muestran los gastos obtenidos en el análisis de flujo de agua considerando el NAME y el NAMO.

**Tabla 12. Gastos obtenidos en la sección máxima de la presa considerando el NAME y NAMO**

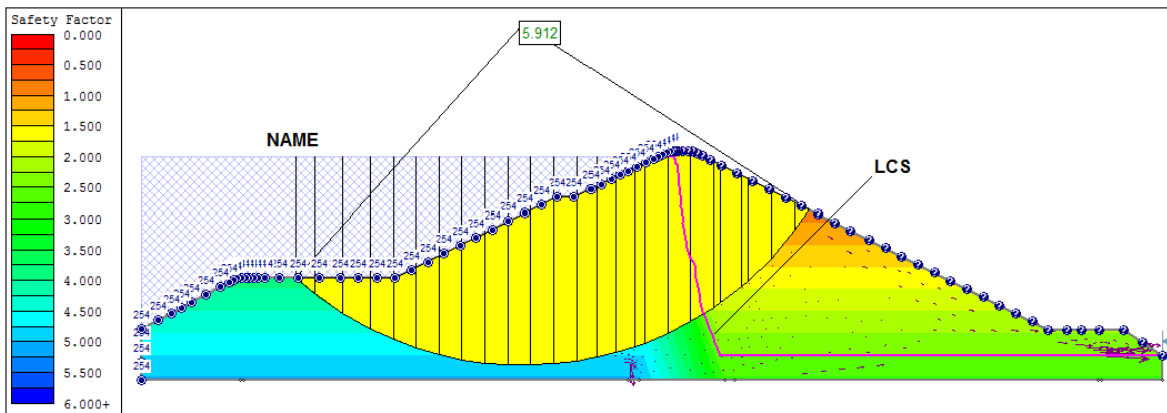
Sección	Gasto al NAME (m³/s)	Gasto al NAMO (m³/s)
máxima	1.6E-4	1.41E-4
Totales	1.6E-4	1.41E-4
Gastos totales (m³/día)	13.824	12.182

### 8.3 Análisis de estabilidad de taludes con flujo establecido

Al igual que en la sección de la presa en estado seco, se hará un análisis de estabilidad de taludes en estado húmedo, haciendo uso del programa Slide y considerando la posición del NAME.

Los análisis de estabilidad de taludes, se harán aguas arriba y aguas abajo de la sección máxima de la presa, tomando en consideración el NAME.

En la figura 74, podemos observar el análisis de estabilidad de taludes aguas arriba de la presa, así como el Factor de Seguridad perteneciente al método de análisis de Bishop simplificado, la barra de colores en la parte izquierda de la presa nos muestra los factores de seguridad existentes calculados en el análisis.



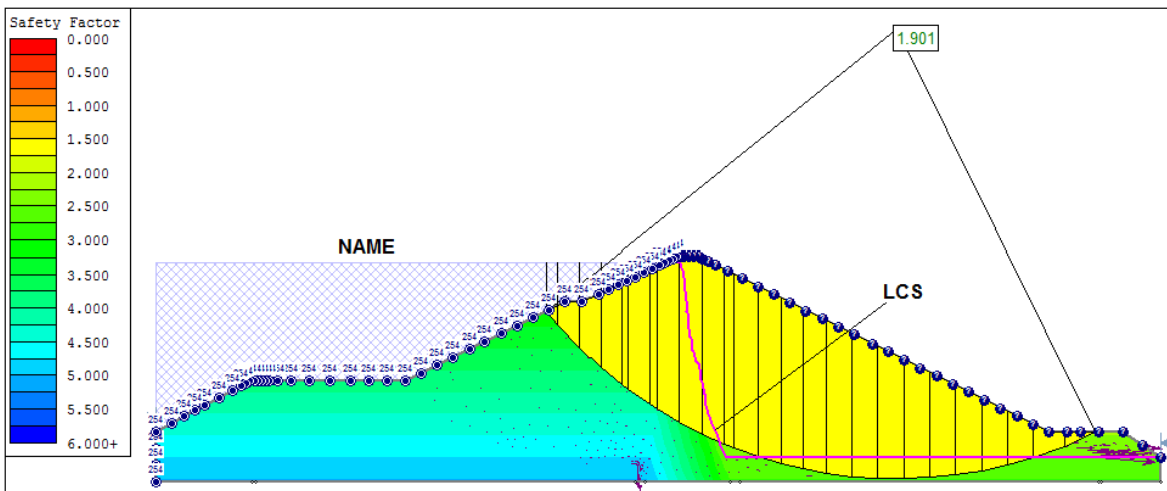
**Figura 74. Circulo de falla del talud aguas arriba considerando el NAME**

En la tabla 13 se muestran los Factores de Seguridad obtenidos con otros métodos de análisis.

**Tabla 13. Factores de Seguridad obtenidos del programa Slide en el talud de aguas arriba**

Método	Bishop simplificado	ordinario	Jambu simplificado	Spencer
FS	5.912	4.970	6.335	5.891

En la figura 75 se muestra el círculo de falla obtenido en el análisis de estabilidad de talud aguas abajo de la presa, así mismo el factor de seguridad obtenido con el método de Bishop simplificado.



**Figura 75. Círculo de falla en el talud aguas abajo considerando el NAME**

En la tabla 14 se muestran los factores de Seguridad obtenidos tomando en cuenta otros métodos de análisis.

**Tabla 14. Factores de Seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad de talud aguas abajo**

Método	Bishop simplificado	ordinario	Jambu simplificado	Spencer
FS	1.901	1.815	1.671	1.955

Para el caso del NAMO el análisis de estabilidad de taludes agua arriba y abajo se realizó en el programa SLOPE/W 2007, en la figura 76 se muestra la sección máxima de la presa así como el círculo de falla del talud aguas arriba y el factor de seguridad.

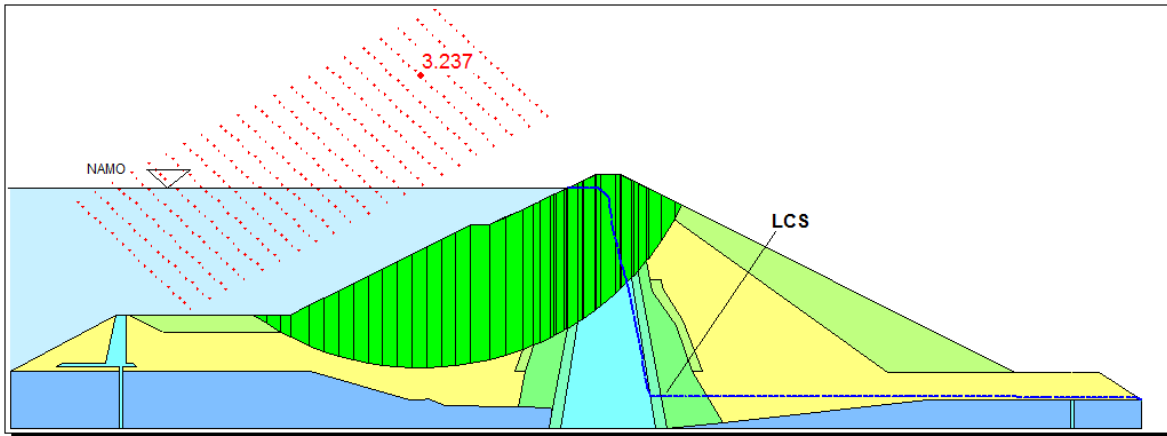


Figura 76. Circulo de falla del talud aguas arriba considerando el NAMO

En la tabla 15 se muestran los factores de Seguridad obtenidos tomando en cuenta otros métodos de análisis.

Tabla 15. Factores de Seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad de talud aguas arriba

Método	Morgenstern-Price	Ordinario	Bishop	Jambu
FS	3.237	2.011	3.234	3.041

En la figura 77 se muestra el círculo de falla así como el factor de seguridad calculado con el método de Morgenstern-Price en el talud agua abajo de la sección máxima de la presa considerando el nivel del NAMO.

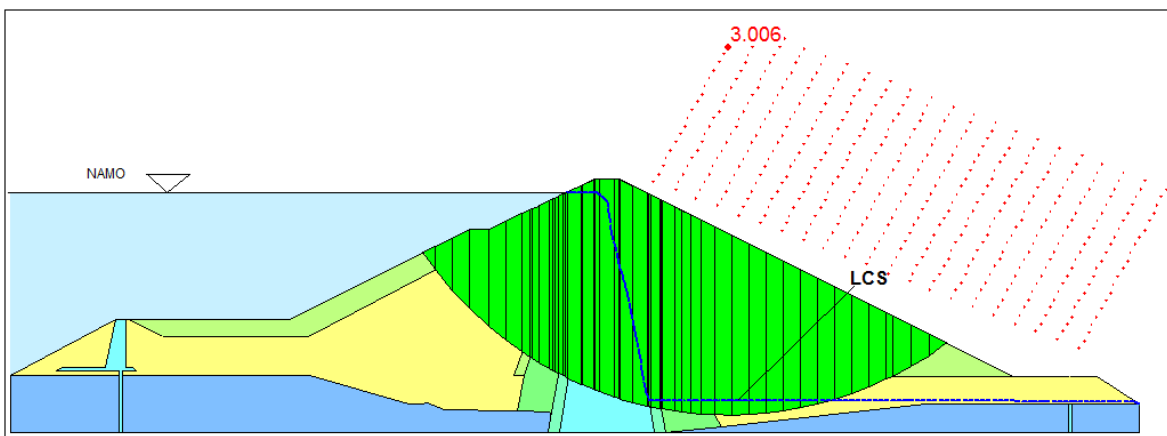


Figura 77. Circulo de falla del talud aguas abajo considerando el NAMO

En la tabla 16 se muestran los factores de Seguridad obtenidos tomando en cuenta otros métodos de análisis.

**Tabla 16. Factores de Seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad de talud aguas abajo**

Método	Morgenstern-Price	Ordinario	Bishop	Janbu
FS	3.006	2.409	2.995	2.506

#### **8.4 Análisis de asentamientos en la presa Chicoasén**

Para los análisis de asentamientos de la sección máxima de la presa Chicoasén se utilizó el módulo denominado SIGMA/W que forma parte del software Geostudio 2007.

Sigma/W permite realizar cálculos esfuerzo-deformación de las siguientes naturalezas:

1. Análisis de deformaciones.
2. Simulación de fases de construcción y por lo tanto de carga del terreno.
3. Cálculo de exceso de presión de poro.
4. Interacción suelo estructura.
5. Análisis de consolidación.

Con objeto de modelar el comportamiento de los suelos el programa dispone de varios tipos de modelos constitutivos del suelo, entre ellos:

1. Modelo lineal elástico.
2. Modelo elástico anisótropo.
3. Modelo elástico no lineal (hiperbólico).
4. Modelo elastoplástico.
5. Modelo de endurecimiento progresivo.
6. Modelo Cam-Clay.
7. Modelo Cam-Clay Modificado.

Para el estudio del comportamiento del modelo además de la parametrización del terreno es necesario definir las propiedades de los contornos del modelo, para ello el programa dispone de las siguientes opciones.

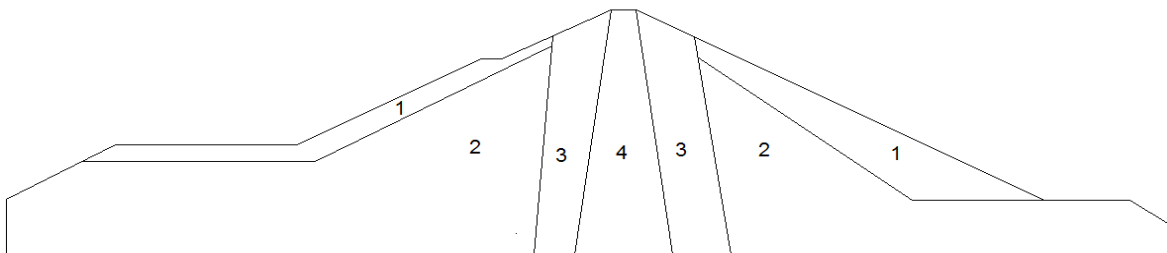
En cuanto a modelación de cargas:

1. Fuerza/desplazamientos.
2. Fuerzas de Volumen.

En lo que respecta a colocación en dominios:

1. Condiciones de contorno nodales (restricciones de movimientos puntuales o cargas puntuales).
2. Condiciones de contorno en caras de dominio (restricciones de movimientos o cargas sobre un contorno determinado).

Se realizó el análisis de la sección máxima de la presa suponiendo un comportamiento elástico lineal de los materiales de la presa. La figura 78 muestra la zonificación de la sección transversal que se usó en los cálculos; estos se desarrollaron con una secuencia de 13 capas.



**Figura 78. Zonificación de los materiales**

En la tabla 17 se muestran las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la sección transversal de la presa.

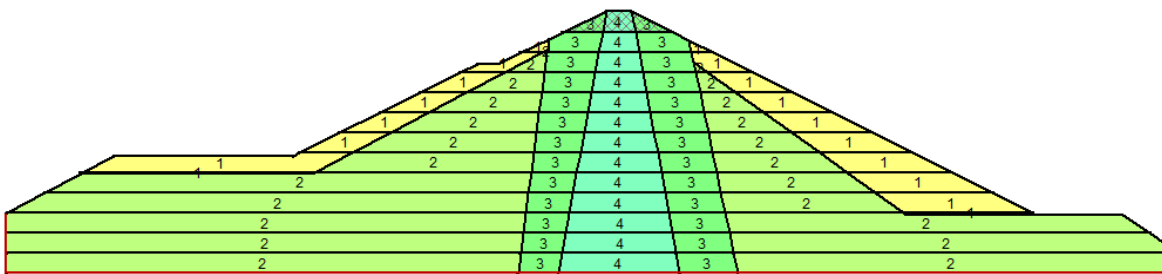


**Tabla 17. Propiedades de los materiales utilizados en la sección máxima de la presa**

N.	Material	$\gamma$ (Ton/m <sup>3</sup> )	K	n	$\nu$	C (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Phi$
1	Enrocamiento suelto	1.7	1250	0.2	0.3	0	39°
2	Enrocamiento compacto	1.7	1248	0.2	0.3	0	39°
3	Transiciones y filtros	1.7	800	0.7	0.35	0	43°
4	Núcleo	1.9	980	0.4	0.4	3.5	34°

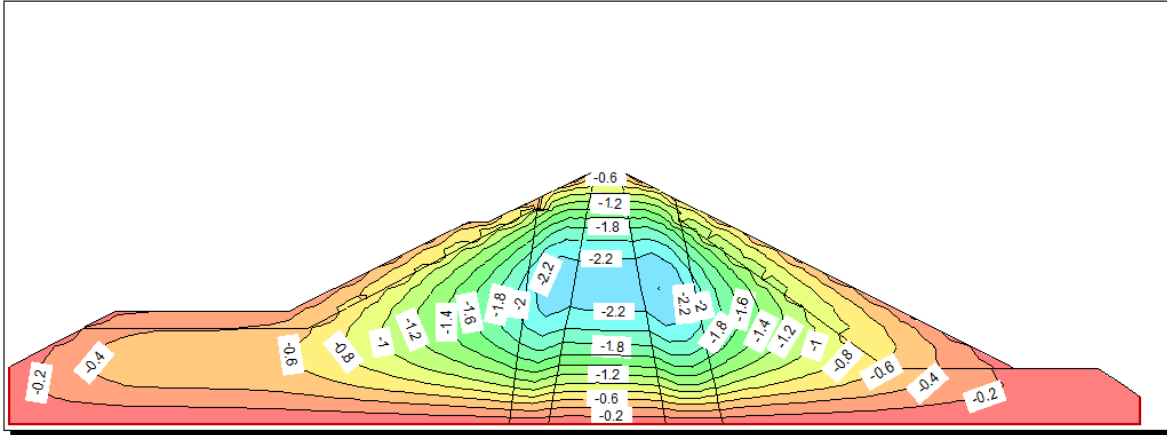
$\gamma$ : peso volumétrico del material, K: constante de módulo para el comportamiento en carga primaria y en descarga-recarga, respectivamente, n: exponente en la ecuación del módulo elástico,  $\nu$ : Relación de Poisson, C: cohesión,  $\Phi$ : Angulo de fricción.

Con los datos de la tabla anterior y la geometría de la sección transversal que se muestra en la figura 78 se procedió a dibujar la sección de la presa en el programa SIGMAW, el trazado de la sección de la presa obedeció a 13 etapas previstas para el análisis en el programa de elemento finito con sus respectivos materiales y sus propiedades, la sección cuenta con 540 nodos y 521 elementos triangulares y cuadrangulares, con frontera restringida en desplazamientos tanto vertical como horizontal en toda la línea inferior de la presa hasta el inicio de cada ataguía (figura 79). Cabe mencionar que este análisis es para la sección recién construida.



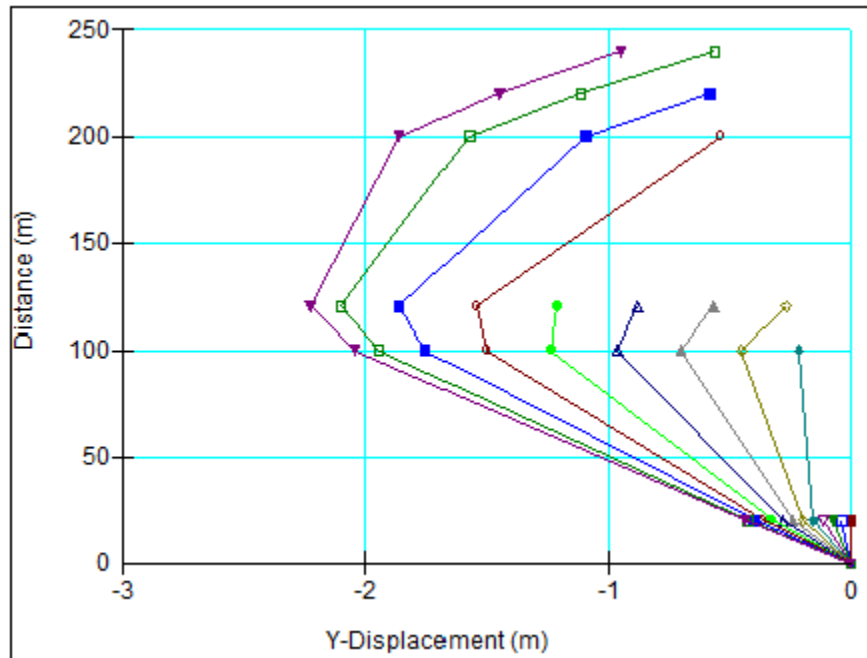
**Figura 79. Sección Transversal máxima de la presa dibujada en SIGMA/W**

En la figura 80 se observan los resultados obtenidos para los asentamientos acumulados en la etapa de construcción de la presa Ing. Manuel Moreno torres “Chicoasén”, analizada con el modelo Elástico Lineal.



**Figura 80. Sección transversal máxima deformada**

En las figuras 81 a la 83 se muestran las deformaciones obtenidas en el análisis de elementos finitos realizado en la sección máxima de la presa recién construida, los puntos mostrados en cada una de las curvas muestran la deformación acumulada en cada capa.



**Figura 81. Curvas Deformaciones vs elevaciones obtenidas en el centro de la sección máxima de la presa**

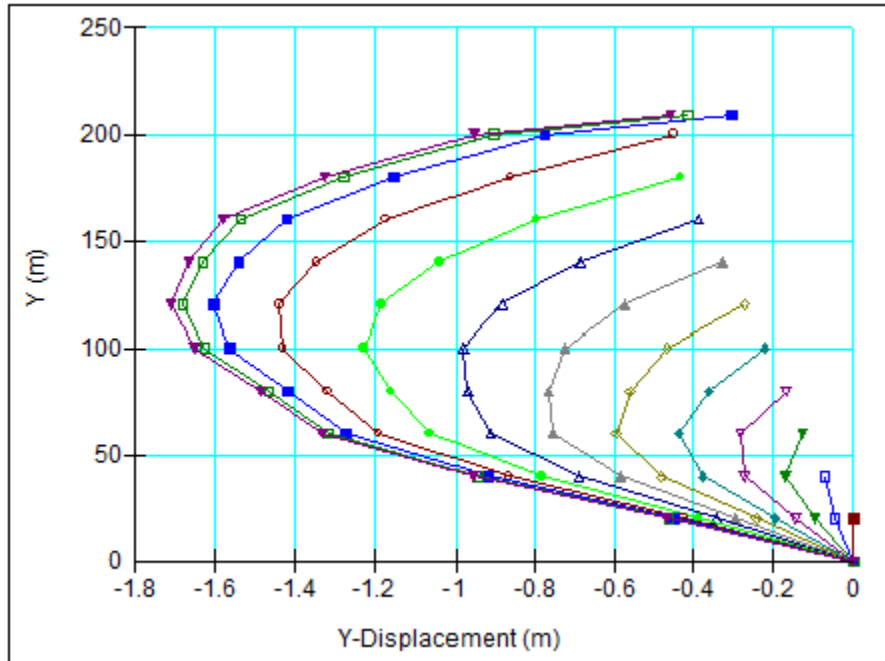


Figura 82. Curvas Deformaciones vs elevaciones obtenidas en el talud aguas arriba de la sección máxima de la presa

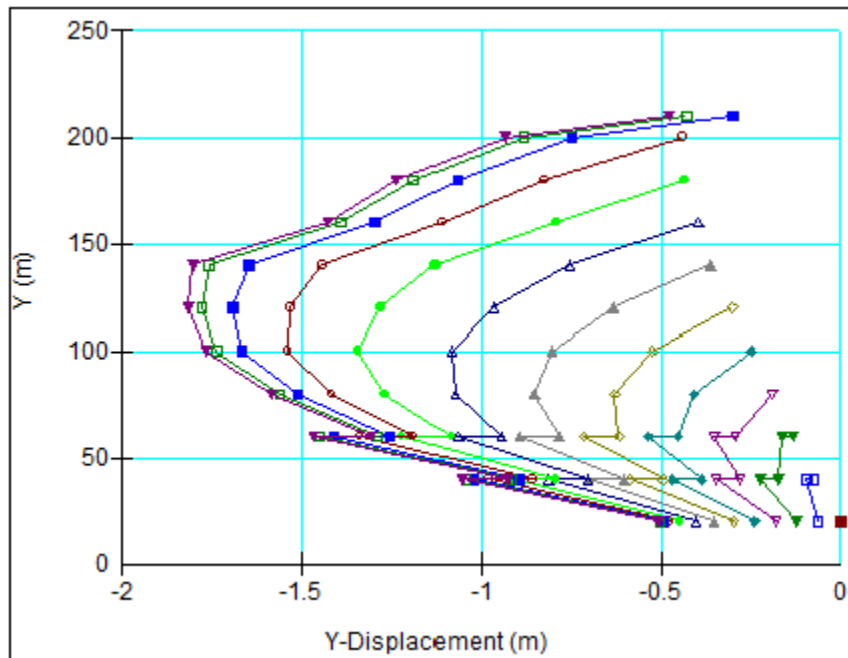


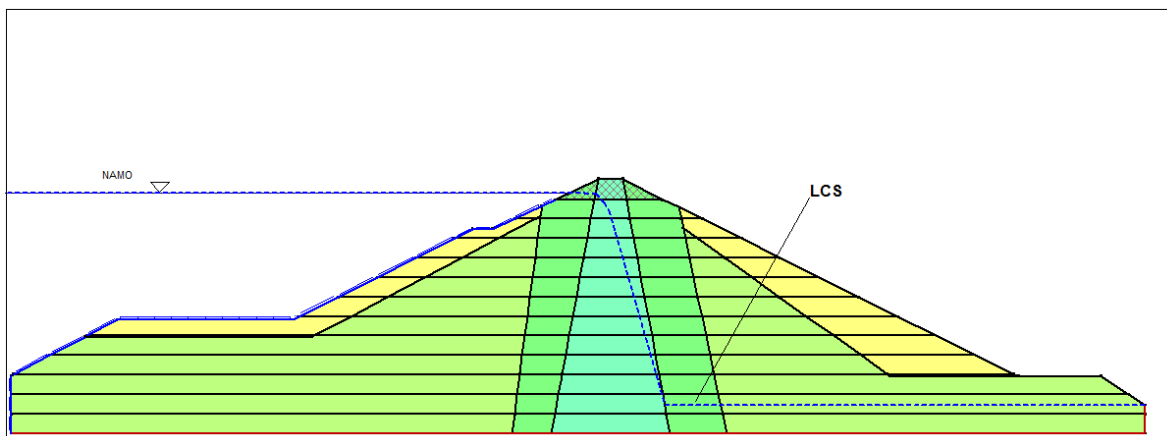
Figura 83. Curvas Deformaciones vs elevaciones obtenidas en el talud aguas abajo de la sección máxima de la presa

En la tabla 18 se muestran las deformaciones obtenidas en el análisis de elemento finito junto con las deformaciones medidas en campo.

**Tabla 18. Comparación de resultados de asentamientos obtenidos con los modelos y la medición en campo**

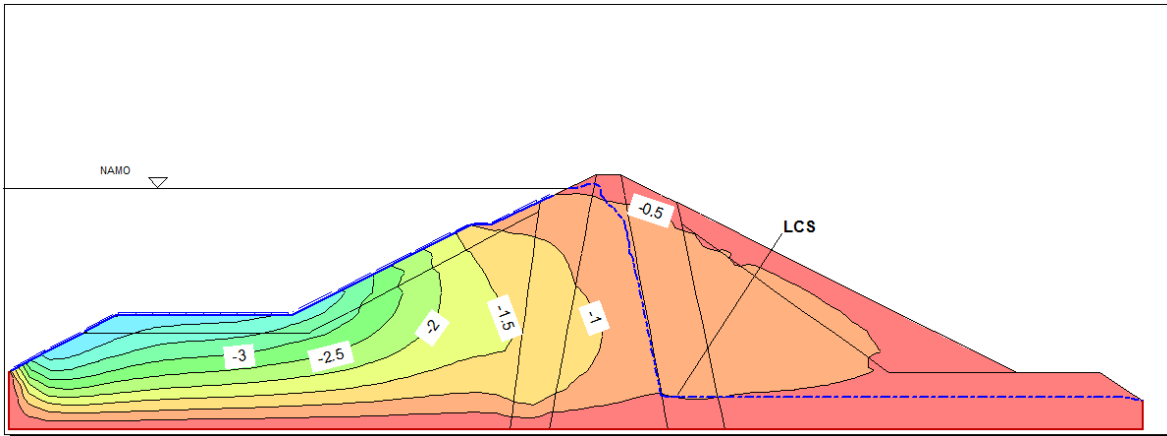
Inclinómetro	Asentamiento max. Calculado (E. L.) (m)	Asentamiento max. medido en campo(m)	diferencia %
I-AB	2.23	2.11	5.69
I-A5	1.71	1.47	16.33
I-A8	1.82	1.52	19.74

Una vez concluido los análisis de asentamientos de la presa recién construida se proceden a realizar los cálculos de asentamientos debido a fuerzas externas (llenado de la presa), para lo cual, se propone el mismo número de capas que en la sección recién construida. En la figura 84 se muestra la sección de la presa junto con el tirante de agua en el NAMO y la línea de corriente superior.



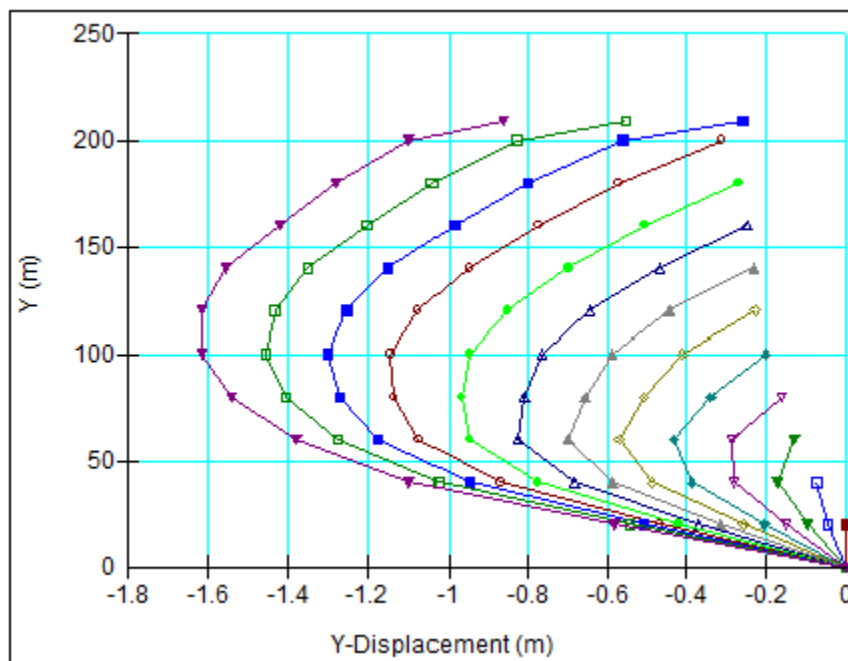
**Figura 84. Sección transversal máxima de la presa considerando el NAMO en SIGMA/W**

En la figura 85 se muestra la sección de la presa deformada considerando el NAMO.



**Figura 85. Sección transversal máxima deformada considerando el NAMO**

En la figura 86 se muestran las curvas de deformaciones obtenidas en el talud aguas arriba de la presa.



**Figura 86. Curvas de asentamientos vs elevaciones en el talud aguas arriba de la presa considerando el NAMO**

En la tabla 19 se muestran las deformaciones obtenidas con el modelo numérico y las medidas en campo.

**Tabla 19. Comparación de resultados de asentamientos obtenidos con los modelos y la medición en campo para el NAMO**

Inclinómetro	Asentamiento max. Calculado (E. L.) (m)	Asentamiento max. Medido en Campo (m)	diferencia %
I-A5	1.62	1.62	0

## 8.5 Análisis sísmico

### 8.5.1 Análisis pseudoestático bajo condiciones de flujo establecido

Para este análisis se tomaron en cuenta los sismos más intensos que han ocurrido en el estado Chiapas, entonces se tiene un espectro de diseño definido por el sismo máximo creíble, relacionado al sismo del 23 de septiembre de 1902 y los espectros de los sismos de menor intensidad. Los espectros de respuesta y el de diseño se muestran en la figura 87.

Es importante mencionar, que los espectros de respuesta fueron calculados utilizando el método  $\beta$  de Newmark a partir de los acelerogramas (ver anexo 1), así mismo, el espectro de respuesta del sismo del 23 de septiembre de 1902 que es el máximo creíble; corresponde al sismo simulado reportado en la convocatoria a la licitación del proyecto hidroeléctrico Chicoasén II, sección 7, información técnica del proyecto, motivo por el cual no se muestra el espectro de respuesta en la figura 87.

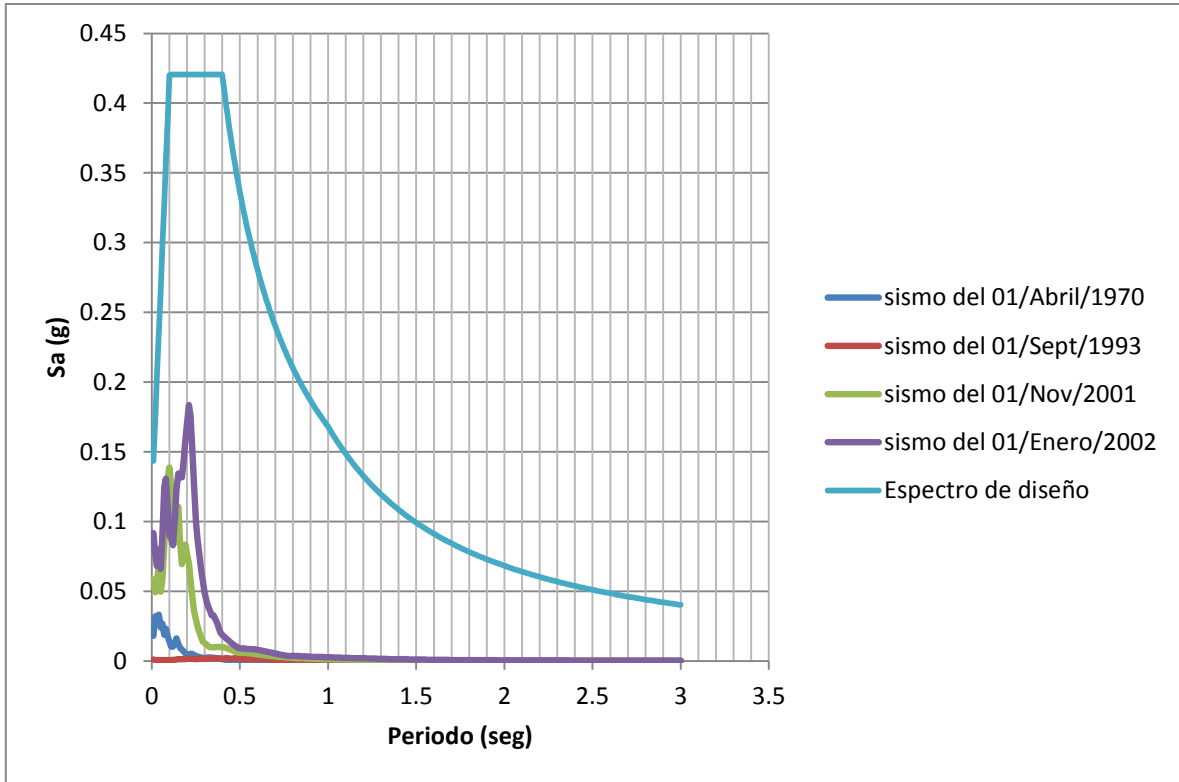
Las ecuaciones que definen el espectro de diseño son:

$$\frac{3015T + 110.5}{412.5} \quad 0 < T < 0.1 \text{ s} \quad (8.1)$$

$$165 \left( \frac{1}{T} \right) \quad 0.1 < T < 0.4 \text{ s} \quad (8.2)$$

$$\frac{165}{T^{1.3}} \quad 0.4 < T < 1 \text{ s} \quad (8.3)$$

$$\frac{165}{T^{1.3}} \quad T > 1 \text{ s} \quad (8.4)$$



**Figura 87. Espectros de repuesta y diseño propuesto**

Para este análisis de estabilidad por volteo y deslizamiento, se consideraron las cargas sísmicas horizontales y verticales según el manual de diseño de obras civiles (diseño por sismo) de la CFE (2008), el coeficiente sísmico horizontal  $k_h$  estará dado por:

$$k_h = \frac{a_0}{1 + 3a_0} \quad (8.5)$$

Dónde:

$a_0$ : es la aceleración máxima del terreno en roca para el nivel de diseño en cuestión, normalizada con respecto a la aceleración de la gravedad.

El coeficiente sísmico vertical  $k_v$  se calculó de acuerdo con:

$$k_v = \frac{2}{3} k_h \quad (8.6)$$

El análisis sísmico se realizó en el programa SLOPE/W 2007, utilizando la sección máxima transversal de la presa recién construida y el programa Slide considerando el nivel del NAME en la misma sección, utilizando las ecuaciones anteriores para calcular la fuerza horizontal y la vertical que se le aplicaron a la sección. (Ver figura 88 a 91)

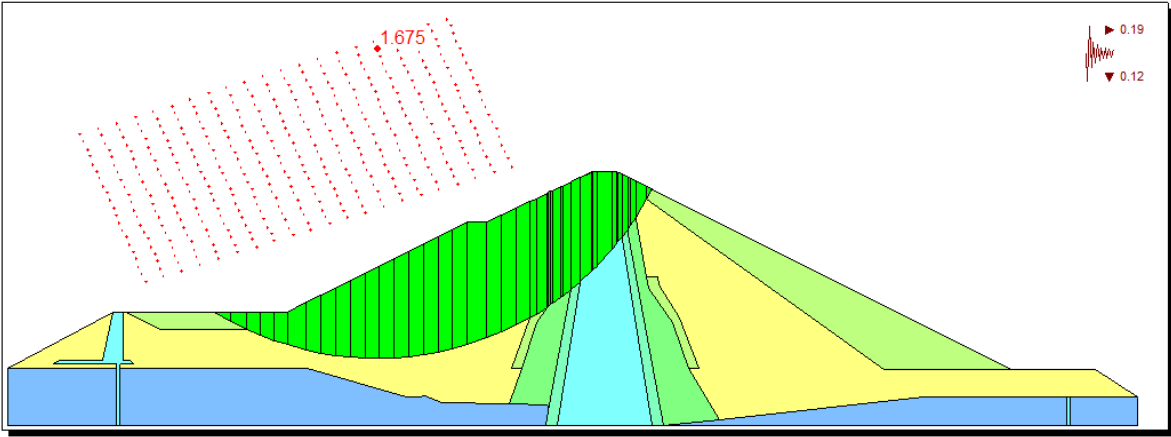


Figura 88. Estabilidad del talud aguas arriba considerando la acción sísmica

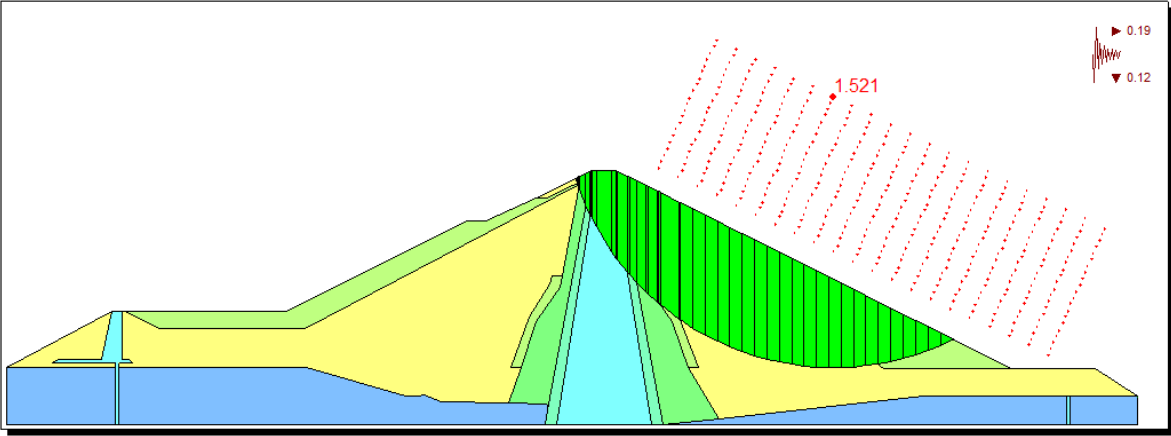


Figura 89. Estabilidad del talud aguas abajo considerando la acción sísmica



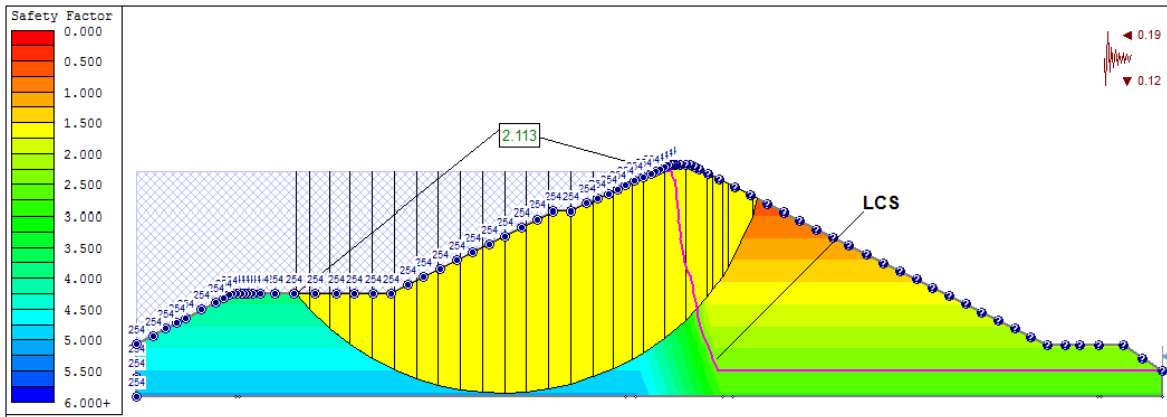


Figura 90. Estabilidad de talud aguas arriba considerando el NAME y acciones sísmicas

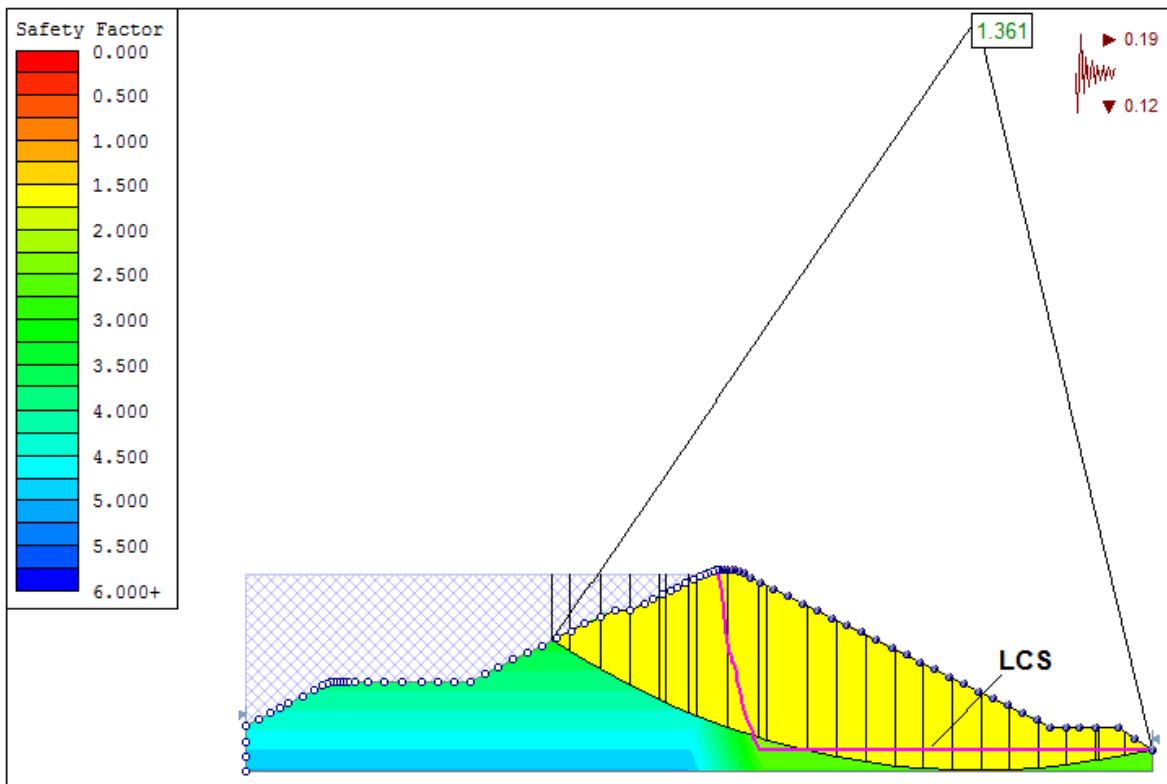


Figura 91. Estabilidad de talud aguas abajo considerando el NAME y acciones sísmicas

Para el caso del NAMO los análisis sísmicos se realizaron en el programa SLOPE/W 2007, el círculo de falla así como el factor de seguridad obtenido se muestra en la figuras 92 y 93.

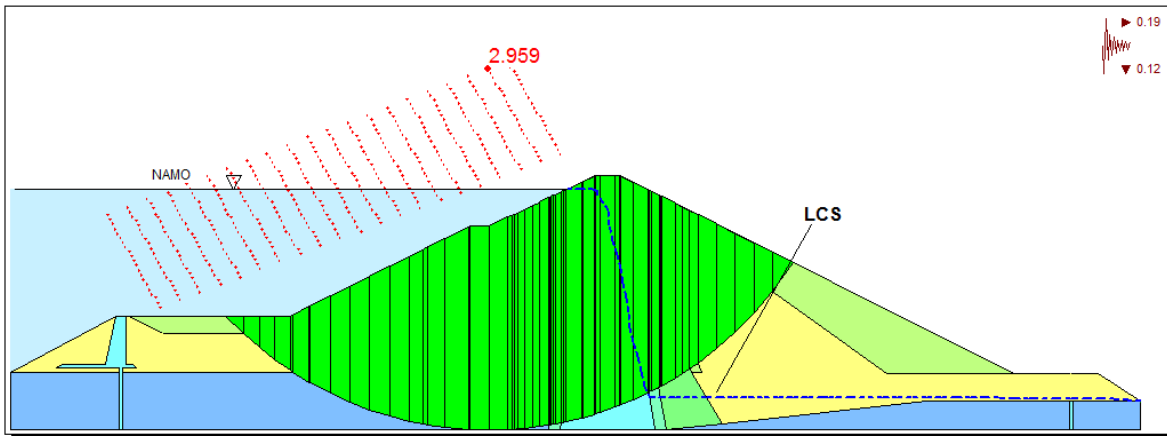


Figura 92. Estabilidad de talud aguas arriba considerando el NAMO y acciones sísmicas

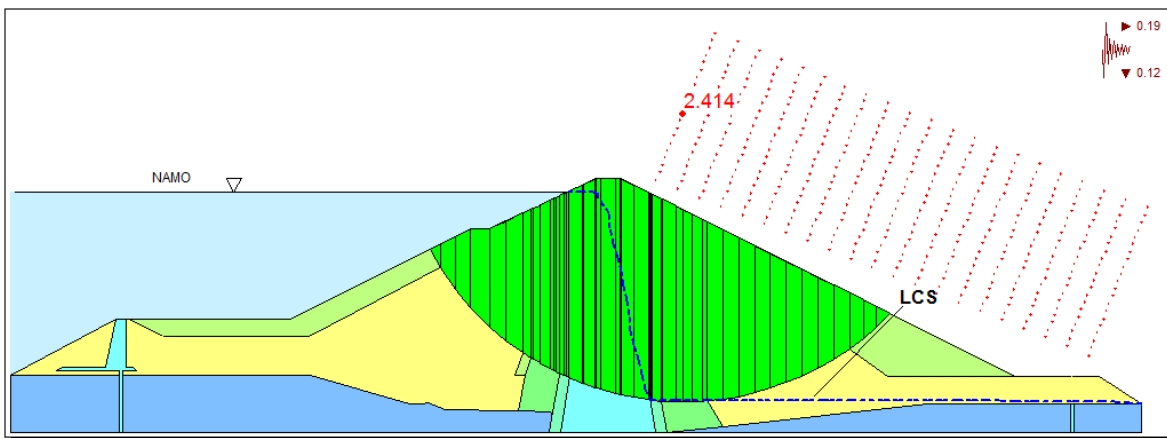


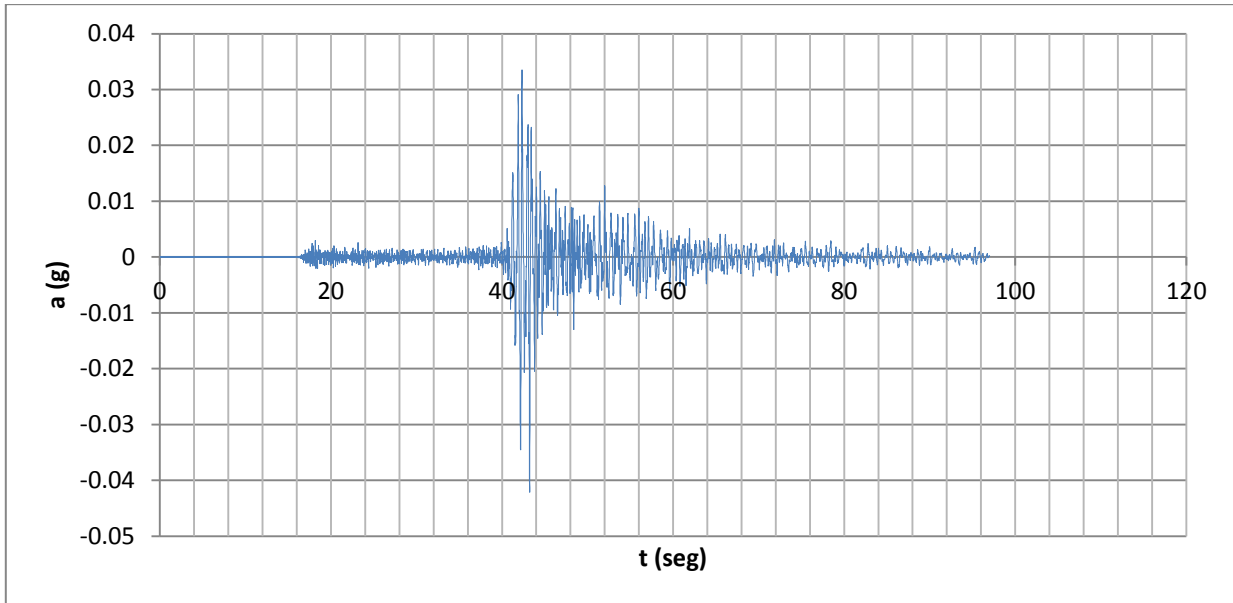
Figura 93. Estabilidad de talud aguas abajo considerando el NAMO y acciones sísmicas

### 8.5.2 Método del bloque deslizante de Newmark bajo condiciones de flujo establecido

Los métodos para realizar análisis estáticos de taludes son muy variados y están muy bien definidos y se conoce relativamente bien el grado de precisión que cada procedimiento de cálculo tiene. Pero en el caso de los análisis dinámicos los resultados no son tan precisos.

La propuesta de Newmark que presentó en 1965 cambio totalmente el estudio del comportamiento de taludes, en la medida de que en lugar de calcular el coeficiente de seguridad, pretende estimar el desplazamiento irreversible que se producirá como consecuencia de la acción de un terremoto, para que luego, su respuesta pueda ser calificada como aceptable o no.

Para este análisis se utilizó la historia sísmica del sismo de enero del 2002 (figura 94) debido a que no se tiene la historia del sismo máximo creíble (1902) para poder determinar los movimientos sísmicos esperables en el sitio.



**Figura 94. Acelerograma del sismo de enero del 2002**

Para el desarrollo de este análisis se ha hecho uso del programa QUAKE/w 2007, que es un módulo que forma parte del software Geostudio, el cual es un software geotécnico de elementos finitos principalmente usado para el análisis dinámico de estructuras de tierra sujetas a eventos sísmicos.

Li Liu (2001) señala que los criterios de aceptación para el análisis de los posibles efectos sísmicos en una presa son los siguientes:

1. Límite de falla: Análisis pseudoestático o post sísmico;  $FS \geq 1.0$
2. Límite de servicio: La deformación permanente en la corona no debe exceder el bordo libre asignado en el diseño por sismo (generalmente mayor que 2.0 m sobre el NAME). Además pueden evaluarse los movimientos en el talud a evaluar de acuerdo con los valores propuestos por Legg et al. (1982, citado por Lin y Huang, 1999), mostrados en la tabla 20.

**Tabla 20. Daños sísmicos en los taludes**

Estado de falla	Descripción de los daños	Movimiento del talud d (cm)
Leve	Movimiento del terreno insignificante, no indicios del potencial de falla por deslizamiento, solo efectos de vibración del terreno	$d < 0.5$
Moderado	Falla del terreno moderada, pequeñas grietas que tienden a formarse, efectos similares al fenómeno “sacudida (lurch)”	$0.5 \leq d < 5$
Significativo	Falla del terreno mayor, grietas y deslizamiento moderados, efectos similares a fenómenos de licuación y desplazamiento lateral	$5 \leq d < 50$
Severo	Falla del terreno extrema, grietas grandes y posibles movimientos de los deslizamientos, efectos similares a una ruptura de falla de gran escala	$50 \leq d < 500$
Catastrófico	Falla total, deslizamientos que se mueven a gran distancia arrastrando todo lo que encuentran	$d \geq 500$

#### **8.5.2.1 Análisis de condiciones iniciales considerando el NAME**

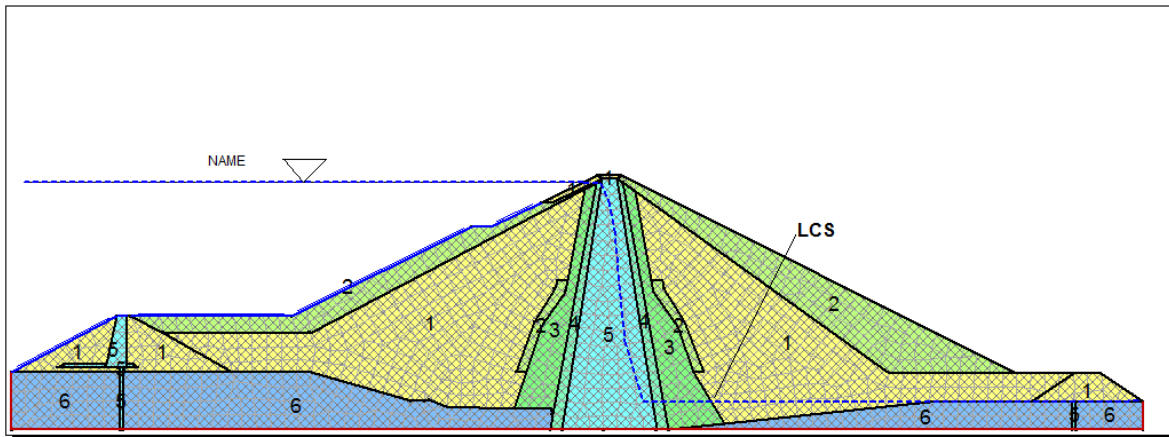
En primer lugar es establecer con el programa QUAKE/W 2007 las condiciones de esfuerzos iniciales o *in situ*, es decir, se aplicó el peso propio de los materiales considerando que el embalse se encontraba al NAME, partiendo de los resultados determinados con el análisis de flujo de agua.

Se consideró un modelo constitutivo elástico lineal para los materiales de la presa y en la tabla 21 se muestran las propiedades de los materiales.

**Tabla 21. Propiedades de los materiales para el análisis dinámico**

Numero	Material	P. vol. ( $\gamma$ en ton/m <sup>3</sup> )	Relación de poisson ( $\nu$ )	Amortiguamiento ( $\zeta$ )	Gmax (kPa)
1	Enrocamiento compactado	1.7	0.30	0.30	350000
2	Enrocamiento suelto	1.7	0.30	0.30	350000
3	Transición	1.7	0.35	0.30	190000
4	Filtro	1.7	0.35	0.30	150000
5	corazón	1.9	0.40	0.35	130000
6	Aluvión	2.0	0.40	0.35	130000

En la figura 95 se muestra el modelo de la sección de la presa a analizar, con una malla de 893 elementos y 919 nodos.



**Figura 95. Modelo de elemento finito de la sección máxima de la presa**

En la figura 96 se muestran los resultados del análisis inicial estático de la sección transversal máxima de la presa.

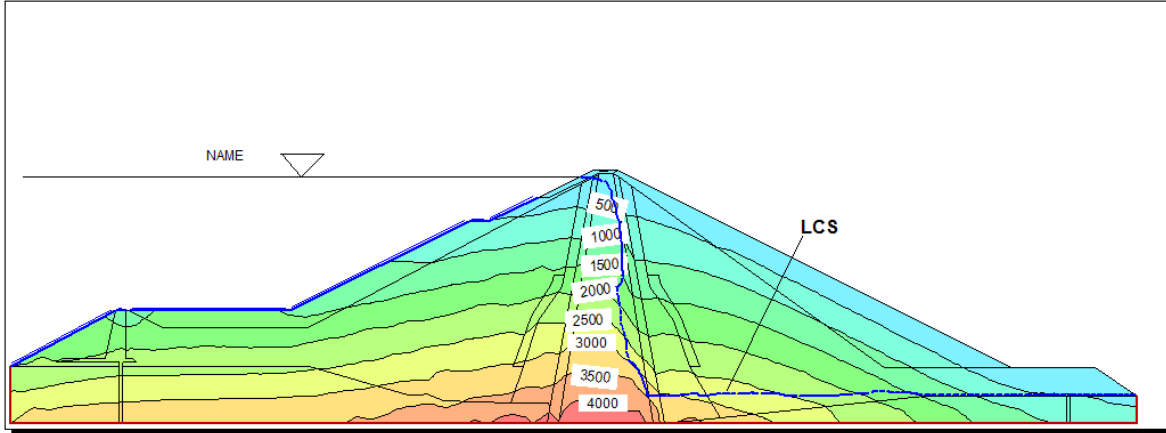


Figura 96. Resultados del análisis inicial estático (Contornos de esfuerzos verticales totales, kPa)

#### 8.5.2.2 Análisis dinámico elástico lineal considerando el NAME

A partir de los resultados del análisis de las condiciones iniciales o *in situ*, se llevó a cabo un análisis dinámico de tipo elástico lineal con QUAKE/W 2007 en el que se aplicó el acelerograma del sismo máximo registrado de enero del 2002.

Los resultados del análisis se presentan en la figura 97 a la figura 99.

En la figura 98 y 99 se observa que las aceleraciones horizontales se amplificaron hasta obtener valores del orden de 0.045 g en el talud de aguas abajo y base de la presa en el talud de aguas arriba 0.01 y 0.025 g en la ataguía, mientras que las aceleraciones verticales se amplificaron hasta llegar a 0.01 g en la corona de la cortina

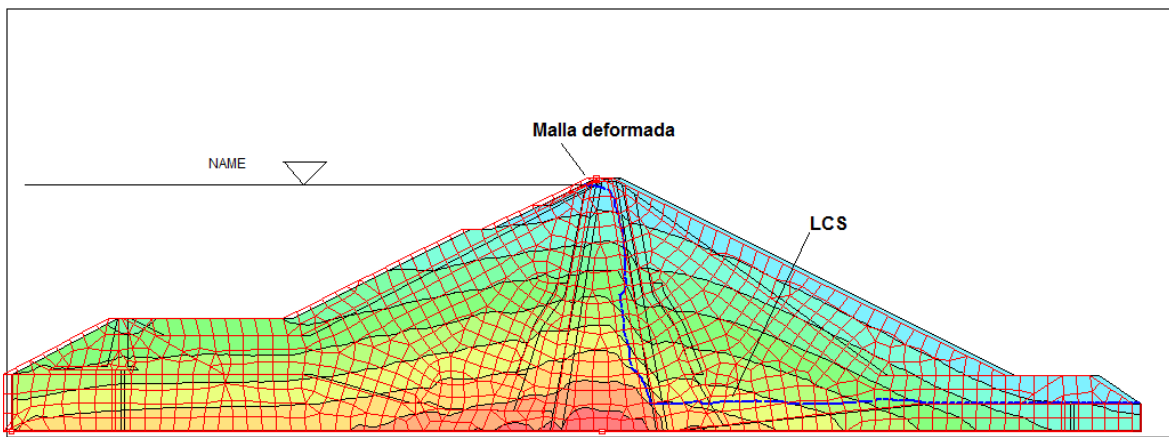
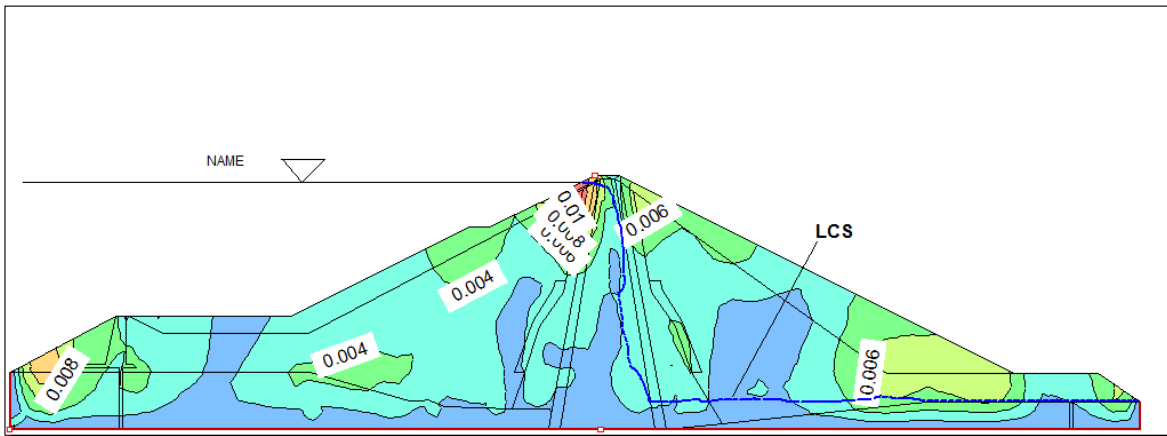
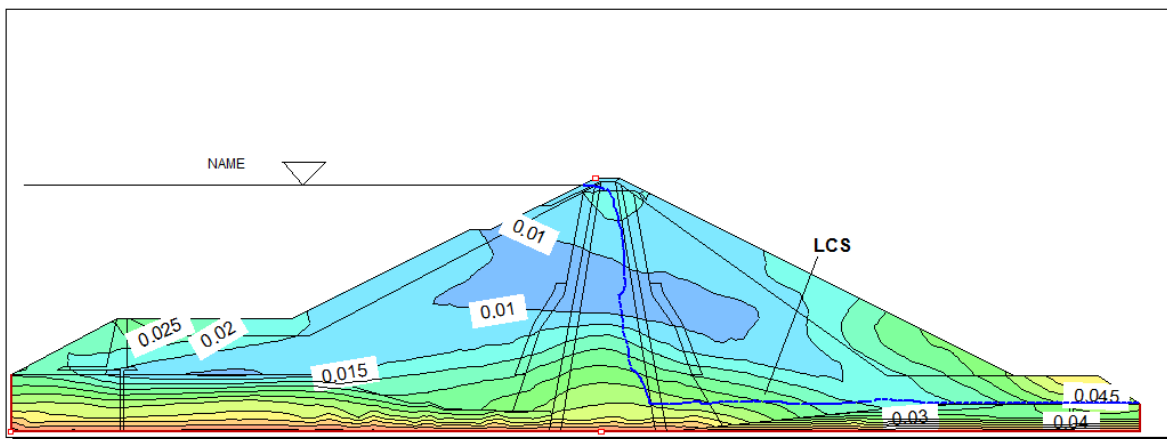


Figura 97. Malla deformada después del análisis dinámico de tipo elástico lineal



**Figura 98. Contornos de aceleración máxima vertical (en g)**



**Figura 99. Contornos de aceleración máxima horizontal (en g)**

En las figura 100 a la figura 104 se muestran las historias de aceleraciones en la corona y base de la presa, así como los desplazamientos.

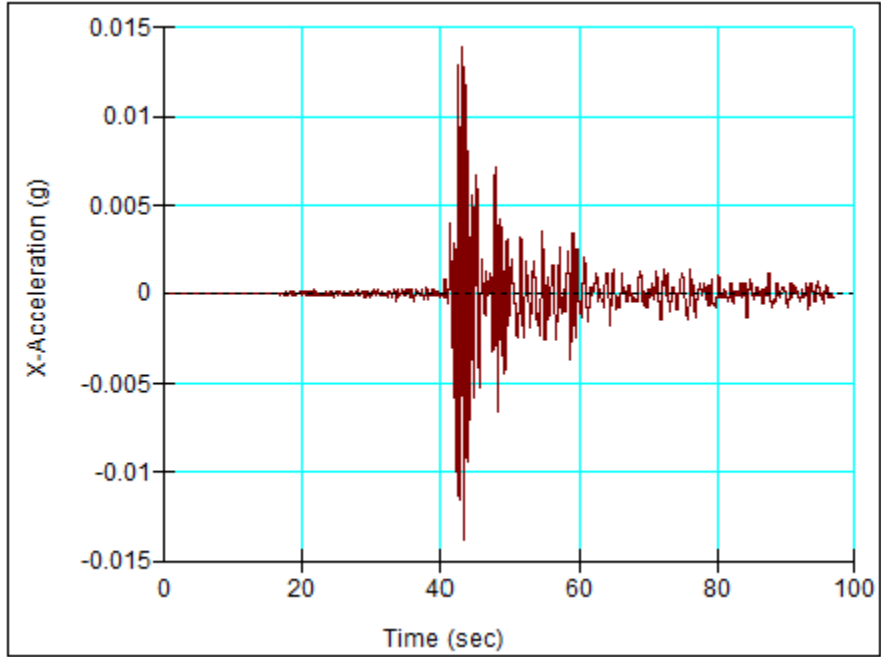


Figura 100. Historia de aceleraciones horizontales en la corona de la cortina

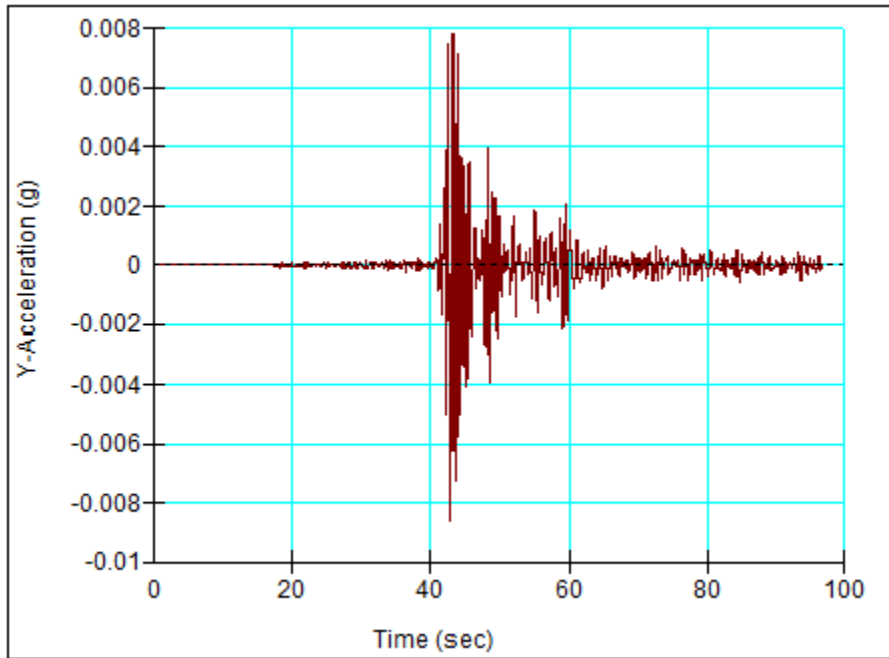


Figura 101. Historia de aceleraciones verticales en la corona de la cortina



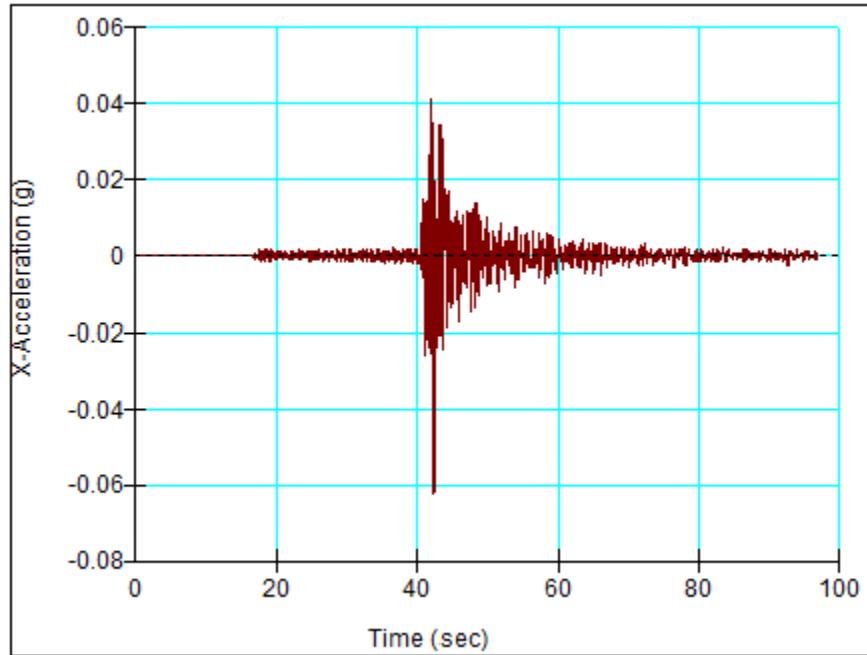


Figura 102. Historia de aceleraciones horizontales en la base

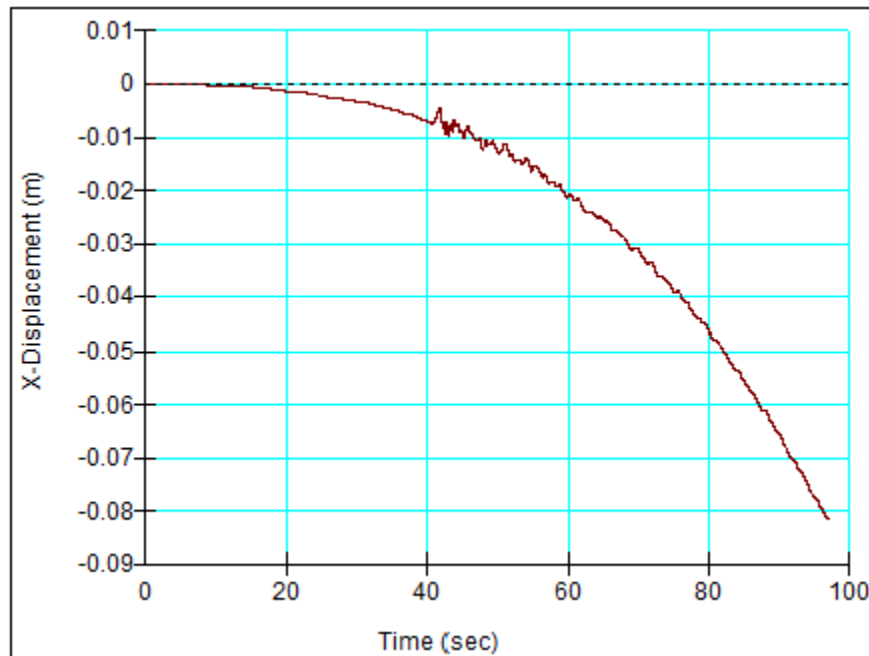


Figura 103. Desplazamiento horizontal en la corona

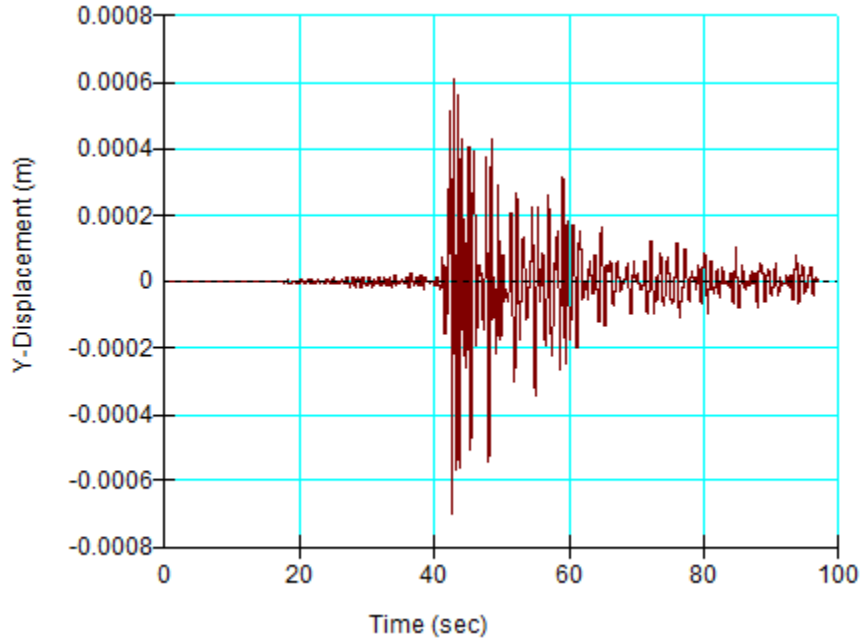


Figura 104. Historia de desplazamientos verticales en la corona

**8.5.2.3 Análisis de condiciones iniciales considerando el NAMO**

En la figura 105 se muestra el modelo de la sección de la presa a analizar considerando (NAMO), con una malla de 898 elementos y 924 nodos.

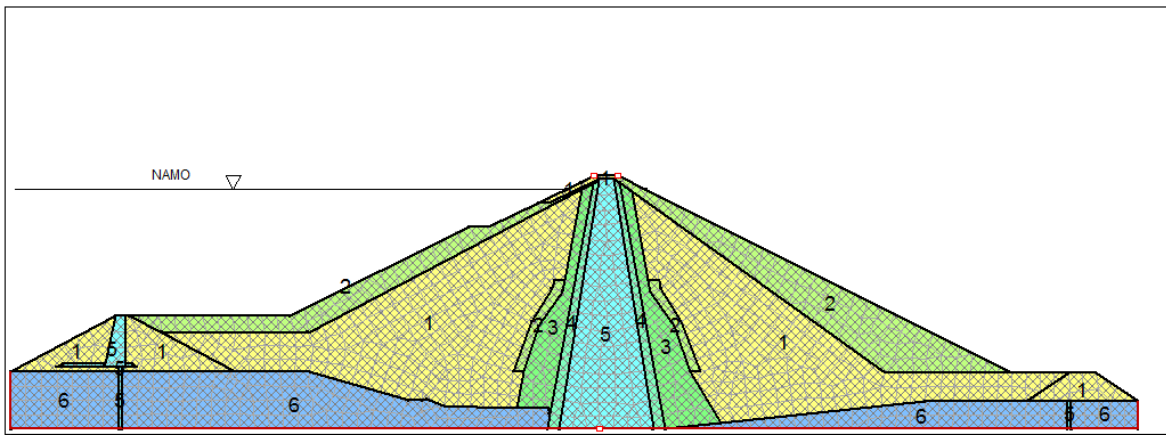


Figura 105. Modelo de elemento finito de la sección máxima de la presa

En la figura 106 se muestran los resultados del análisis inicial estático de la sección transversal máxima de la presa.

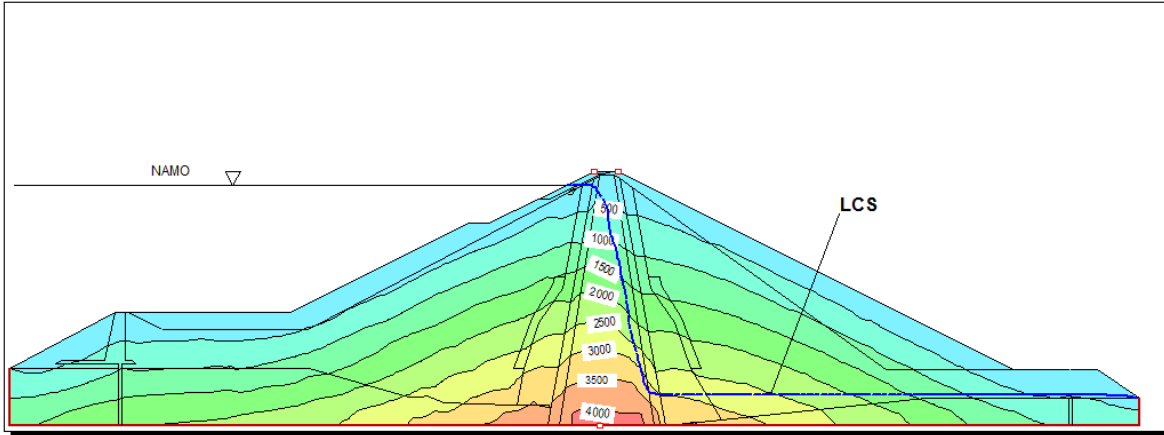


Figura 106. Resultados del análisis inicial estático (contornos de esfuerzos verticales totales, kPa)

#### 8.5.2.4 Análisis dinámico elástico lineal considerando el NAMO

En la figura 107 se muestran los resultados obtenidos con el análisis dinámico de tipo elástico lineal con QUAKEW 2007 aplicando el acelerograma del sismo máximo creíble registrado en enero del 2002 considerando el nivel de guas máximo ordinario (NAMO).

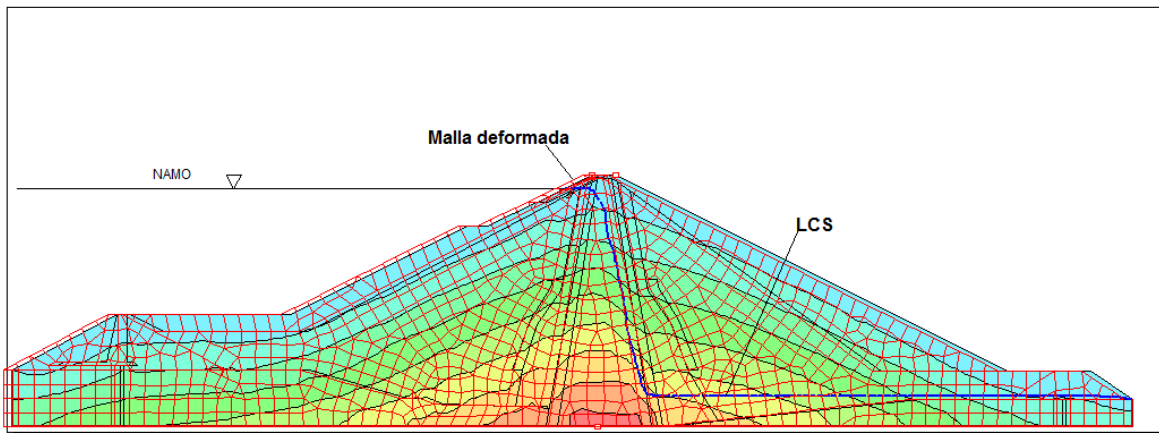


Figura 107. Malla deformada después del análisis dinámico de tipo elástico lineal tomando en cuenta el NAMO

En las figuras 108 y 109 se observan las aceleraciones verticales y horizontales.

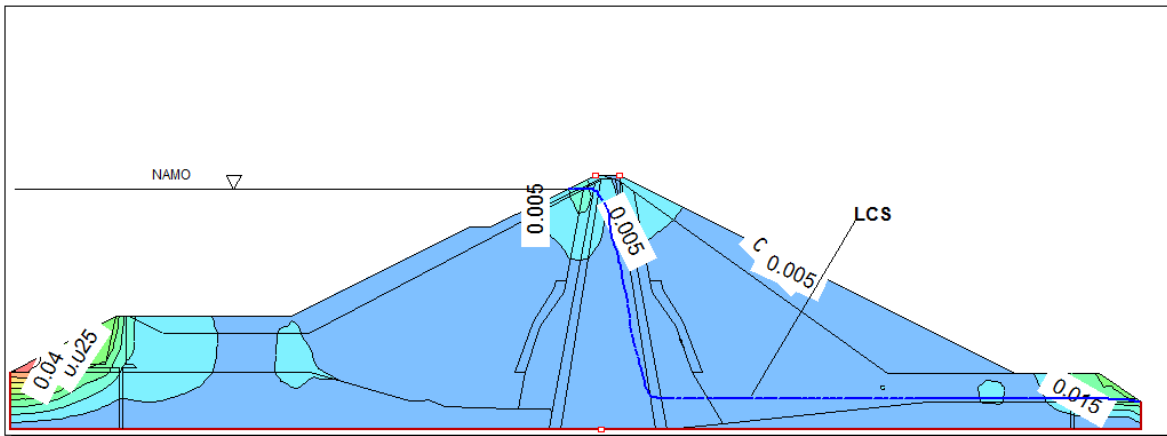


Figura 108. Contornos de aceleración máxima vertical (en g)

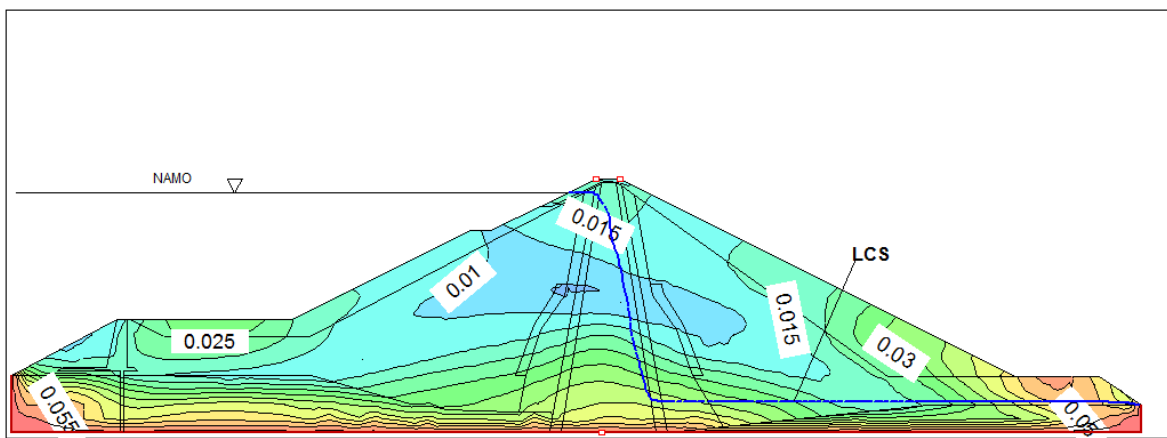


Figura 109. Contornos de aceleración máxima horizontal (en g)

De la figura 110 a la figura 114 se muestran las historias de aceleraciones y desplazamiento horizontales y verticales en la corona y base de la presa.

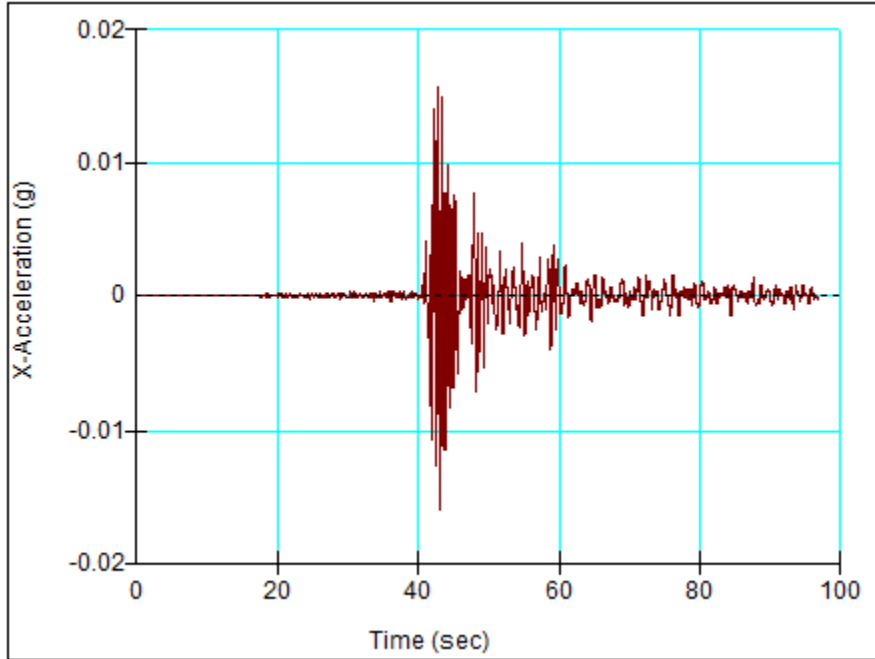


Figura 110. Historia de aceleraciones horizontales en la corona de la cortina

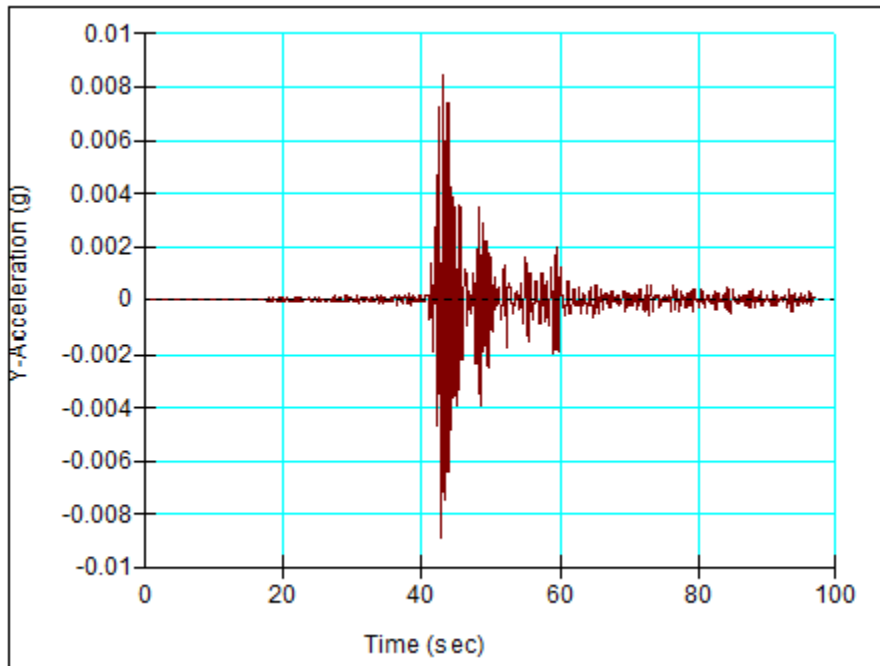
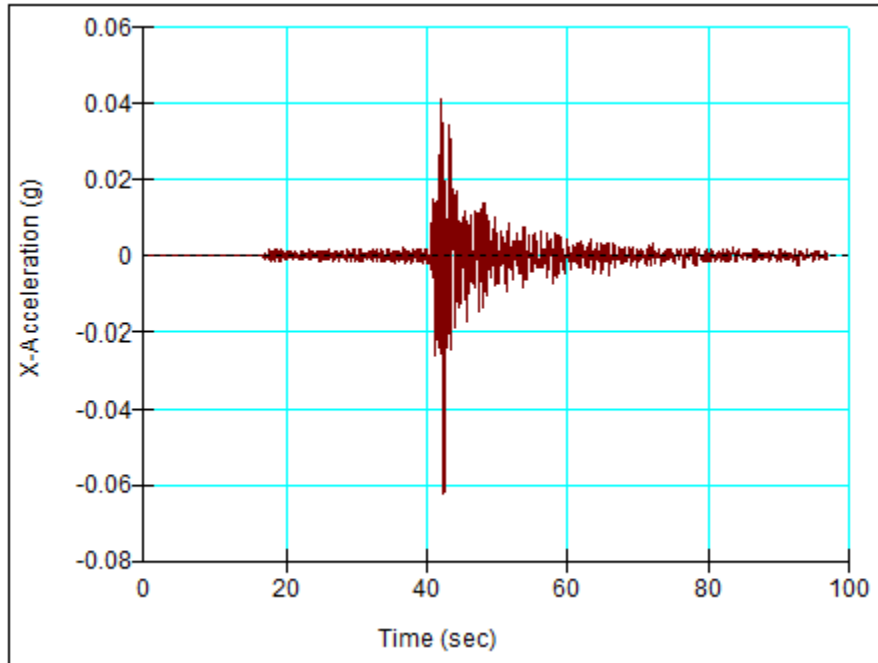
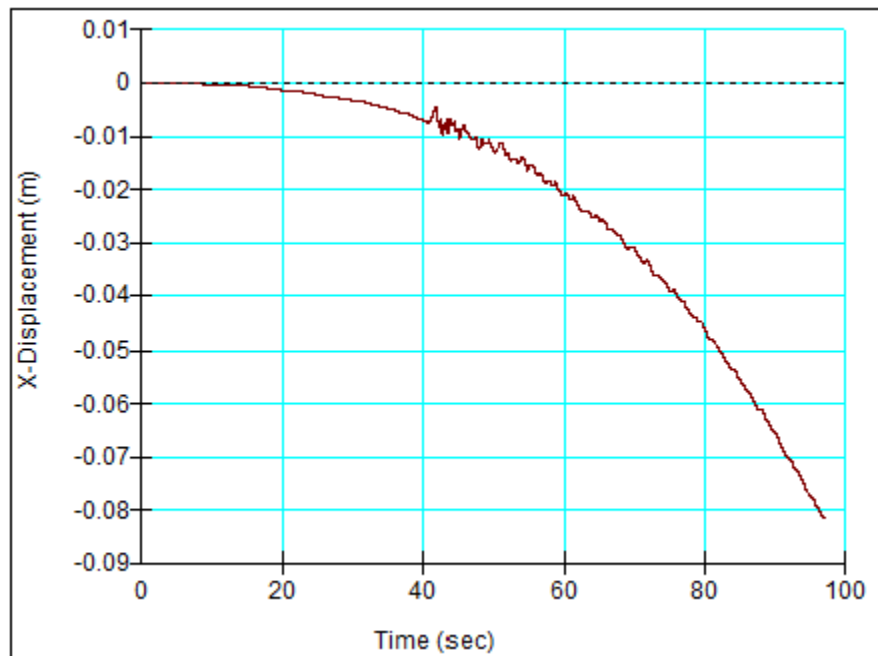


Figura 111. Historia de aceleraciones verticales en la corona de la cortina



**Figura 112. Historia de aceleraciones horizontales en la base**



**Figura 113. Desplazamiento horizontal en la corona**

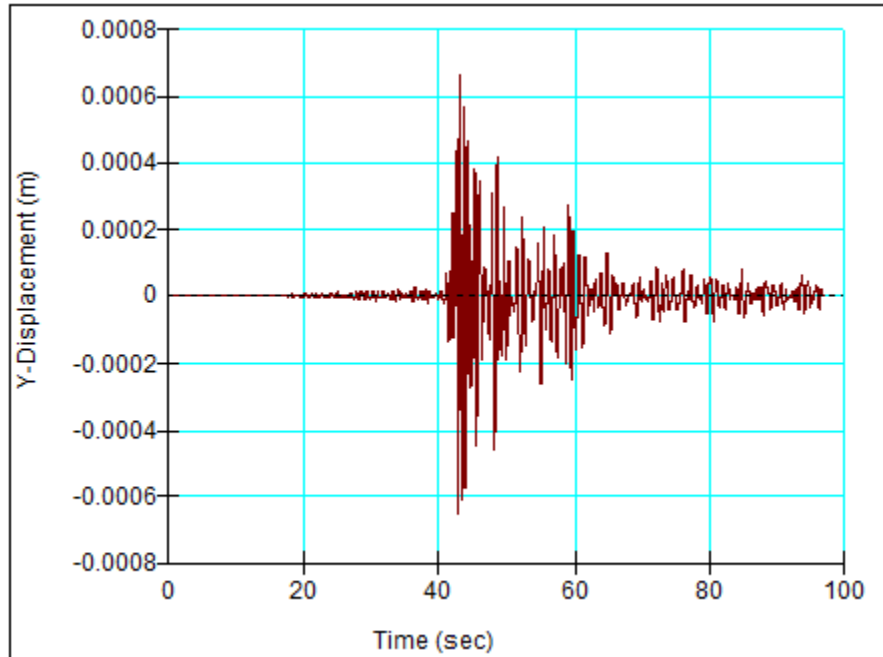


Figura 114. Historia de desplazamientos verticales en la corona

#### **8.5.2.5 Análisis de estabilidad de taludes con el método de Newmark**

En base a los resultados del análisis dinámico, con el programa SLOPE/W 2007 se realizó un análisis de estabilidad con el método de Newmark. El programa calcula el FS para cada intervalo de tiempo, por lo que es posible obtener la variación del FS durante el sismo. Con base en esto se determina la aceleración de fluencia para cada una de las superficies potenciales de falla y cuando la aceleración inducida por el sismo excede la aceleración de fluencia, se asume que los movimientos ocurrirán a lo largo de la superficie de falla. De este modo, mediante un procedimiento de doble integración de aceleraciones excedentes, SLOPE/W 2007 proporciona los desplazamientos ocurridos durante el sismo.

De acuerdo con el método de Newmark, el talud se idealiza como un bloque rígido que se desliza sobre una base rígida inclinada cuyo deslizamiento es posible solamente cuando la aceleración sísmica excede a la aceleración de fluencia o crítica, es decir, la aceleración que desarrolla un  $FS=1$ .

El programa SLOPE/W calcula el FS para cada intervalo de tiempo, por lo que es posible obtener la variación del FS durante el sismo.

En la figura 115 se muestra el círculo de falla y el factor de seguridad del talud aguas arriba y en la figura 116 se muestra la variación del FS con el tiempo, determinada a partir del análisis con el método de Newmark. En este caso el FS no llegó a un valor menor de 1 por lo que no existirán deformaciones permanentes.

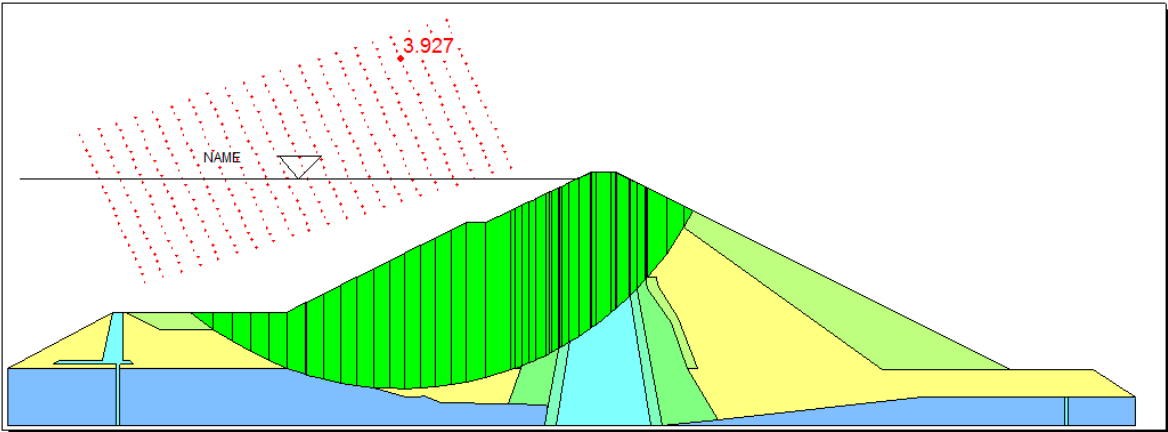


Figura 115. Círculo de falla del talud aguas arriba determinado con el método de Newmark

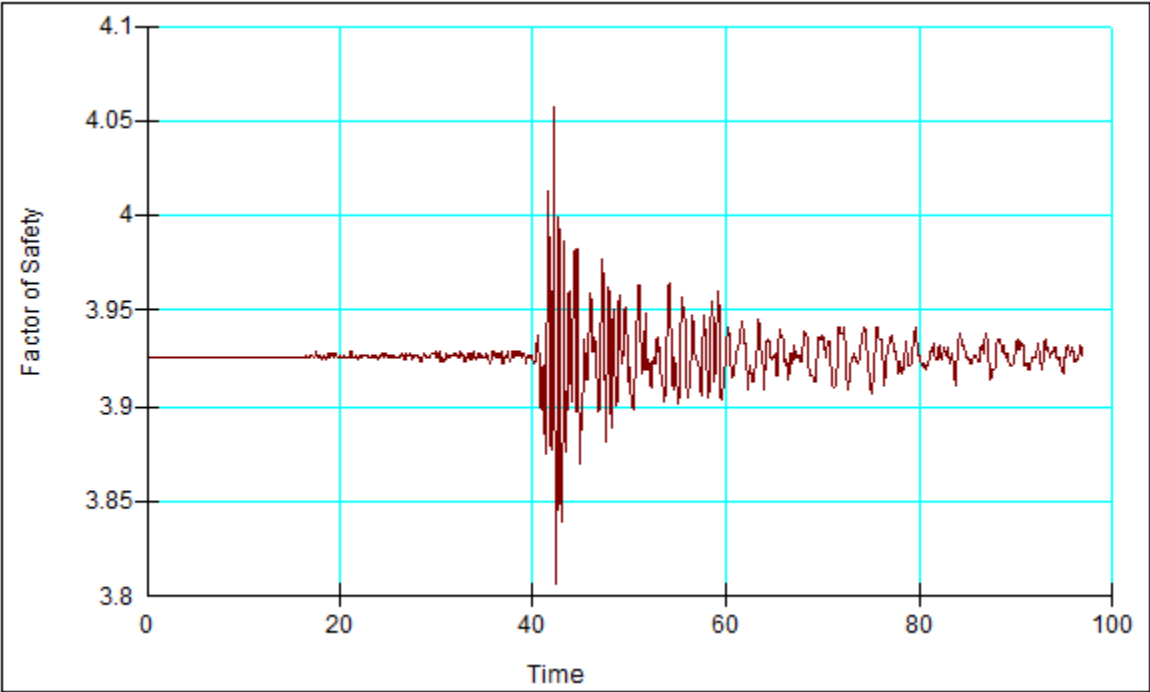


Figura 116. Variación del factor de seguridad en el talud aguas arriba con el tiempo



En las figura 117 se muestra el círculo de falla en el talud aguas abajo de la presa y en la figura 118 se muestra la variación del factor de seguridad con el tiempo.

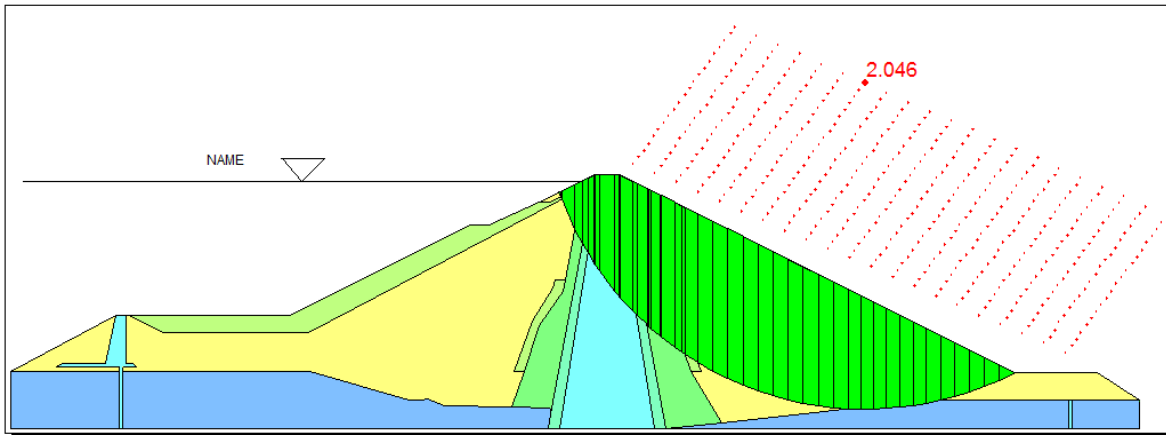


Figura 117. Círculo de falla del talud aguas abajo determinado con el método de Newmark

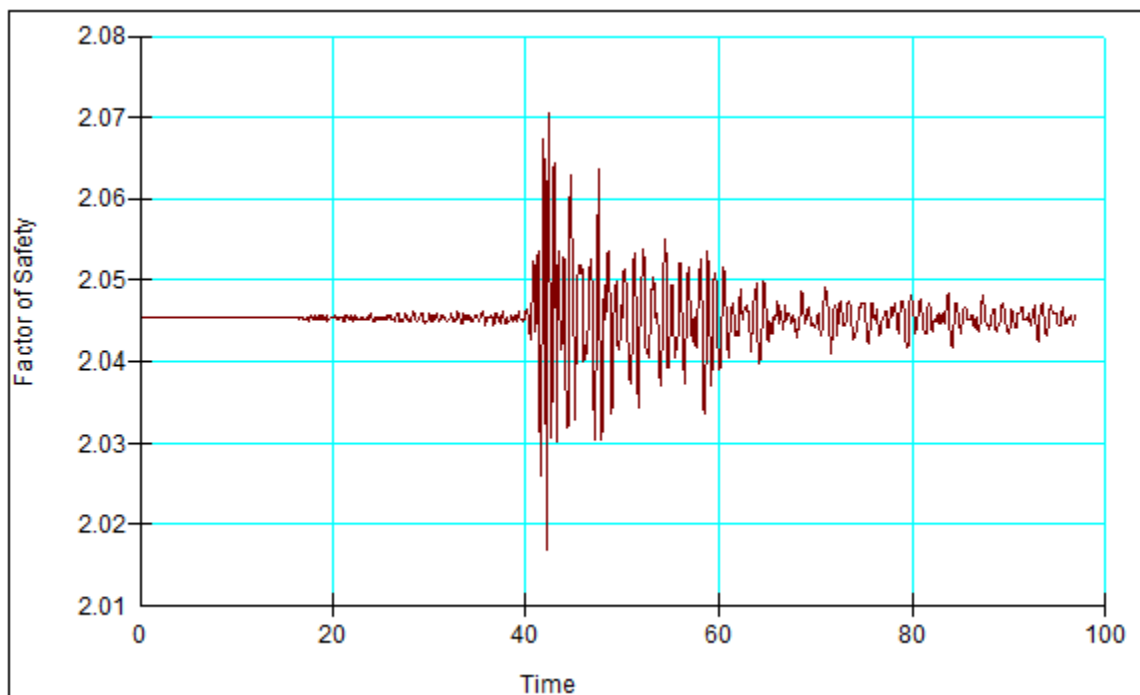


Figura 118. Variación del factor de seguridad en el talud aguas arriba con el tiempo

Cabe mencionar que los resultados mostrados en las figuras 115 a 118 corresponden a la sección máxima de la presa Chicoasén considerando el NAME.

Los análisis que se muestran a continuación son la estabilidad de talud aguas arriba y abajo considerando el NAMO.

En la figura 119 se muestra el círculo de falla y el factor de seguridad del talud aguas arriba y en la figura 120 se muestra la variación del FS con el tiempo, determinada a partir del análisis con el método de Newmark. En este caso el FS no llegó a un valor menor de 1 por lo que no existirán deformaciones permanentes.

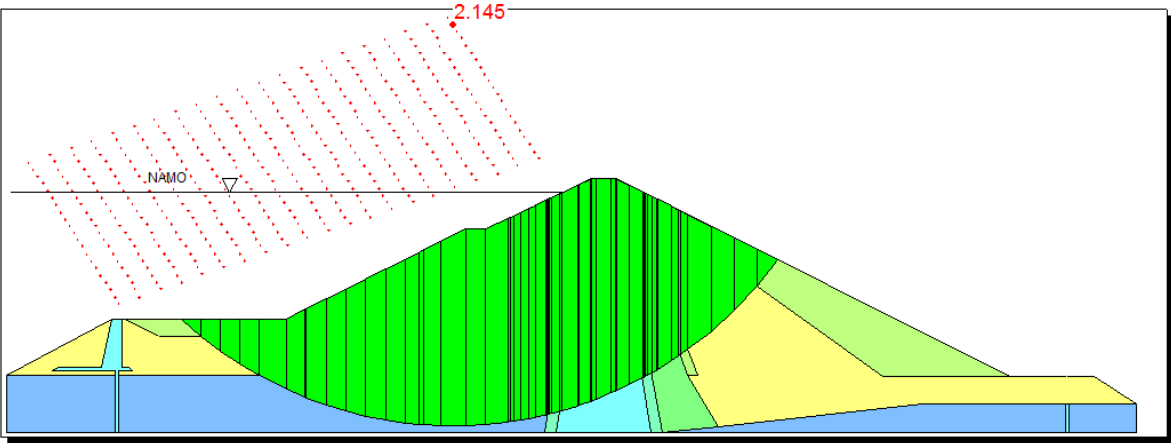


Figura 119. Círculo de falla del talud aguas arriba determinado con el método de Newmark

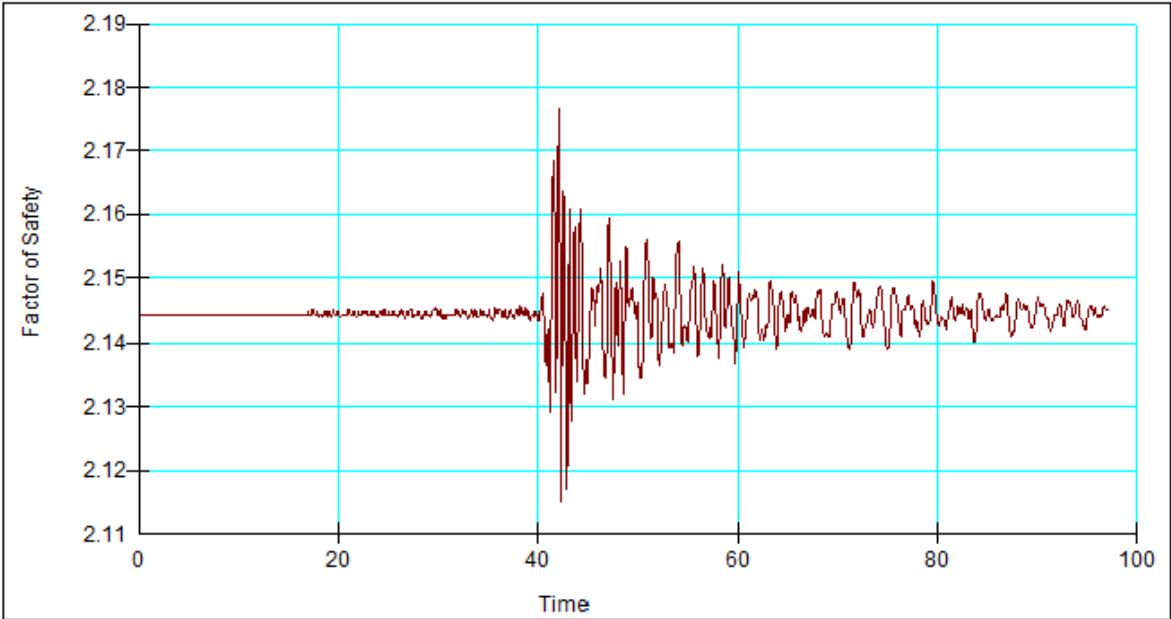


Figura 120. Variación del factor de seguridad en el talud aguas arriba con el tiempo

En la figura 121 se muestra el círculo de falla del talud aguas abajo de la sección máxima transversal de la presa, así como su factor de seguridad obtenido del

análisis. Así mismo en la figura 122 se muestra la variación del factor de seguridad con el tiempo.

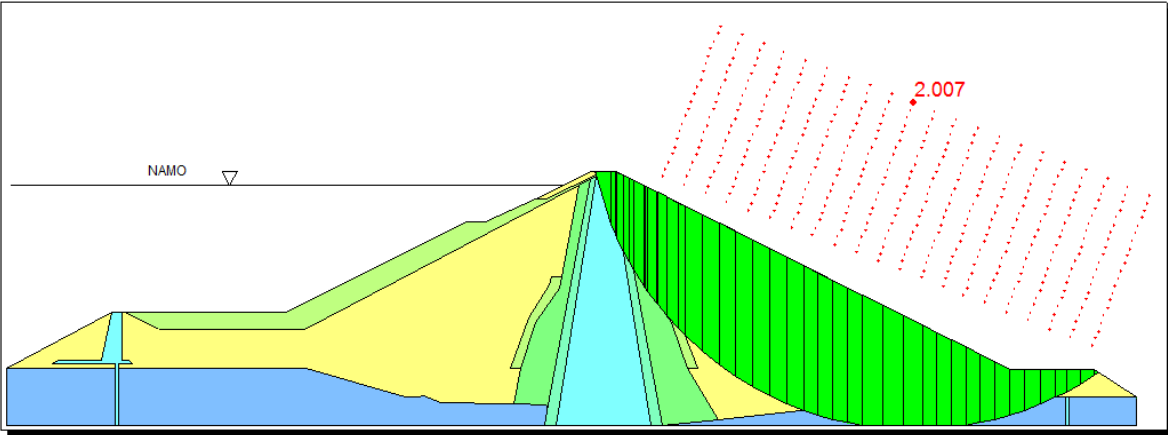


Figura 121. Circulo de falla del talud aguas abajo determinado con el método de Newmark

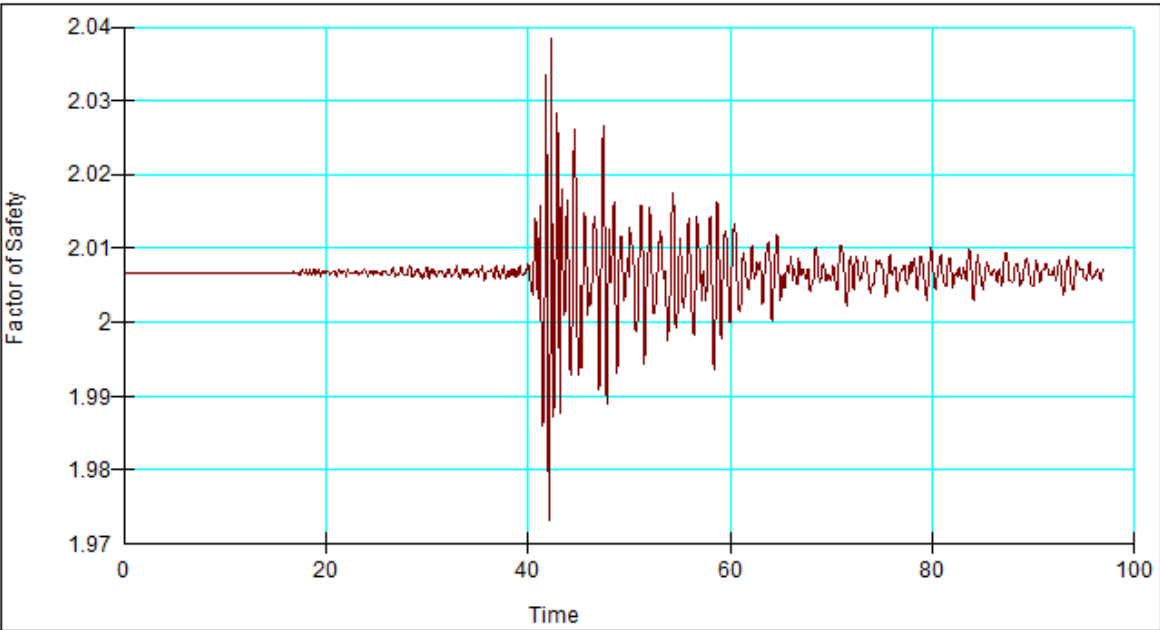


Figura 122. Variación del factor de seguridad en el talud aguas arriba con el tiempo

## Capítulo 9. Conclusiones

Un buen diseño de presas debe garantizar la estabilidad, y la seguridad de esta, contra todo tipos de falla. La estabilidad de las presas depende principalmente de los taludes generalmente de las características de los materiales de construcción, de las condiciones de la fundación y de la altura de la presa, es por eso que una buena información relativa de las características geotécnicas del sitio es también un elemento indispensable para la estabilidad de la presa.

Los resultados obtenidos en el análisis numérico de asentamientos de la sección máxima de la presa se compararon con los medidos en campo, si bien no hay una concordancia total son muy cercanos. Esta información es importante para el estudio y monitoreo del comportamiento de la presa tanto a corto como a largo plazo.

Debido a las limitaciones que presenta el análisis pseudoestático no es suficiente para una revisión por sismo para presas de tierra y enrocado de gran altura, no obstante sigue vigente por su sencillez y rapidez en el diseño sísmico de presas pequeñas y de mediana altura. Por otra parte, puede proporcionar ciertos parámetros para las presas de gran altura que pueden ser de utilidad para un análisis sísmico preliminar.

La evaluación de la estabilidad sísmica en el caso de presas de tierra y enrocado está referida a su capacidad para soportar las solicitaciones dinámicas, manteniendo su integridad y operatividad durante y después de la ocurrencia del evento sísmico, particularmente sus deformaciones permanentes.

La presa Chicoasén está localizada en una zona altamente sísmica. Hasta la fecha los sismos que ha soportado son de magnitud reducida, el análisis sísmico se realizó utilizando el sismo máximo creíble ocurrido en la zona el cual nos proporciona resultados favorables, sin embargo, la estructura no ha sido sometida a otro sismo de dicha magnitud por lo que es necesario proseguir con las observaciones y mediciones de esfuerzos y deformaciones para observar cuidadosamente las modificaciones que sufra bajo el efecto de los sismos futuros.

## REFERENCIAS

Alegría A. (2010). Política de operación óptima del sistema de presas del Río Grijalva. Efectos de la curva guía, *Tesis (Maestro en ingeniería), DEPFI, UNAM.*

Barragán L. (2008). *Manual para el análisis sísmico de estabilidad de taludes utilizando métodos pseudoestáticos y método de desplazamiento, Facultad de Ciencias Físico-Mecánicas, Universidad Industrial de Santander.*

Braja M. Das. (2001). "Fundamentos de ingeniería geotécnica", México: Thomson Learning

Benassini A. (1975). "Tipos de cortina", Presas de Tierra y Enrocamiento, Marsal y Reséndiz ed., ed. LIMUSA, México, pp. 35-43.

Cardona C. L. (2008). *Análisis no lineal de la respuesta sísmica de taludes sumergidos, Tesis (Maestro en ingeniería), DEPFI, UNAM.*

Calificación de Presas en función del riesgo potencial, Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas, Madrid.

Coronado R. I. (2008). Red de flujo tridimensional de la presa Chicoasén, *Tesis, Facultad de Ingeniería, UNAM.*

Comision Nacional del Agua <http://www.cna.gob.mx>

Comisión Federal de Electricidad (CFE). "Comportamiento de presas construidas en México Vol. II (1974-1984)", Contribución al XV Congreso Internacional de Grandes Presas, Lausanne, Suiza, 1985.

Comisión Federal de Electricidad (2009). Subdirección de Generación.

Desai C. S. (2005). "Constitutive modeling for geologic materials: significance and directions", Intern. J. Of Geomech., June: 81-84, 2005.

Dolen T. (1988). *Material and mixture proportion concepts for roller compacted concrete dams, Advanced Dam Engineering, R. B. Jansen ed., Van Nistrand Reinhold, EU.*

Fernández A. R. (2014). *Análisis geotécnico de respuesta dinámica*, Tesis (Maestro en ingeniería), DEPMI, UNAM.

Flores R., Hristov V. y Li Liu X. (2001). "Geotecnia en ingeniería de presas", México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).

Franklin A. G. y Chang F. K. (1977). "Permanent displacements of earth embankments by Newmark sliding block analysis", Report 5, Miscellaneous Paper S-71-17. U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station. Vicksburg, Mississippi.

Gordillo N. O. (2011). *Aplicación de la dinámica de suelos*, Tesis (Maestro en ingeniería), ESIA, IPN.

Gutiérrez C., Santoyo M. (2001). *Sismos*. México, D.F.: CENAPRED.

Herrera I., Ponce L. y Suarez G. "los sismos y sus causas", instituto de Geofísica, UNAM.

Helwany S. (2007). "Applied soil mechanics with Abaqus applications", Ed. John Wiley & Sons, Inc.

Hynes-Griffin M. E. y Franklin A. G. (1984). "Rationalizing Seismic Coefficient Method." Miscellaneous paper GL 84-13, USAEWES, Vicksburg, Mississippi.

Instituto Nacional de Prevención sísmica (INPRES).

Ishizaki H. y Hatakeyama N. (1962). "Considerations on the vibrational behaviors of earth dams", Kyoto University, Kyoto, Japan. Bolletin N. 52.

Jacques C. (2012). "Los sismos de la ciudad de México: parte 2", Órgano de difusión de la Estación Regional del Noroeste, UNAM, Hermosillo, Sonora, México.

Jurado C. (2012). *Problemas de interacción suelo estructura en cimentaciones y muros de contención. Influencia de los fenómenos de despegue y deslizamiento*, Tesis doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid.

Kerisel J. (1985). "The history of geotechnical engineering up until 1700", Memorias de 11o Congreso Internacional de Mecánica de suelos en Ingeniería de Cimentaciones, San Francisco, E.U., pp. 3-93, citado por Penman, A.D., "Rockfill for embankment dams", Volumen Marsal, SMMS, México, pp. 303-327.

Legg M., Slosson J. y Eguchi R. (1982). "Seismic hazard for Lifeline Vulnerability Analyses", Proceeding, Third International Conference on Micronization, Seattle, Washington, EUA.

Lin J. y Huang (1999). "A procedure on Seismic Risk analyses of Earth Dams", Risk Analysis in Dam Safety Assessment, J-T. Kuo y B.-C. Yen (ed.), Water Resources Pub. LLC, 159-177..

Liu J. (1995). "Investigation of the stress-strain relationship of sand", J. Of Terramech., 32(5): 221-230.

López G. (2007). "Introducción al uso del programa SLOPE/w", Master universitario en geotecnia Universidad de Córdoba.

Manual de diseño de obras civiles, "Diseño por sismo", CFE (2008).

Manual de mecánica de suelos, "instrumentación y monitoreo sísmico del comportamiento de obras hidráulicas", CONAGUA.

Marsal J. y Reséndiz D. (1979). *Presas de Tierra y Enrocamiento*. México, D. F.: LIMUSA.

Marsal J. Y Moreno E. (1979). "Investigaciones sobre el diseño y comportamiento durante la construcción de la presa Chicoasén, México", Contribución al XIII Congreso Internacional de Grandes Presas, N. Delhi, 1979, Comisión Federal de Electricidad (CFE).

Martínez M. L. (2002). *Análisis del comportamiento dinámico de la presa Chicoasén, Tesis (Facultad de ingeniería), DEPMI, UNAM.*

Mayoral J. M., Romo P. M. y Cardona C. L. (2007). "Pruebas de laboratorio para determinar propiedades de los suelos", México: Comisión Federal de Electricidad (CFE).

Mora J. C., González R., Aguirre J., "Microzonificación sísmica de Tuxtla Gutiérrez Chiapas.", Geofísica, UNAM, Gobierno del Estado de Chiapas.

Moreno E. (1978). "Control de obra y comportamiento observado durante la construcción de la presa Chicoasén Chis.", IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos: La ingeniería de suelos en las obras civiles, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C.

Murillo R. (2012). "Cortinas de presas", XXII Congreso Nacional de Hidráulica. *Nociones de estabilidad de taludes, Facultad de ingeniería, UNAM.*

Newmark N. M. (1965). "Effects of earthquakes on dams and embankments". *Geotechnique*, Vol. 15. N. 2 pp. 139-160.

Perumpral J. V., J. B. Liljedahl y W. H. Perloff (1971). "A numerical method for predicting the stress distribution and soil deformation under tractor Wheel." *J. of Terramech*, 8: 9-22.

Picardo A. (2008). *Modelos analíticos de la respuesta sísmica de presas de gravedad y torres de toma considerando la interacción presa-torre de toma-embalse y la absorción de fondo de embalse, Sevilla, Escuela Técnica Superior de Ingenieros, Universidad de Sevilla.*

Ramírez C. A. (1980). *Aspectos sobre el diseño, comportamiento durante las primeras etapas en construcción y análisis numéricos de la presa Chicoasén, Tesis (Maestro en ingeniería), DEPMI, UNAM.*

Rodríguez F. (2007). "Manual básico de usuario", Geostudio.

Rosenbluth E. Y Newmark N. M. (1976). *Fundamentos de ingeniería sísmica.* México, D.F.: DIANA.



Richards R. y Elms D. G. (1979). "Seismic behavior of gravity retaining walls", ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 105, N. 4, pp. 449-464.

"Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version." An Engineering Methodology, Third Edition, March 2008, Geo-Slope International LTD.

"Stability Modeling with SEEP/W 2007 Version." An Engineering Methodology, Third Edition, March 2008, Geo-Slope International LTD.

"Stability Modeling with QUAKE/W 2007 Version." An Engineering Methodology, Third Edition, March 2008, Geo-Slope International LTD.

Seed H. B. (1979). "Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams", Geotechnique Vol. 29 N. 3, pp. 215-263.

Seed H. B. y Whitman R. (1970). "Design of earth retaining structures for dynamic loadings", ASCE Specialty Conference-Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures.

Sepúlveda A. (2011). *Comportamiento sísmico de taludes de roca. Aplicación del método de Newmark, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y puentes, Universidad Politécnica de Madrid.*

Serie Técnicas de Comisión Federal de Electricidad (CFE). "Monografía geotécnica del P. H. Chicoasén, Chis. (1978)", Gerencia General de Estudio e Ingeniería Preliminar, Residencia Geológica de Construcción P. H. Chicoasén, Chis. México.

Servicio Sinológico Nacional (2012). Reporte Sísmico. Instituto de Geofísica, UNAM.

Sosa A. (2011). *Análisis sísmico de presas y cálculo de la presión hidrodinámica aplicado a la presa Minas –San Francisco y Presa Tierras-Blancas, sangolqui, Escuela Politécnica del Ejército.*

Shen J. Y R. L. Kushwaha (1988). "Soil-machine interactions. A finite elements perspective", Ed. Marcel Dekker inc. New York.

Sherard J. L. (1967). "Earthquake considerations in earth dam design." Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, N. SM4, 377-401.

Terzaghi K. (1950). "Mechanisms of landslides", Engineering Geology (Berkeley). Volume, Geological Society of America Boulder, CO, November, pp. 83-123.

Tiznado J. C. (2010). *Comportamiento sísmico de estructuras rígidas de contención de suelos, Tesis (Maestro en ciencias de ingeniería), Escuela de ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile*

Tripodi M. A., V. M. Puri, H. B. Manbeck y G. L. Messing (1992). "Constitutive models for cohesive particulate materials", J. Agric. Enfnf. Res., 53: 1-21, 1992.

Valencia E. (2013). Consideraciones prácticas para el diseño de presas de concreto compactado con rodillo, Tesis (Maestro en ingeniería), DEPMI, UNAM.

"Visión general de análisis de agua subterránea", Filtración de agua subterránea de elemento finito (tutorial) Slide, Rocscience.

[www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/388/A6.pdf?sequence=6](http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/388/A6.pdf?sequence=6).

Whitman R. V. y Liao S. (1985). "Seismic design of gravity retaining walls", Miscellaneous Paper GL-85-1. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Vicksburg, Mississippi.

Wong C. P. (1982). "Seismic analysis and an improved design procedure for gravity retaining walls", S. M. Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology. Cambridge, Massachusetts.

Wulfsohn, D. Y B. A. Adams (2002). "Advances in soil dynamics volumen 2", Elastoplastic soil mechanics, PP 1-116, St. Joseph, Mich.: ASAE.

Zaldívar A. (2008). *Análisis de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos en presas de enrocamiento con cara de concreto por medio del método del elemento finito*, Tesis (Maestro en ingeniería), DEPFI, UNAM.

Zúñiga R. (2011). "notas introductorias: Sismología", Centro de Geociencias, UNAM-Campus Juriquilla.

## Anexo 1

```

clc
clear
%
disp('PROGRAMA BETA DE NEWMARK')
disp(' ')
%
E=input('coeficiente de amortiguamiento: ');
DT=input('incremento de periodos (seg): ');
NP=input('numero de periodos (seg): ');
dt=input('valor de delta t apropiado (seg): ');
Y=xlsread('enero2002.xlsx','enero2002','G8:G19409');
disp('-----')
disp('      periodo      AAM      PSM      AREL      ')
disp('-----')
%ag=[];
for i=0:DT:NP
    P=i*DT;
    %if i==0
    %    w=0;
    %else
    %    w=(2*pi)/i
    %end
    %P=[0:DT:NP];
    AAM=0;
    ARM=0;
    PSM=0;
    A=0;
    V=0;
    D=0;
    VI=0;
    DI=0;
    w=2*pi()/P;
    DE=1+E*w*dt+(w^2*(dt^2/4));
    for j=1:length(Y)
        Z=Y(j);
        VI=V+(A*(dt/2));
        DI=D+V*dt+(A*(dt^2/4));
        A=-(Z+2*E*w*VI+w^2*DI)/DE;
        V=VI+(A*(dt/2));
        D=DI+(A*(dt^2/4));
        AABS=A+Z;
        AREL=A;
        PSAC=[D*w^2];
        if (abs(AABS)>AAM)
            AAM=[abs(AABS)];
        end
        if (abs(AREL)>ARM)
            ARM=[abs(AREL)];
        end
        if (abs(PSAC)>PSM)
            PSM=[abs(PSAC)];
        end
    end
    plot(P,AAM,'b-','linewidth',2,'markersize',6,'markeredgecolor','b','markerfacecolor','b')
    hold on
    set(gcf,'color','c')
    title('Espectro de respuesta')
    xlabel('Te (seg)')
    ylabel('a (g)')
    plot(P,ARM,'ro','markersize',4,'markeredgecolor','r','markerfacecolor','r')
    plot(P,PSM,'y*','markersize',4,'markeredgecolor','y','markerfacecolor','y')
    legend('AAM','ARM','PSM')
    disp([    P      AAM      PSM      ARM])
end
pause

```